

ÖZ

74. Jahrgang 1986/Heft 4

Österreichische Zeitschrift für Vermessungswesen und Photogrammetrie

INHALT:

	Seite
K. Bretterbauer: Das Höhenproblem in der Geodäsie	205
N. Höggerl: Die Ausgleichung des österreichischen Präzisionsnivellamentnetzes	216
J. Zeger: Historische Entwicklung des Präzisionsnivellaments in Österreich	250
A. Waalewijn: Der Amsterdamer Pegel (NAP)	264
Aus Rechtsprechung und Praxis	270
Veranstaltungskalender	272
Mitteilungen und Tagungsberichte	274
Persönliches	277
Buchbesprechung	282
Zeitschriftenschau	283
Adressen der Autoren der Hauptartikel	284
Contents	284

ORGAN DER ÖSTERREICHISCHEN KOMMISSION FÜR DIE INTERNATIONALE ERDMESSUNG

IMPRESSUM

Medieninhaber und Herausgeber:

ÖSTERREICHISCHER VEREIN FÜR VERMESSUNGSWESEN UND PHOTOGAMMETRIE

Schiffamtsgasse 1-3, A-1025 Wien, Tel. 0222/35 76 11

Schriftleiter: Dipl.-Ing. Dr. Erhard Erker

Anschrift der Redaktion: Schiffamtsgasse 1-3, A-1025 Wien

Hersteller: Fritz Raser Ges.m.b.H., Grundsteingasse 14, A-1160 Wien

Verlags- und Herstellungsort Wien

Gefördert durch das Bundesministerium für Wissenschaft und Forschung in Wien

Österreichische Zeitschrift für Vermessungswesen und Photogrammetrie

Schriftleiter: *Dipl.-Ing. Dr. techn. Erhard Erker*, Schiffamtsgasse 1-3, A-1025 Wien

Stellvertreter: *Dipl.-Ing. Norbert Höggerl*, Schiffamtsgasse 1-3, A-1025 Wien

Redaktionsbeirat:

<i>o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Kurt Bretterbauer</i> Technische Universität Wien, Gußhausstraße 27-29, A-1040 Wien	Theoretische Geodäsie
<i>o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. DDR. techn. Helmut Moritz</i> Technische Universität Graz, Rechbauerstraße 12, A-8010 Graz	Theoretische Geodäsie
<i>o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Hans Schmid</i> Technische Universität Wien, Gußhausstraße 27-29, A-1040 Wien	Landesvermessung
<i>o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Brandstätter</i> Technische Universität Graz, Rechbauerstraße 12, A-8010 Graz	Ingenieurgeodäsie
<i>o. Univ.-Prof. Dr. Ing. Karl Kraus</i> Technische Universität Wien, Gußhausstraße 27-29, A-1040 Wien	Photogrammetrie
<i>emer. o. Univ.-Prof. Dr. Wolfgang Pillewizer</i> Technische Universität Wien, Gußhausstraße 27-29, A-1040 Wien	Kartographie
<i>OSR Dipl.-Ing. Rudolf Reischauer</i> Kaastrabengasse 3a, A-1190 Wien	Stadtvermessung
<i>HR Dipl.-Ing. Karl Haas</i> Lothringerstraße 14, A-1030 Wien	Agrarische Operationen
<i>Vizepräsident Dipl.-Ing. Friedrich Hrbek</i> BEV, Schiffamtsgasse 1-3, A-1025 Wien	Kataster
<i>HR Dipl.-Ing. Dr. techn. Johann Bernhard</i> BEV, Krotenthallergasse 3, A-1080 Wien	Landesaufnahme
<i>Dipl.-Ing. Manfred Eckharter</i> Friedrichstraße 6, A-1010 Wien	Ziviltechnikerwesen

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 *Dipl.-Ing. Norbert Höggerl*, Schiffamtsgasse 1-3, A-1025 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 350,-
Postcheckkonto Nr. 1190.933

Abonnementgebühr für das Inland S 400,-
Abonnementgebühr für das Ausland S 460,-

Einzelheft: S 110,- Inland bzw. S 120,- Ausland

Alle Preise enthalten die Versandkosten, die für das Inland auch 10% MWSI.

	schw.-weiß	färbig	
Anzeigenpreis pro 1/4 Seite 126 x 200 mm	S 3500,-	S 5600,-	einschl. Anzeigensteuer
Anzeigenpreis pro 1/2 Seite 126 x 100 mm	S 2100,-	S 3360,-	einschl. Anzeigensteuer
Anzeigenpreis pro 1/4 Seite 126 x 50 mm	S 1190,-	S 1904,-	einschl. Anzeigensteuer
Anzeigenpreis pro 1/6 Seite 126 x 25 mm	S 945,-	S 1512,-	einschl. Anzeigensteuer

Prospektbeilagen bis 4 Seiten S 2100,- einschl. Anzeigensteuer
zusätzlich 20% MWSI.

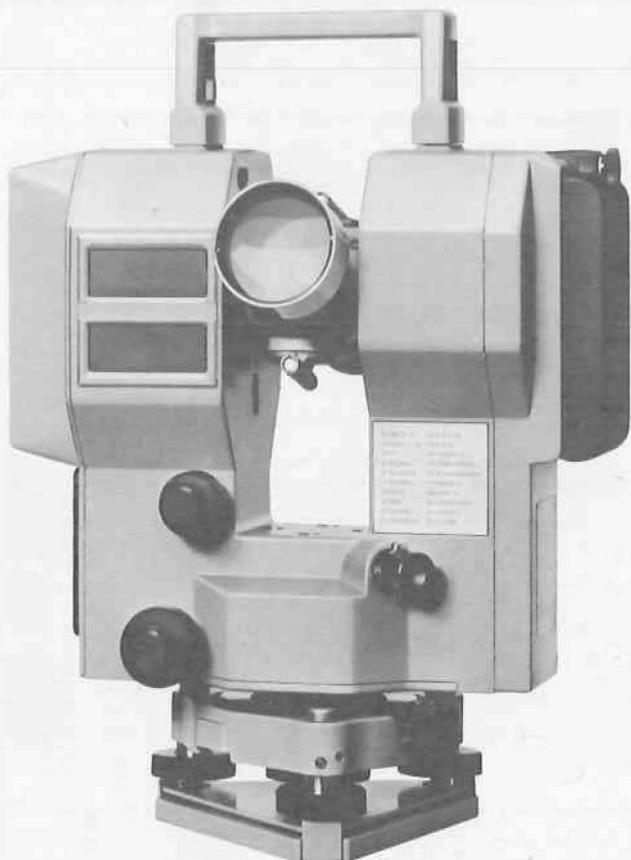
Postcheckkonto Nr. 1190.933

Telephon: (0222) 35 76 11/2700 oder 3705 DW

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.

DAS DRITTE

Zeiss Ella 4 –
das elektronische
Tachymeter
für die täglichen
Meßprobleme. Damit
die Vermessung
bequemer und
zuverlässiger wird.



Zeiss Ella 4 – moderne
Technik in bekannter Zeiss
Qualität und leistungsfähige
Programme zum außergewöhnlich günstigen Preis.
Kompakte Bauweise,
bequeme Bedienung und

schnelle Datenerfassung.
Einfache Programmauswahl
per Tastendruck.
Benutzerführung in den
Meßprogrammen.
Schnittstelle für den Anschluß
an EDV-Systeme.

**Steuerung des
Mikroprozessors
über nur 3 Tasten**

**Freie Wahl der
Hauptbedienungs-
richtung**

**Meß- und Rechen-
programme für
Aufnahme
und Absteckung**

**Benutzerführung
zur Programm-
handhabung**

Zeiss 
West Germany
eta 4

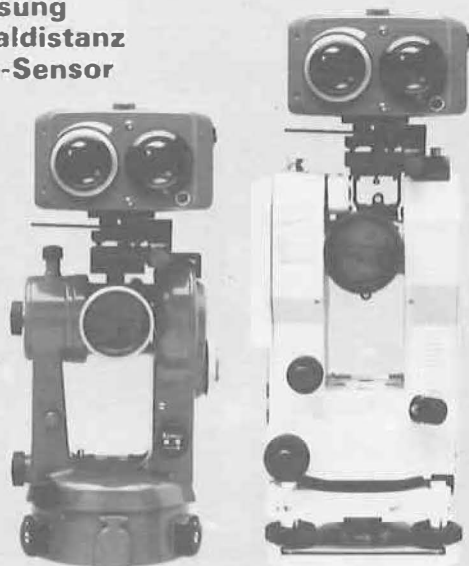
Zeiss Österreich Ges.m.b.H.
A-1096 Wien, Rooseveltplatz 2,
Tel. 0222/42 36 01

Die Aufsetzbaren von Kern

DM104/DM150



**Direkte Ablesung
der Horizontalabstand
mit Dynamik-Sensor**



Artaker Dr. Wilhelm

1052 Wien, Kettenbrückengasse 16
Tel.: (0222) 58 805-0



Das Höhenproblem der Geodäsie

Von K. Bretterbauer, Wien

Abstract

The forthcoming introduction of a new height system in Austria is the motive for elaborating once more the height problem of geodesy in detail. The aim is to provide the practical man of surveying with a complete background of related problems in order to help him with sound arguments in discussions with users of heights from other disciplines, e. g. geography, hydrography or constructions.

1. Vorbemerkung

Die bevorstehende Änderung des österreichischen staatlichen Höhensystems gibt Anlaß, das Höhenproblem der Geodäsie den praktisch tätigen Vermessungsfachleuten nochmals in aller Breite in Erinnerung zu rufen. Die folgenden Ausführungen sind auch als Argumentationshilfe in eventuellen Diskussionen mit Nutzern von Höhen aus anderen Fachrichtungen gedacht, also mit Geographen, Hydrologen, Baufachleuten u. a.

Der Begriff „Höhe“ läßt mehrere Deutungen zu, und nicht einmal unter Theoretikern herrscht Übereinstimmung, welche Höhe die beste ist. Die damit zusammenhängenden Fragen sind für Flachländer wie Holland mehr von akademischem Interesse, für unser Gebirgsland aber haben sie Auswirkungen auf die Praxis. Das Problem erscheint fachfremden Personen trivial, meint doch jedermann zu wissen, was Höhe ist. In den meisten Fällen aber, in denen von Höhe gesprochen wird, sind Höhendifferenzen gemeint: Die Höhe einer Kirchturmspitze über dem Straßenniveau, einer Baumkrone über dem natürlichen Boden. Man könnte durchaus die Frage stellen, warum nicht der tiefst gelegene Punkt eines Landes zum Nullpunkt seines Höhensystems erklärt wird. Die Frage ist keineswegs unsinnig, denn genau das wurde für den Bereich der Stadt Wien durch Einführung des Wiener Horizonts gemacht. Zumindest die Bergsteiger und Flugzeugführer würden protestieren, denn für sie ist neben der Höhe des Berges über der Talsohle bzw. der Höhe des Flugzeugs über Grund auch die „absolute Höhe“ notwendig, hängen doch davon so lebenswichtige Parameter wie Luftdruck und Temperatur ab. Auch der Nichtfachmann nennt diese absolute Höhe „Meereshöhe“, weil er intuitiv geneigt ist, der (ruhend gedachten) Meeresoberfläche als tiefste Stelle der Erdoberfläche, in der er ohne Hilfsmittel verweilen kann, die Höhe Null zuzuordnen (tatsächlich gibt es mehrere Festlandstellen, die unter dem Meeresniveau liegen).

Wir leben in dem dreidimensionalen Raum unserer Anschauungswelt. Für die allermeisten technischen Anwendungen wird dieser Raum ausreichend genau durch die Euklidische Geometrie und die Newtonsche Mechanik beschrieben. Der Ort eines Punktes in diesem Raum wird durch Angabe dreier geometrischer Größen charakterisiert, die wir seine Koordinaten nennen. Das kann auf verschiedene Weise geschehen, prinzipiell aber ist dabei keine Koordinate vor den anderen ausgezeichnet. Und dennoch nehmen wir im täglichen Leben eine Trennung in Lage und Höhe vor. Denn um eine Masse einen Meter hoch zu heben, muß bedeutend mehr Kraft aufgewendet werden, als um sie einen Meter horizontal zu verschieben. Auch die klassische Geodäsie hat bis in die Gegenwart Lage und Höhe getrennt behandelt, und im praktischen Vermessungswesen muß dies auch weiterhin so sein. Der Grund für diese Trennung ist: Die Lage ist geometrisch definiert, die Höhe aber ist physikalischer Natur, nämlich ein der Potentialdifferenz proportionales Maß, von dem allein die Dynamik aller natürlichen und künstlichen Vorgänge auf der Erde, wie das Fließen von Wasser und das Rollen von Fahrzeugen, bestimmt wird.

Natürlich kann auch die Höhe geometrisch definiert werden. Die Landesvermessung beschreibt die Lage von Fixpunkten durch zwei Parameter (Länge und Breite) auf dem Referenzellipsoid und gewinnt diese durch Orthogonalprojektion der Oberflächenpunkte auf das Ellipsoid. Die systemkonforme dritte Koordinate ist der vertikale Abstand vom Ellipsoid, die ellipsoidische Höhe H . Der Vollständigkeit halber sei gesagt, daß auch die in der Praxis benützten Gauß-Krüger-Koordinaten ebenfalls ellipsoidische, sogenannte thermische, Parameter sind, die aber aufgrund ihrer besonderen Eigenschaften auch als ebene Koordinaten aufgefaßt werden können. Die gemeinsame und gleichwertige Bestimmung der drei geozentrischen kartesischen Raumkoordinaten (X, Y, Z) und daraus der ellipsoidischen Koordinaten (L, B, H) ist erst in jüngster Zeit unter sehr großem materiellen und intellektuellen Aufwand, nämlich mit Hilfe neuer Satellitensysteme (GPS) gelungen (*Rinner, Zeger, Hofmann-Wellenhopf, Erker, 1986*).

Die vorhin erwähnte Höhenmaßzahl für dynamische Vorgänge ist offenbar entlang der ruhenden Oberfläche eines Sees konstant. Tatsächlich stellt diese Fläche eine Fläche gleichen Potentials, eine Niveaufläche dar. Die ellipsoidischen Höhen sind zur Beschreibung einer solchen Fläche, und damit für alle technischen Projekte, völlig ungeeignet, denn Flächen gleicher ellipsoidischer Höhe weichen von Niveauflächen global um durchschnittlich ± 30 m, im Extremfall um ± 100 m ab. Im Gebirge kann diese Abweichung auf nur 10 km Entfernung den Betrag von 1 m erreichen.

Es ist die Aufgabe einer Landesvermessung, ein Höhensystem festzulegen, das folgenden Bedingungen genügt:

1. Die Punkthöhen sollen eindeutig und unabhängig vom Wege bestimmbar sein.

2. Die Höhen sollen möglichst frei von hypothetischen Annahmen sein.

3. Die Korrekturen der gemessenen Höhenunterschiede auf das angenommene Höhensystem sollen hinreichend klein sein, sodaß sie bei Bearbeitung von Nivellements niederer Ordnung vernachlässigt werden können.

2. Potential und Potentialdifferenz

In jedem Punkt des Schwerefeldes der Erde greift ein Kraftvektor an, der senkrecht auf die Niveaufläche durch diesen Punkt steht. In der Geodäsie arbeitet man aber nicht mit der Kraft, sondern mit der Beschleunigung \mathbf{g} (genannt Schwerevektor), die diese Kraft der Einheitsmasse (1 kg) erteilt. Diesem Schwerevektor ist eine skalare Ortsfunktion $W(x, y, z)$ derart zugeordnet, daß

$$\mathbf{g} = -\text{grad } W, \text{ oder } \mathbf{g} = -\frac{dW}{dh}. \quad (2.1)$$

h ist in Richtung der äußeren Normalen auf die Niveaufläche zu zählen, die durch $W(x, y, z) = \text{const}$ definiert ist. Das negative Vorzeichen zeigt, daß g abnimmt, wenn h zunimmt. $W(x, y, z)$ heißt die „Kräftefunktion“ der Erde und stellt physikalisch ein Potential von der Dimension $|\text{m}^2\text{s}^{-2}|$ dar. Zwischen zwei Niveauflächen mit den konstanten Potentialen W_1 und W_2 herrscht die ebenfalls konstante Potentialdifferenz ($W_2 - W_1$). Mit der Einheitsmasse 1 kg multipliziert, ist das die Arbeit, die man gegen die Schwerkraft verrichten muß, um die Einheitsmasse von der einen Niveaufläche in die andere zu heben. Diese Arbeit ist vom Wege unabhängig, was einsichtig ist, denn im gegensätzlichen Fall könnte man durch Transport einer Masse im Schwerefeld Arbeit gewinnen.

Der Betrag g des Schwerevektors kann heute mittels Gravimeter einfach und schnell mit hoher Genauigkeit gemessen werden (siehe dazu auch den Artikel von *N. Höggerl* in diesem Heft). In der Geodäsie wird die Schwere in der Einheit „Gal“ = $1 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ ausgedrückt. Diese Einheit ist keine Größe des Internationalen Maßsystems und darf nur innerhalb der Geodäsie verwendet werden. Die Schwere in unseren Breiten beträgt rund $980 \text{ Gal} = 9,80 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$.

Zwei differentiell benachbarte Niveauflächen haben die Potentialdifferenz $dW = \text{const}$ und den Abstand dh . Auf einer Niveaufläche ist die Schwere g infolge der Massenunregelmäßigkeiten variabel. Schreibt man (2.1) in der Form

$$dW = -g \cdot dh = \text{const} \tag{2.2}$$

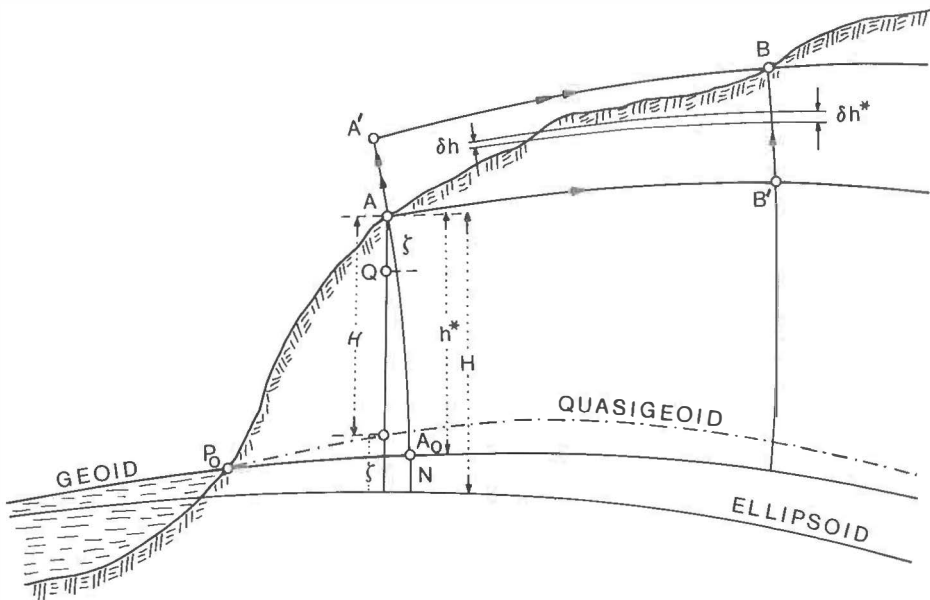
so sieht man, daß benachbarte Niveauflächen nicht parallel sind; wo g größer ist, rücken die Niveauflächen näher zusammen. In jedem Punkt herrscht ein und nur ein bestimmtes Potential, d. h. die Niveauflächen umschließen einander schalenförmig. Die natürlichen Lotlinien schneiden sie überall senkrecht und sind daher schwach gekrümmte Raumkurven.

Bezeichnet man mit δh den aus „Rückblick minus Vorblick“ gebildeten Höhenunterschied zweier Lattenstandpunkte des geometrischen Nivellements, so ist

$$\sum_A^B \delta h$$

das reine Nivellementergebnis von A nach B. Dieses ist vom Wege abhängig, wie man leicht der Figur 1 entnimmt: Je nachdem ob man (gedanklich) von A über B' nach B, oder von A über A' nach B nivelliert, erhält man unterschiedliche Ergebnisse, da ja die Nivellements entlang der Niveauflächen AB' bzw. A'B jeweils null ergeben. Vom Wege unabhängig ist nur die Potentialdifferenz ($W_B - W_A$). Diese folgt aus dem Integral von (2.2), das in der Praxis durch eine Summe ersetzt wird:

$$W_B - W_A = - \int_A^B g \cdot dh \approx - \sum_A^B g \cdot \delta h. \tag{2.3}$$



Figur 1

Diese Art von Nivellement könnte man „geopotielles Nivellement“ nennen. Es verbindet geometrisches Nivellement mit Schweremessungen. Zur notwendigen Genauigkeit der Schweremessung siehe Höggerl. Das erste Nivellement dieser Art wurde von dem Oberst des Militär-Geographischen Institutes R. v. Sterneck mit dem von ihm erdachten Pendelapparat in Südtirol ausgeführt.

Für den Aufbau eines Landeshöhennetzes werden die Potentialdifferenzen auf jene Niveaufläche bezogen, die in der mittleren Höhe der ruhend gedachten Weltmeere verläuft; sie trägt den Namen „Geoid“. Das Geoid läßt sich gedanklich unter den Kontinenten fortsetzen und eignet sich hervorragend als Bezugsfläche für Potential- und Höhendifferenzen. Leider ist es keine analytische Fläche, scheidet daher als Rechenfläche für Lagebeziehungen aus. Die auf das Geoid bezogene Potentialdifferenz erhielt durch den französischen Geodäten *P. Tardi* den Namen „geopotentielle Kote“ *C*. Somit gilt z. B. für den Punkt *A* in der Figur 1:

$$C_A = W_0 - W_A = \int_0^A g \cdot dh \approx \sum_0^A g \cdot \delta h. \quad (2.4)$$

Als Einheit der geopotentiellen Koten wurde $1\text{kGal} = 10\text{ m}^2\text{s}^{-2}$ gewählt, weil dann der Zahlenwert nur um rund 2% von der zugehörigen Meereshöhe abweicht.

Die Bestimmung von *C* erfordert also den Anschluß an einen Meerespegel. Beim noch bestehenden alten Höhensystem war das der Mareograph am Molo Sartorio in Triest. Das neue System bezieht sich auf das Mittelwasser der Nordsee, repräsentiert durch den Amsterdamer Pegel NAP (Normaal Amsterdam Peil). Der Anschluß an ihn ist im Zuge der Messung des Einheitlichen Europäischen Nivellementnetzes REUN (Réseau Européen Unifié de Nivellement) erfolgt (*Höggerl*). Mit Mittelwasser ist gemeint, daß die Wirkungen von Wind, Wellen, Temperatur, vor allem aber der Gezeiten eliminiert sind. Da die Gezeiten zu zwei Drittel vom Mond, zu einem Drittel von der Sonne verursacht werden, müssen die Registrierungen der Mareographen über 18,6 Jahre gemittelt werden, d. i. die Periode eines Umlaufs des Mondknotens. Der NAP ist als das Mittel der Beobachtungen der Periode 1940–1958 definiert. Streng genommen ist die Niveaufläche W_0 durch das Mittelwasser nur eine Annäherung an das Geoid. Durch weiträumige, nahezu konstante meteorologische und ozeanographische Effekte bedingt, ist die mittlere ruhende Meeresoberfläche keine Niveaufläche, sondern kann über einen Ozean hinweg um 1–3 m von einer solchen abweichen, wie durch die Satellitenaltimetrie nachgewiesen wurde.

In einer geschlossenen Nivellementschleife gilt:

$$\oint g \cdot dh \approx \sum_A g \cdot \delta h = 0. \quad (2.5)$$

Deshalb sind die geopotentiellen Koten jene Größen, in denen die Bearbeitung und Ausgleichung von Nivellementnetzen erfolgt (*Höggerl*). Um jedoch Aufschluß über das reine Nivellementergebnis über eine Schleife und damit über die Meßfehler zu erhalten, ersetzt man in (2.5) die Schwere durch die Identität $g \equiv g_A + (g - g_A)$ und erhält den „theoretischen Schleifenschluß“ ε :

$$\varepsilon = \sum_A \delta h = - \sum_A \frac{g - g_A}{g_A} \cdot \delta h \neq 0. \quad (2.6)$$

3. Dynamische Höhen

Die geopotentiellen Koten haben die Dimension $[\text{m}^2\text{s}^{-2}]$, das praktische Vermessungswesen jedoch verlangt Höhen in Metern. Man kann *C* sofort in eine metrische Höhe verwandeln, indem man durch einen an sich beliebigen Schwerewert dividiert. Man nimmt dazu meist den theoretischen Schwerewert am Niveauellipsoid in 45° Breite γ_{45} . Nach der Schwereformel des Geodätischen Referenzsystems 1980 (*Moritz*, 1984) kann dieser Wert aus folgender Formel berechnet werden:

$$\gamma = 9,780\,326\,772 \cdot (1 + 0,005\,279\,041 \cdot \sin^2 \phi + 0,000\,023\,272 \cdot \sin^4 \phi + \dots) \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}. \quad (3.1)$$

$$\text{Daraus erhält man: } \gamma_{45} = 9,806\,199\,203 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2} \approx 0,980\,62 \text{ kGal}. \quad (3.2)$$

Die dynamische Höhe des Punktes A z. B. ist dann:

$$h_A = C_A / \gamma_{45}, \tag{3.3}$$

und der dynamische Höhenunterschied zweier Punkte:

$$h_B - h_A = \frac{W_A - W_B}{\gamma_{45}} \approx \frac{1}{\gamma_{45}} \sum_A^B g \cdot \delta h. \tag{3.4}$$

Um für die Praxis ein reines Nivellementergebnis in eine dynamische Höhendifferenz umrechnen zu können, zerlegt man (3.4) in:

$$h_B - h_A = \sum_A^B \delta h + \sum_A^B \frac{g - \gamma_{45}}{\gamma_{45}} \cdot \delta h. \tag{3.5}$$

Das Zusatzglied zum reinen Nivellementergebnis heißt „dynamische Korrektion“. Die dynamischen Höhen weisen große Vorzüge auf: Sie sind theoretisch einwandfrei und können vollkommen hypothesenfrei mit hoher Genauigkeit bestimmt werden. Sie erfüllen mithin die Bedingungen 1) und 2). Für *Heitz* (1986) kommen deshalb ausschließlich dynamische Höhen für ein Landeshöhensystem in Frage. Bedingung 3) allerdings ist nicht erfüllt, die dynamische Korrektion kann unangenehm groß werden. Außerdem haben dynamische Höhen keine geometrische Bedeutung, obwohl sie von der Dimension |m| sind; sie können daher auch nicht in Beziehung zu ellipsoidischen Höhen gebracht werden. Die verantwortlichen Fachleute in Österreich haben sich deshalb entschlossen, die dynamischen Höhen nicht zu den offiziellen Höhen des staatlichen Systems zu erklären. Wegen ihrer großen Bedeutung für hydrologische Projekte (zwischen Punkten gleicher dynamischer Höhe kann kein Wasser fließen!) wird die Höhendatenbank aber auch dynamische Höhen enthalten.

4. Orthometrische Höhen

Die zwanglose Deutung des Begriffes „Höhe“ ist der vertikale Abstand von einer Bezugsfläche. Ist diese das Geoid, so hat man echte Meereshöhen gewonnen. In Strenge versteht man darunter die Länge der schwach gekrümmten Lotlinien A_oA bzw. B_oB in der Figur 1. Der Einfluß der Krümmung kann vernachlässigt werden. Diese Höhen heißen „orthometrische Höhen“ und sind die offiziellen Höhen des neuen österreichischen Systems. Man erhält sie, indem man entlang der Lotlinie vom Geoid zum Oberflächenpunkt ein geopotentielles Nivellement mißt. Probleme ergeben sich aus der Tatsache, daß man in der Erdkruste nicht messen kann. Im folgenden werden die in der Erdkruste zu messenden Größen mit einem Stern versehen (siehe Figur 1). Völlig analog zu (2.4) gilt:

$$C_A = W_o - W_A = \int_{A_o}^A g^* dh^* = h_A^* \cdot \underbrace{\frac{1}{h_A^*} \int_{A_o}^A g^* dh^*}_{\bar{g}_A^*}, \text{ und damit } C_A = \bar{g}_A^* h_A^*, \text{ oder: } h_A^* = \frac{C_A}{\bar{g}_A^*} \tag{4.1}$$

\bar{g}^* stellt den integralen Mittelwert der Schwere in der Lotlinie dar. Über seine Bestimmung hat *Sünkel* (1986) ausführlich in dieser Zeitschrift berichtet.

Da die Bestimmung von C_A unabhängig vom Wege ist, wird sie entlang der Erdoberfläche ausgeführt. (4.1) stimmt formal mit (3.3), der Formel zur Gewinnung dynamischer Höhen, überein.

Auch die orthometrischen Höhen haben Vor- und Nachteile. Bedingung 1) ist erfüllt, Bedingung 3) wesentlich besser erfüllt als durch die dynamischen Höhen, Bedingung 2) ist nicht erfüllt. Die Berechnung des Mittelwertes der Schwere in der Lotlinie ist nur mit hypothetischen Annahmen über den Dichteverlauf in der Erdkruste möglich. Die orthometrischen Höhen können also nie exakt berechnet werden, auch wenn einmal ein räumliches Dichte-

modell für Österreich vorliegen sollte. Ein weiterer Mangel ist, daß Punkte mit gleicher orthometrischer Höhe nicht auf einer Niveaulfläche liegen, zwischen ihnen also Wasser fließen kann! Außerdem ist die Berechnung der orthometrischen Höhen sehr aufwendig und in wirtschaftlich vertretbarer Weise überhaupt erst durch das digitale Geländemodell und mittels EDV möglich geworden. Diese Mängel haben *Motodenskij* (siehe *Vaniček, Krakiwsky*, 1986) veranlaßt, 1954 seine „Normalhöhen“ einzuführen.

Diese Nachteile der orthometrischen Höhen werden jedoch durch die Vorteile aufgewogen. Die orthometrischen Höhen als die Abstände vom Geoid sind geometrisch eindeutig und der korrekte Übergang auf ellipsoidische Höhen ist möglich. Sie stellen auch einen wichtigen Beitrag zur Erforschung der geometrischen Struktur des inneren Schwerfeldes der Erde dar. Mag sein, daß das, wie *Heitz* betont, primär nicht Aufgabe einer Landesvermessung ist. Mit den modernen Methoden ist für die Zwecke der Landesvermessung das Geoid tatsächlich entbehrlich geworden.

Es bleibt noch zu zeigen, wie aus einem reinen Nivellementergebnis $\sum \delta h$ die Differenz der orthometrischen Höhen folgt. Zunächst bildet man die Identität

$$h_B^* - h_A^* = (h_B - h_A) + (h_B^* - h_B) - (h_A^* - h_A). \quad (4.2)$$

In der ersten Klammer steht die Differenz der dynamischen Höhen nach (3.5). In der zweiten und dritten Klammer steht jeweils die Differenz von orthometrischer und dynamischer Höhe desselben Punktes. Die orthometrischen Höhen als Längen der Lotlinien können zweifellos in der Form ausgedrückt werden:

$$h_A^* = \sum_{A_0}^A \delta h^*, \quad h_B^* = \sum_{B_0}^B \delta h^*. \quad (4.3)$$

Andererseits kann man auch entlang der Lotlinien eine dynamische Höhe messen, indem man (3.5) auf die Wege A_0A bzw. B_0B anwendet:

$$h_A = \sum_{A_0}^A \delta h^* + \sum_{A_0}^A \frac{g^* - \gamma_{45}}{\gamma_{45}} \cdot \delta h^*, \quad h_B = \sum_{B_0}^B \delta h^* + \sum_{B_0}^B \frac{g^* - \gamma_{45}}{\gamma_{45}} \cdot \delta h^*. \quad (4.4)$$

(3.5), (4.3) und (4.4) in (4.2) eingesetzt, gibt:

$$h_B^* - h_A^* = \sum_A^B \delta h + \sum_A^B \frac{g^* - \gamma_{45}}{\gamma_{45}} \cdot \delta h + \sum_{A_0}^A \frac{g^* - \gamma_{45}}{\gamma_{45}} \cdot \delta h^* - \sum_{B_0}^B \frac{g^* - \gamma_{45}}{\gamma_{45}} \cdot \delta h^*. \quad (4.5)$$

Faßt man die drei letzten Summen der Gleichung (4.5) unter „orthometrische Korrektur“ OK zusammen, so hat man eine Formel zur Überführung eines reinen Nivellementergebnisses in eine Differenz von orthometrischen Höhen, oder zur Übertragung der orthometrischen Höhe von A nach B gewonnen:

$$h_B^* = h_A^* + \sum_A^B \delta h + OK. \quad (4.6)$$

Diese von *Ledersteger* (1969) entdeckte Beziehung ist deshalb so bemerkenswert, weil die OK als Summe dreier dynamischer Korrekturen erscheint: Jener entlang der Lotlinie von A_0 nach A, entlang der Erdoberfläche von A nach B und schließlich wieder entlang der Lotlinie von B nach B_0 .

Die topographischen Verhältnisse in Gebirgstälern können zu starken Änderungen der orthometrischen Korrektur von Punkt zu Punkt führen. Da der Praktiker im allgemeinen weder Schweremessungen noch Berechnungen der OK durchführt, kann sein reines Nivellementergebnis merklich von der Differenz orthometrischer Höhen von Nivellementfixpunkten abweichen. Der bekannten Studie von *Mader* (1954) über die Tauernschleife entnimmt man z. B. eine Änderung der OK im Gasteinertal zwischen Patschgen und Streitberg von 8 mm pro km Horizontalentfernung, zwischen Streitberg und Hofgastein von 3 mm/km und zwischen Hofgastein und Dorfgastein von immerhin 2 mm/km.

5. Normalhöhen nach Molodenskij

Im Zusammenhang mit einer umfassenden Theorie des Schwerefeldes der Erde hat *Molodenskij* (1960) ein Höhensystem vorgeschlagen, das endlich alle drei Bedingungen für ein Landeshöhennetz erfüllt, vor allem die Hypothesenfreiheit. Er geht dabei von einem Erdellipsoid aus, das mit einem künstlichen Potential U ausgestattet ist. Das Ellipsoid ist Niveaufläche (Niveauellipsoid) dieses theoretischen Feldes, und sein Potentialwert ist gleich dem des Geoides, also $U_o = W_o = \text{const}$. Nach *Molodenskij* wird nun in der Ellipsoidnormalen eines Oberflächenpunktes (z. B. A) ein Punkt Q derart gesucht, daß seine Potentialdifferenz zu U_o im theoretischen Feld gleich ist der Potentialdifferenz des Oberflächenpunktes zu W_o im realen Feld. Mit (2.4) gilt also:

$$U_o - U_Q = W_o - W_A = \int_0^A g \cdot dh = C_A. \tag{6.1}$$

Die Normalhöhe H ist definiert durch

$$H_A = \frac{C_A}{\bar{\gamma}_Q}. \tag{6.2}$$

$\bar{\gamma}$ ist ein Mittelwert der theoretischen Schwere zwischen Q_o und Q und wäre in Strenge wieder aus einem Integral zu bestimmen. Es genügt aber, als Mittelwert den Schwerewert in der Höhe $H/2$ zu nehmen. Dieser errechnet sich also aus:

$$\gamma_Q = \gamma_{Q_o} - \frac{d\gamma}{dH} \cdot \frac{H}{2}. \tag{6.3}$$

Darin ist $\frac{d\gamma}{dH}$ der theoretische Schweregradient (*Vanicek, Krakivsky*, 1986):

$$\frac{d\gamma}{dH} = -0,30875 \cdot (1 - 0,001415 \cdot \sin^2\phi) \text{ |mGal/m|}. \tag{6.4}$$

Somit läßt sich $\bar{\gamma}_Q$ streng, wenn auch nur iterativ berechnen. Da C_A durch geopotentielles Nivellement gemessen werden kann, ist die Normalhöhe hypothesenfrei bestimmbar.

Sucht man in derselben Weise für viele Oberflächenpunkte ihre zugehörigen Punkte Q, so bildet die Gesamtheit dieser Punkte eine Fläche, die *Hirvonen* das „Telluroid“ genannt hat. Den Abstand zwischen Telluroid und Erdoberfläche hat *Molodenskij* als „Höhenanomalie ζ “ bezeichnet. Man beachte: Die Normalhöhen folgen aus der Potentialdifferenz zwischen Niveauellipsoid und Telluroid im theoretischen Feld in derselben Weise, wie die orthometrischen Höhen aus der Potentialdifferenz zwischen Geoid und Oberflächenpunkt im realen Feld.

Es ist allerdings nicht sehr befriedigend, die Höhe eines Punktes durch eine Länge zu charakterisieren, die nicht in diesem Punkt endet. *Molodenskij* hat deshalb die Normalhöhen von den Oberflächenpunkten weg nach unten abgetragen und erhält eine neue Fläche nahe dem Geoid, das „Quasigeoid“. Damit wird das Quasigeoid zur Bezugsfläche für die Normalhöhen, so wie das Geoid für die orthometrischen Höhen. Die Höhenanomalien sind nun die Abstände des Quasigeoides vom Ellipsoid (siehe Figur 1). Es ist festzuhalten, daß weder Telluroid noch Quasigeoid Niveauflächen sind!

Nur erwähnt werden sollen zwei weitere Höhensysteme, die noch manchmal in der Literatur genannt werden, die *Vignal*-Höhen und die „sphäroidischen Höhen“. *Vignal*-Höhen unterscheiden sich von Normalhöhen nur insofern, als anstelle von (6.4) ein konstanter Vertikalgradient

$$\frac{d\gamma}{dh} = -0,3086 \text{ mGal/m}$$

benützt wird. In unseren Breiten stimmen sie völlig mit den Normalhöhen überein.

Sphäroidische Höhen hat man benützt, als Schweremessungen noch langwierig und kompliziert waren. Man hat deshalb anstelle von gemessenen Schwerewerten berechnete Werte eingeführt. Der Name besagt auch, daß diese Schwerewerte aus einer sphäroidischen Schwereformel stammen. Wegen der leichten Meßbarkeit von Schwerewerten sind sphäroidische Höhen heute überholt. Sie werden nur genannt, weil die österreichischen Gebrauchshöhen noch teilweise sphäroidisch bestimmt waren.

7. Ellipsoidhöhen

Wie schon eingangs erläutert, ist die dritte system-immanente Koordinate der Landesvermessung die Ellipsoidhöhe H . Der Figur 1 entnimmt man die einfache Beziehung (unter Vernachlässigung der schwachen Krümmung der Lotlinie):

$$H = h^* + N = H + \zeta. \quad (7.1)$$

N , die „Geoidundulation“, mißt die Abstände des Geoides vom Ellipsoid. Die Werte können absolute sein, wenn sie sich auf das GRS 80 (Geodetic Reference System 1980) beziehen, oder relative, wenn sie auf dem Bezugsellipsoid der Landesvermessung (*Bessel*-Ellipsoid) basieren. Beide Werte werden Mitte 1987 für ganz Österreich vorliegen. Teillösungen wurden schon 1983 gegeben (*Sünkel*, 1983, *Erker*, 1984). Geoidundulationen können auf verschiedenem Wege bestimmt werden. Direkt aus Schwerfeldanalysen oder indirekt aus geozentrischen Koordinatenbestimmungen über Satelliten (*Rinner*, *Zeger*, *Hofmann-Wellenhorf*, *Erker*, 1986). Aus den geozentrischen Koordinaten bzw. Koordinatendifferenzen sind Ellipsoidhöhen (-differenzen) berechenbar. Mit der orthometrischen Höhe folgt aus (7.1) unmittelbar die Undulation N . Es ist denkbar, daß künftig bei Vorliegen einer detaillierten, noch genaueren Karte der Geoidundulationen Differenzen von orthometrischen Höhen auch ohne langwieriges Nivellement bestimmt werden könnten, nämlich mittels der neuen Satellitenverfahren (GPS).

Gleichung (7.1) zeigt auch die enge Verknüpfung der klassischen Betrachtungsweise des Schwerfeldes und der modernen Sicht nach *Molodenskij*.

Mit der Kenntnis der Geoidundulationen (und der damit verbundenen Lotabweichungen) und der Ellipsoidhöhen sind erstmals alle Voraussetzungen für die korrekte Reduktion aller geodätischen Messungen auf die Rechenfläche gegeben.

8. Ausblick

Zur Ergänzung der theoretischen Ausführungen durch ein anschauliches Beispiel werden für einige ausgewählte Knotenpunkte des Nivellements 1. Ordnung aus der Liste von *Höggerl* (dieses Heft) die verschiedenen Höhen ausgewiesen (Tabelle 1). Die Berechnungen erfolgten nach den im Text angegebenen Formeln. Die Geoidundulationen (soweit in der Teillösung vorhanden) wurden der Karte von *Erker* (1984) entnommen.

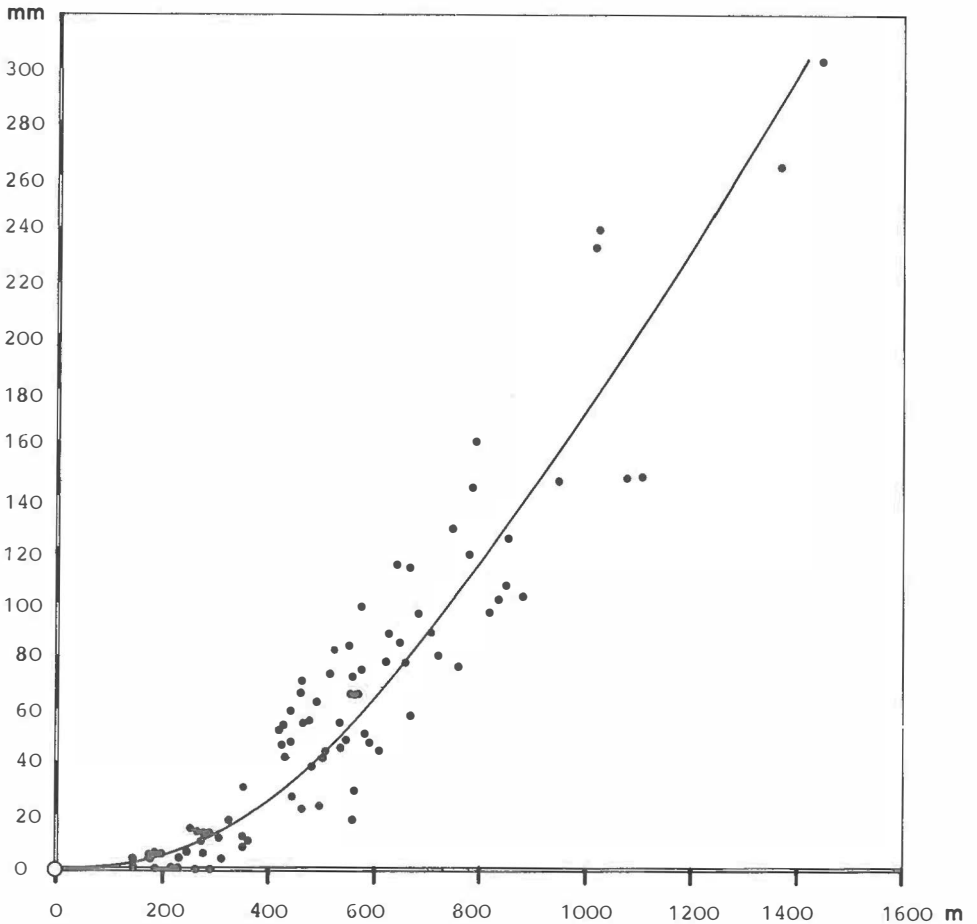
Von besonderem Interesse für Theoretiker sind die Differenzen „orthometrische Höhe minus Normalhöhe“. Nach (7.1) gilt:

$$h^* - H = \zeta - N, \quad (8.1)$$

somit stellen diese Differenzen den Abstand des Quasigeoides vom Geoid dar. Wie es sein muß, sind diese Differenzen überall (auf dem Festland) positiv, und zwar umso größer, je höher das Gelände. Um diesen Zusammenhang zu demonstrieren, wurde die Differenz ($\zeta - N$) für alle 88 Knoten der Liste von *Höggerl* berechnet und in der Figur 2 graphisch dargestellt. Die Punkte scheinen auf einer parabelähnlichen Kurve zu liegen, die durch den Ursprung geht, denn die Differenz ($\zeta - N$) muß per definitionem im Meeresniveau ($C = 0$) verschwinden. Diese Höhen-

Knoten Nr.	geop. Kote C kGal.m	dynam. Höhe h m	orthom. Höhe h* m	Normal-Höhe H m	($\zeta-N$) m	Geoid-undul. N m	Ellips. Höhe H m
101	300,7459	306,690	306,603	306,601	+ 0,002	+ 1,34	307,94
104	140,0704	142,839	142,801	142,800	+ 0,001	+ 0,60	143,40
115	694,0876	707,805	707,810	707,721	+ 0,089	+ 1,18	708,99
139	1003,1353	1022,960	1023,183	1022,941	+ 0,242	—	—
140	450,5607	459,465	459,471	459,404	+ 0,067	—	—
217	1090,1256	1111,670	1111,797	1111,645	+ 0,152	+ 2,35	1114,15
229	836,0175	852,540	852,564	852,458	+ 0,106	—	—
515	1342,3104	1368,838	1369,145	1368,880	+ 0,265	—	—
516	1420,8730	1448,954	1449,340	1449,037	+ 0,303	—	—

Tab. 1: Demonstration verschiedener Höhen an ausgewählten Knoten der Liste von Höggerl (dieses Heft) mit Darstellung des Abstandes Quasigeoid—Geoid durch die Differenz ($\zeta-N$).



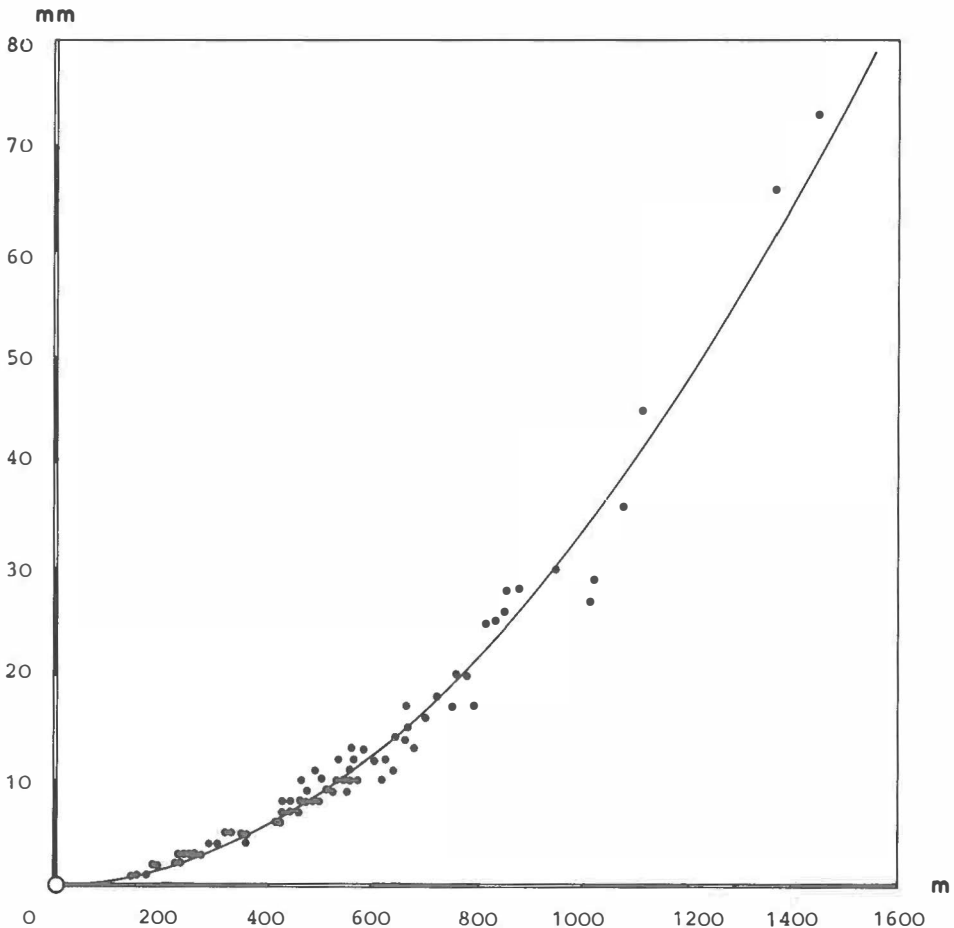
Figur 2: Abhängigkeit der Differenzen ($\zeta-N$) von der Höhe.

abhängigkeit ist allerdings nicht erstaunlich, kennt man sie doch schon von den *Bouguer*-Schwereanomalien, mit denen ($\zeta - N$) eng verknüpft ist. Trotz des eindeutigen Zusammenhangs ist die Streuung um die ausgleichende Kurve beachtlich. Die Ursache könnte in einer mangelhaften Erfassung der Topographie, der Isostasie oder der Dichte liegen.

Ein weiterer interessanter Zusammenhang ergibt sich aus folgender Überlegung. Dividiert man die geopotentielle Kote eines Punktes durch seinen Oberflächenschwerewert, erhält man ebenfalls eine metrische Höhe, die mangels eines besseren Namens „Naturhöhe h_n “ genannt sei. Diese Naturhöhen wurden ebenfalls für alle 88 Knoten der Liste von *Höggerl* berechnet und seinen orthometrischen Höhen gegenübergestellt. Die Differenz „Naturhöhe minus orthometrische Höhe“, also

$$\Delta h = h_n - h^*, \quad (8.2)$$

ist immer positiv und schmiegt sich in der Höhenabhängigkeit eng an eine ausgleichende Kurve an (siehe Figur 3). Die Streuung um diese Kurve beträgt nur wenige Millimeter.



Figur 3: Höhenabhängigkeit der Δh .

Die Höhenabhängigkeit von Δh läßt sich sehr gut durch folgende Formel beschreiben:

$$\Delta h_{(\text{in mm})} = 33 \cdot h_{(\text{in km})}^2$$

Mit dieser Formel ließe sich die orthometrische Höhe ohne jeden Aufwand auf ± 5 mm genau aus der Beziehung berechnen (g = Oberflächenschwere):

$$h^* = \frac{C}{g} - \Delta h. \quad (8.3)$$

Bedenkt man den hypothetischen Charakter der orthometrischen Höhen, erscheint der angegebene Fehler tolerierbar.

Vergleicht man die Diagramme von Figur 2 und 3, gibt ein Umstand dem Theoretiker zu denken. In beiden Fällen wurde eine hypothesenfrei bestimmte Höhe (Normalhöhe bzw. Naturhöhe) der hypothesenbehafteten orthometrischen Höhe gegenübergestellt. Man sollte also in beiden Differenzen eine ähnlich starke Streuung erwarten. Die Tatsache, daß die Streuung in Figur 2 zehnmal geringer ist, erfordert besondere Überlegungen, die einer späteren Arbeit mit größerem Datenmaterial vorbehalten bleiben sollen.

Der Leser wird bemerkt haben, daß man im Prinzip beliebig viele Höhensysteme definieren kann. Die für das österreichische Vermessungswesen verantwortlichen Fachleute glauben, die richtige Entscheidung getroffen zu haben. Mit einiger Berechtigung kann behauptet werden, daß die Vermessungssysteme 1. Ordnung unseres Landes einen Standard erreicht haben, der modernsten Erkenntnissen entspricht und höchsten Ansprüchen genügt. Damit hat unsere Generation die große Tradition der Geodäsie in Österreich würdig fortgesetzt.

Literatur

Rinner, K., Zeger, J., Hofmann-Wellenhof, B., Erker, E.: Über die GPS-Macrometer-Kampagne 1985 in Österreich. ÖZ, 74. Jg., 1986, Heft 1.

Moritz, H.: Geodetic Reference System 1980. The Geodesist's Handbook, Bureau Central de l'Association Internationale de Géodésie, 1984.

Vaniček, P., Krakiwsky, E.: Geodesy. North-Holland Publishing Co., Amsterdam, 2nd Ed., 1986.

Heitz, S.: Grundlagen kinematischer und dynamischer Modelle der Geodäsie. Mitt. aus den Geod. Inst. der Univ. Bonn, Nr. 63, 1986.

Sünkel, H.: Konventionelle und moderne Verfahren zur Ableitung orthometrischer Höhen. ÖZ, 74. Jg., 1986, Heft 2.

Ledersteger, K.: Astronomische und physikalische Geodäsie. Handbuch der Vermessungskunde, Bd. V, Jordan-Eggert-Kneissl, Stuttgart, 1969.

Mader, K.: Die orthometrische Schwerekorrektion des Präzisions-Nivellements in den Hohen Tauern. Sonderheft 15 der ÖZfV., Wien, 1954.

Sünkel, H.: Geoidbestimmung. In: Das Geoid in Österreich. Geodätische Arbeiten Österreichs für die Internationale Erdmessung, Neue Folge, Bd. III, Graz, 1983.

Erker, E.: Lokale Geoidbestimmung und Lotabweichungsfeld in Österreich. ÖZ, 72. Jg., 1984, Heft 1.

Manuskript eingelangt im Dezember 1986.

Die Ausgleichung des österreichischen Präzisionsnivellementnetzes

Von N. Höggerl, Wien

Abstract

In Austria a new system of different heights is under construction: dynamic-, orthometric- and ellipsoidal heights. At the basis of these different heights there are geopotential values C , which were computed by an adjustment of the geopotential differences. The necessary height differences were taken from the Austrian 1st Order Levelling Net and the gravity information is derived from the new Austrian Gravity Base Net. In the functional model the changes in height caused by recent crustal movements of the surface of the earth could be taken into account. The influence of the geomagnetic field on the KONI 007 could be regarded as a negligible quantity. Computing the refraction error was not possible as there is a lack of meteorological and measuring data at the moment.

Some investigations were done to get proper weights for the observations: at first one model was used which takes into account the length of the levelling line, and then another one which in addition to the length takes into consideration the height difference and at last a model that additionally allows for a certain noise for every junction point. These three models were compared with a correlation-type model developed by *Lucht*. The best fitting model was found by the use of statistical tests in comparison with the standard deviations. This model uses three components: the length and the height difference of the levelling line and the noise of the junction points.

The configuration of the net in the western part of Austria is not very strong, therefore two variations for the solution of the adjustment were examined. In solution I only Austrian lines were used and the junction points of the UELN 73 between Austria and Germany and Switzerland were considered as fixed points. For solution II German, Swiss, and Italian lines in the western part of Austria were used to strengthen the net, the computation was done without any "datumfixation". Statistical investigations in the standardized residuals (Popetest, Pearsonstest) and computation of the precision and the reliability showed that solution II gives better results than solution I. The maximum standard deviation for the differences of the geopotential values derived from the adjusted \bar{C} is $s_{\max} \leq 11,8 \cdot 10^{-3} \text{ kgalms}^{-2}$. The datum is fixed by minimizing the quadratic sum of the differences between the \bar{C} -values of the UELN 73 junction points at the border to Germany and Switzerland and the \bar{C} -values of the net computed without any datum fixation. The adjusted \bar{C} -values refer approximately to the mean sea level (MSL) at Amsterdam. There is a difference between MSL and the corresponding equipotential surface of about 0.2–0.5 m.

For the computation of the orthometric heights, the mean value of the gravity was computed by the help of a digital terrain model with a homogeneous density value. The differences between the orthometric heights and the heights which are in use at the moment (Gebrauchshöhen) are between +456 mm and –27 mm. The biggest influence upon these differences is due to the change of the datum point, the new reference point being the Normal Amsterdam Peil (NAP), whereas the old reference point was Trieste (Italy).

If further investigations (refraction error, configuration of the net, computation of the mean value of the gravity with different density) prove to be successful, the orthometric heights in combination with GPS measurements will lead to an improvement of the Austrian geoid.

1. Einleitung

Als im Jahre 1966 mit der 1. Wiederholungsmessung des übergeordneten Österreichischen Höhennetzes (ÖHN) durch das Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen (BEV) begonnen wurde, stand vor allem der Ersatz der großen Anzahl von verlorenen Höhenpunkten im Vordergrund. Dieser Verlust erreichte in einzelnen Gebieten mehr als 50% (im Durchschnitt jährlich ca. 1,5%). Es war auch vorgesehen, durch den Vergleich der Neumessungen mit älteren Präzisionsnivellements Untersuchungen in Hinblick auf mögliche Höhenänderungen durchzuführen.

Durch den verstärkten Einsatz von EDM-Geräten in den 70er Jahren zeigte es sich, daß besonders in den gebirgigen Teilen Österreichs die übliche Art der Streckenreduktion ohne Kenntnis von Geoidundulationen und Lotabweichungen, nur mittels einer genäherten Meereshöhe, zu Fehlern in der reduzierten Strecke von 1–2 Dezimetern führen kann (Zeger, 1983). Weiters wurden am Beginn der 80er Jahre die ersten GPS-Messungen in Europa durchgeführt, die eine relative Genauigkeit von $2 \cdot 10^{-6}$ erreichten. Als Ergebnis der Auswertung von GPS-Messungen werden Koordinatendifferenzen im geozentrischen Koordinatensystem der Satelliten erhalten, nach deren Transformation in das Landessystem φ , λ und ellipsoidische Höhen entstehen.

Um eine Verbindung von Meßmethoden mit rein geometrischer Information (GPS) mit solchen Meßmethoden, die geometrisch-physikalische Information beinhalten, herstellen zu können, ist es notwendig, ein

- detailliertes Geoid (Erker, 1984) und ein
 - neues Höhensystem (Zeger, 1985)
- in Österreich zu erstellen. Dieses neue Höhensystem wird aus
- dynamischen Höhen,
 - orthometrischen Höhen und
 - ellipsoidischen Höhen

bestehen. Da das derzeit in Verwendung befindliche Gebrauchshöhensystem (sphäroidische = normalorthometrisch korrigierte Höhen) mit seinen Grundlagen in das vorige Jahrhundert zurückreicht und Verformungen bis zu 0,4 m aufweist, wird es zur Gänze durch das System der orthometrischen Höhen ersetzt werden.

Grundlage für die angeführten Höhen sind die geopotentiellen Koten C , die durch eine Ausgleichung der geopotentiellen Kotendifferenzen Δc ermittelt werden:

$$\Delta c_{AB} = \int_A^B g \, dh \rightarrow \Delta c_{AB} = \sum_A^B \bar{g}_{ij} \Delta h_{ij} \quad (1)$$

Wobei \bar{g}_{ij} die mittlere Oberflächenschwere für den Nivellementabschnitt von i nach j und Δh_{ij} der nivellierte Höhenunterschied zwischen den Punkten i und j ist. Für eine hypothesenfreie Berechnung der Δc -Werte genügt also die Kenntnis der nivellierten Höhenunterschiede Δh , sowie der mittleren Oberflächenschwere entlang des Nivellementweges.

2. Präzisionsnivellement-Messungen

Die im Jahre 1966 begonnene Wiederholungsmessung des ÖHN I. Ordnung wurde 1984 abgeschlossen. Zu den Linien I. Ordnung wurden Linien II. Ordnung hinzugenommen, um eine Verdichtung des Netzes zu erreichen (Messungen bis 1985). Die Linienführung und Netzkonfiguration war einerseits durch die Straßen quer zum Alpenhauptkamm, sowie andererseits durch bereits bestehende Linien größtenteils vorgegeben.

Die Messungen wurden mit folgendem Instrumentarium durchgeführt: selbsthorizontierendes Kompensatornivelliergerät KONI 007 von Zeiß Jena (ab 1970 alle Meßtrupps bis 1985), 3 m-Invarband-Nivellierlatten mit Holz- oder Metallrahmen, Lattenuntersätze 3–6 kg. Die Kontrolle der Lattenteilung der Nivellierlatten erfolgte seit 1979 mit Laserinterferenzkomparatoren, der Maßstab wurde während der gesamten Dauer der Messungen (1966 bis 1985) mit der Komparatoranlage des BEV bestimmt (Genauigkeit $1 \cdot 10^{-5}$).

Die Hin- und Rückmessung einer Teilstrecke (Länge ca. 0,4 km) ist im allgemeinen am gleichen Tag unter ähnlichen äußeren Bedingungen durchgeführt worden. Diese zeitliche Anordnung der Hin- und Rückmessung ist umstritten, da eine größere Korrelation zwischen beiden Messungen auftritt und auch der Einfluß der Refraktion in die gleiche Richtung wirkt. Ausschlaggebend ist jedoch, daß bei möglichst gleichartigen äußeren Bedingungen der

Einsinkeffekt der Lattenuntersätze im Mittel aus Hin- und Rückmessung zum größten Teil eliminiert wird. Da der Temperaturgradient während der Beobachtungszeiten (7–18 Uhr) normalerweise das Vorzeichen nicht ändert, wird es auch für Messungen bei unterschiedlichen Wetterlagen zu keiner Elimination des Refraktionseffektes kommen. Das typische Verhältnis zwischen Einsink- und Refraktionseffekt zeigt Abbildung 1.

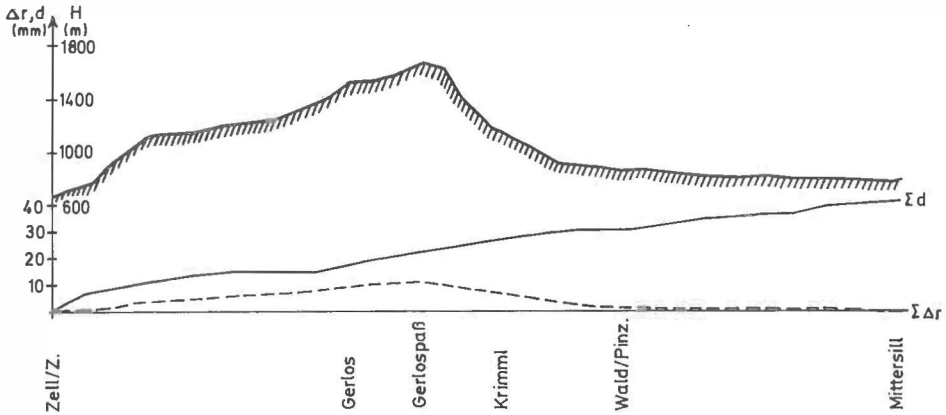


Abb. 1: Vergleich von Refraktionseinfluß $\Sigma\Delta r$ und Einsinkeffekt Σd

Die Größe der Refraktion Δr wurde nach (Mozžuchin, 1977) berechnet:

$$\Delta r = -s^2 \gamma \frac{\Delta h}{(h_v + i)(h_r + i)} \cdot 10^{-6} \text{ (m)} \tag{2}$$

s Zielweite

Δh Höhenunterschied einer Aufstellung

h_v, h_r . . . Lattenlesung im Vorblick und Rückblick

i Instrumentenhöhe

γ Temperaturgradient ($^{\circ}\text{K/m}$)

Mit Ausnahme von γ entsprechen alle anderen Größen dem tatsächlichen Linienverlauf. γ wurde aufgrund von detaillierten Wetter- und Temperaturangaben unter Zugrundelegung von verschiedenen Veröffentlichungen (Vyskočil, 1982, Pelzer, 1982) zwischen $0,2^{\circ}$ und $0,5^{\circ}$ ($^{\circ}\text{K/m}$) angenommen.

Die Summe der Refraktionseffekte erreicht den Maximalwert von 11 mm an der höchsten Stelle des Meßprofiles und für die gesamte Strecke eine Größe von 0,02 mm (im Durchschnitt 0,01 mm/Aufstellung). Die Differenzen d zwischen Hin- und Rückmessung (= doppelter Einsinkeffekt) betragen 41,7 mm auf der ganzen Strecke oder ebenfalls 0,01 mm/Aufstellung. Daß die Einsinkeffekte sich durch die Mittelbildung gut kompensieren, zeigt die Gegenüberstellung von d -Werten und Schleifenschlußfehlern (berechnet aus den Mittelwerten der Hin- und Rückmessung) in Tabelle 1.

Schleife Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8
Länge (km)	1,9	18,3	34,4	18,3	1,6	10,1	16,1	3,4
Einsinkeffekt d	+ 2,2	+ 13,1	+ 25,6	+ 5,0	+ 2,1	+ 4,8	+ 3,4	+ 2,5
Schleifenschluß	- 0,1	+ 2,1	- 2,5	+ 0,3	- 0,3	- 1,0	+ 1,5	- 0,3

Tab. 1: Einsinkeffekte d (mm) im Vergleich zu Schleifenschlußfehlern (mm)

Weitere charakteristische Daten für das ÖHN sind: Visurlängen: $S_{\max} = 30$ m, $S_{\min} = (7-10)$ m, $\bar{s} = 22$ m. Die Reihenfolge der Ablesung erfolgte nach dem Schema RVVR, wobei bei jedem Rück- und Vorblick an beiden Lattenteilungen abgelesen wurde.

3. Schweremessungen

Entlang der Linien des ÖHN wurden auch Schweremessungen durchgeführt. Bei diesen Messungen standen 3 Gerätetypen von Relativgravimetern im Einsatz:

Nörgaard (bis 1959): $m_N \pm 0,35$ mgal (10^{-5} ms^{-2})

Worden (bis 1981): $m_W \pm 0,20$ mgal

Lacoste Romberg (ab 1981): $m_{LC} \pm 0,03$ mgal

Die Schweremessungen wurden bis 1978 auf das Schweresystem Potsdam alt mit $g_A^P = 981\,274,00$ mgal bezogen und anschließend für die Berechnung von Δc -Werten in das IGSN 71 mit $g_N^P = 981\,260,00$ mgal (Potsdam neu) transformiert. Im Jahre 1980 wurde auf den 4 Stationen Altenburg, Kremsmünster, Penk und Graz durch das Istituto di Metrologia, Torino, die Schwere absolut gemessen.

Ausgehend von diesen 4 Stationen und unter Einbeziehung der Absolutstationen München/BRD und Chur/Schweiz wurde ein neues Österreichisches Schweregrundnetz (ÖSGN) aufgebaut, welches aus 20 Punkten I. und 195 Punkten II. Ordnung besteht (Ruess, 1983); siehe Abbildung 2. Gleichzeitig mit den Messungen für das ÖSGN wurde auch für 86 Punkte des alten Netzes die Schwere bestimmt. Damit war es möglich, systematische Abweichungen des alten Netzes vom ÖSGN zu erkennen und bei der Umrechnung der alten Schwerewerte zu berücksichtigen. Detaillierte Angaben über diese Differenzen sind in Abbildung 2 enthalten. Es fällt auf, daß der Mittelwert aller Differenzen

$$g_{\text{alt}} - g_{\text{neu}} = +15,03 \pm 0,09 \text{ mgal}$$

gegenüber dem Wert in Potsdam um 1,03 mgal größer ist:

$$g_A^P - g_N^P = +14,00 \text{ mgal}$$

Der Abstand der Schwerepunkte für die Messungen entlang von Nivellementlinien betrug 1–3 km, wobei markante Richtungs- und Neigungsänderungen im Linienvverlauf für die Anordnung der Meßpunkte ausschlaggebend waren. Bei der Berechnung der geopotentiellen Kotendifferenzen Δc gab es folgende Gruppen von Schwerepunkten, abhängig davon, wie die Schwere bestimmt wurde:

g alt: Punkte mit Schweremessung im System alt (vor 1980)

g neu: Punkte mit Schweremessung im System neu (ab 1980)

g üb: Punkte mit übertragener Schwere (abgeleitet von einem verlorenen Schwerepunkt mittels eines mittleren Vertikalgradienten von $-0,2$ mgal/m bis $\Delta H_{\max} = 10$ m).

g int: Punkte mit interpolierter Schwere (Interpolation mittels Freiluftanomalie)

Um die Genauigkeit der Schwereinterpolation und -übertragung zu überprüfen, wurde auf 2 Linien (Radstadt – Mauterndorf, Trautenfels – Liezen – Micheldorf) für 200 Punkte die Schwere bestimmt. Es ergaben sich dabei folgende Maximalwerte für die Standardabweichung der Differenzen:

$$g_{\text{neu}} - g_{\text{alt}}: m = \pm 0,43 \text{ mgal}$$

$$g_{\text{neu}} - g_{\text{üb}}: m = \pm 0,80 \text{ mgal}$$

$$g_{\text{neu}} - g_{\text{int}}: m = \pm 0,97 \text{ mgal}$$

Daraus ist ersichtlich, daß die unter Punkt 4 abgeleitete Genauigkeit von ± 1 mgal bei $\Delta h = 100$ m bei allen Gruppen von Schwerepunkten erreicht wird.

Österreichisches Schweregrundnetz (ÖSGN)

- Punkte 0.Ordnung (Absolutschwerepunkte)
- Punkte 1.Ordnung
- Differenz ÖSGN : $g_{\text{alt}} - g_{\text{neu}}$ (mgal)
- Anzahl : 86
- Mittel : $\pm 15,03 \pm 0,09$
- Maximum : $\pm 15,25$ Bernhardsthal
- Minimum : $\pm 14,82$ Penk
- Stand : 1986-03

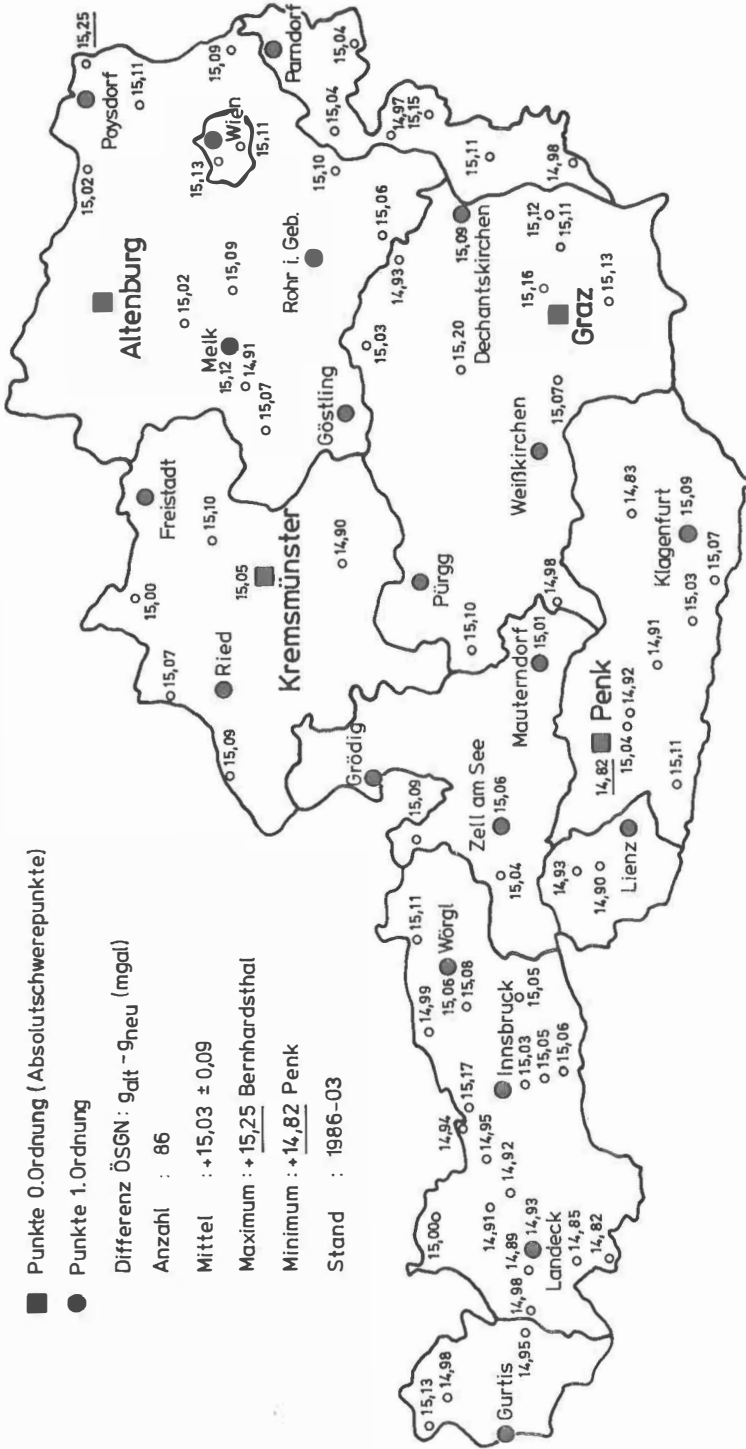


Abb. 2: Österreichisches Schweregrundnetz und Differenzen $g_{\text{alt}} - g_{\text{neu}}$

4. Geopotentielle Kotendifferenzen Δc

Um die tatsächliche Oberflächenschwere g zu berücksichtigen, ist die Berechnung des Netzausgleiches im System der geopotentiellen Kotendifferenzen Δc nach (1) notwendig. Es ist daher zu überprüfen, wie weit sich Fehler des Präzisionsnivelements und der Schwere-messung auf die Genauigkeit der Δc -Berechnung auswirken. Ausgegangen wurde von der Annahme, daß der Fehler m_c pro Teilstrecke

$$m_c < 100 \text{ mgal m} \triangleq 0,1 \text{ mm} \tag{3}$$

sein soll.

Österreichisches Schweregrundnetz (ÖSGN)

Wird angenommen, daß im Flachland 3 und im Bergland 5 Teilstrecken/Kilometer sind, so ergeben sich folgende Werte für m_c :

$$m_{\Delta c}^{\text{Fl}} = 100 \sqrt{3} = 170 \text{ mgal m/km} \triangleq 0,17 \text{ mm/km}$$

$$m_{\Delta c}^{\text{B}} = 100 \sqrt{5} = 224 \text{ mgal m/km} \triangleq 0,22 \text{ mm/km}$$

Damit ergibt sich ein Verhältnis von Höhen- und Schwerefehler bei der Berechnung der Δc von:

$$\text{Flachland: } m_{\Delta c}^{\text{ges}} = \sqrt{m_{\Delta h}^{\text{Fl}} \bar{g}^2 + m_{\bar{g}}^2 \Delta h^2} = 1,06 m_{\Delta h}^{\text{Fl}}$$

$$\text{Bergland: } m_{\Delta c}^{\text{ges}} = \sqrt{m_{\Delta h}^{\text{B}} \bar{g}^2 + m_{\bar{g}}^2 \Delta h^2} = 1,04 m_{\Delta h}^{\text{B}}$$

$$\text{wenn: } m_{\Delta h}^{\text{Fl}} = \pm 0,5 \text{ mm/km,}$$

$$m_{\Delta h}^{\text{B}} = \pm 0,8 \text{ mm/km,}$$

$$\text{und: } m_{\bar{g}} \Delta h = m_c.$$

Daraus ist ersichtlich, daß der Einfluß des Fehlers im mittleren Oberflächenschwerewert \bar{g} der einzelnen Teilstrecken nur 4–6% des Höhenfehlers ausmacht und daher vernachlässigt werden kann. Besonders wenn man weiß, daß nur bei einer geringen Anzahl von Teilstrecken der Grenzwert von $m_{\Delta c} = 100 \text{ mgal m}$ erreicht wird. Aus der Forderung (3) leiten sich die notwendigen, in Tabelle 2 zusammengestellten Genauigkeiten für die mittleren Oberflächenschwerewerte \bar{g} ab:

Δh (m)	5	10	20	30	40	50	100
$m_{\bar{g}}$ (mgal)	± 20	± 10	$\pm 5,0$	$\pm 3,3$	$\pm 2,5$	$\pm 2,0$	$\pm 1,0$

Tab. 2: Erforderliche Genauigkeit $m_{\bar{g}}$ der Schwerewerte in Abhängigkeit vom Höhenunterschied Δh der Höhenpunkte.

5. Ausgleichung

Die Ausgleichung des Nivellementnetzes erfolgte im System der geopotentiellen Knoten C nach vermittelnden Beobachtungen und sollte einerseits gute Schätzwerte \bar{C} für die beteiligten Knotenpunkte, sowie andererseits auch Aussagen über die zu erwartende Genauigkeit und Zuverlässigkeit dieser \bar{C} liefern. Für Gewichts- und Fehleruntersuchungen wurde mit einem Teilnetz, das den östlichen und zentralen Teil Österreichs umfaßt und nur aus österreichischen Messungen besteht, gerechnet (Ausnahme: 24,7 km in Bayern zwischen Salzburg/Grenze und Steinpaß/Grenze).

Im Westen Österreichs wurden Linien der angrenzenden Staaten Bundesrepublik Deutschland, Italien und Schweiz in die Berechnungen mit einbezogen, um ein brauchbares Netz zu erhalten (Tab. 3).

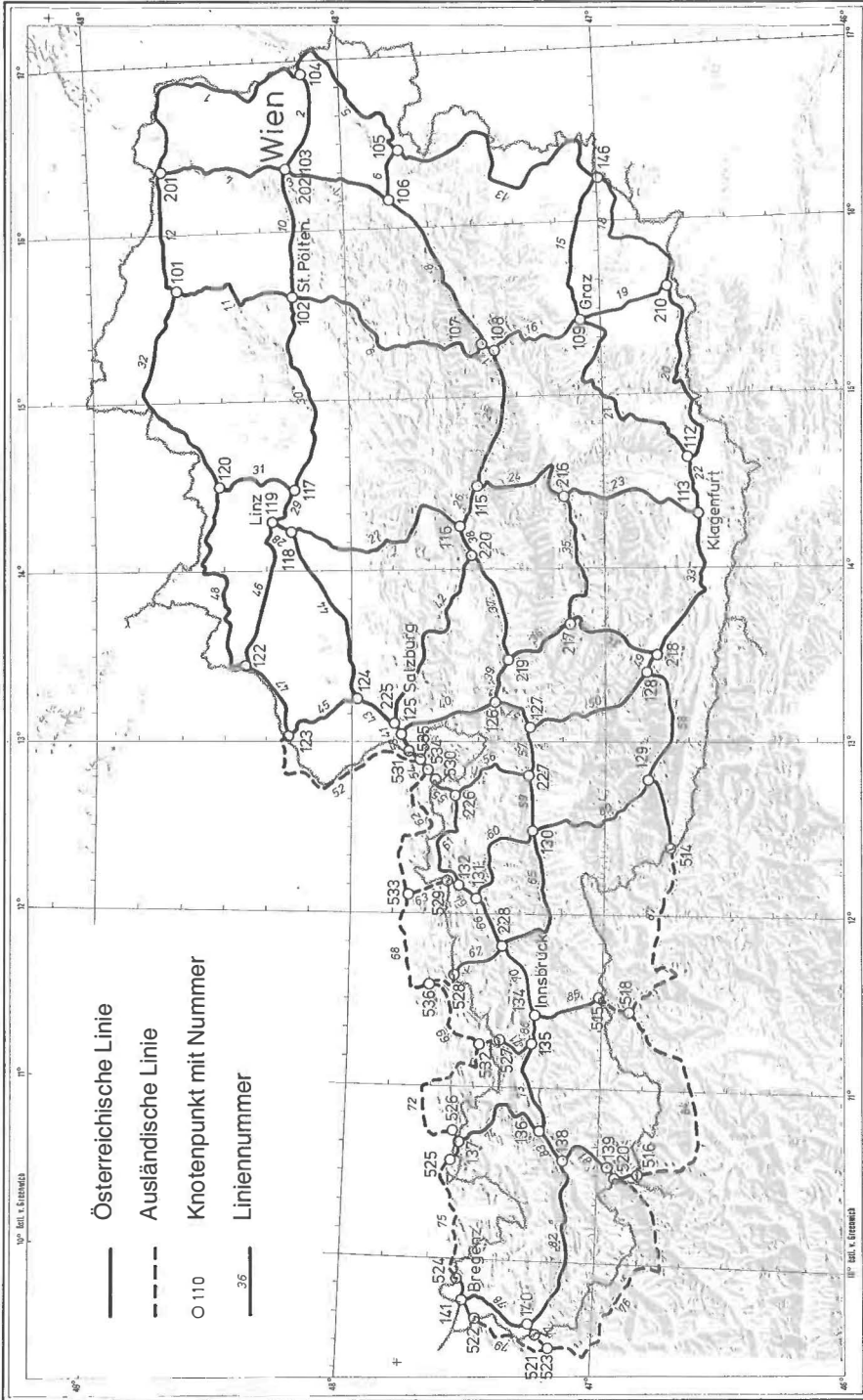


Abb. 3: Verlauf der Nivellementlinien im ausgeglichenen Netz.

	Länge (km)	Schleifen	Knoten	Meßdauer
Österreich Zentral	3867	21,0	39	1966–1985
Österreich West	567	5,4	11	1970–1984
Deutschland	564	2,8	5	1973–1984
Schweiz	203	1,0	1	1950–1976
Italien	257	0,8	1	1950–1954
Gesamtnetz	5458	31,0	57	1950–1985

Tab. 3: Kenndaten für das ÖHN mit den einbezogenen ausländischen Linienteilen.

5.1. Funktionale Modelle

Bei Nivellementnetzen erfolgt der Aufbau immer vom Kleinen ins Große durch Aufsummierung von einzelnen Höhenunterschiedsbestimmungen. Dadurch summieren sich auch die kleinsten systematischen Fehler nach einigen Hunderten Kilometern bereits zu Beträgen, die für einzelne Verwendungszwecke (z. B. Untersuchung von rezenten Höhenänderungen) nicht mehr akzeptabel sind. Es ist daher notwendig, ihrer Funktion nach bekannte Fehler entweder vor der Ausgleichung zu entfernen, oder in der Ausgleichung selbst zu modellieren. Dabei ist jedoch zu beachten, daß durch die Einführung von zusätzlichen Parametern in die Ausgleichung die schwache Überbestimmung eines Nivellement-Netztes weiter verringert wird. Es leidet dadurch die Zuverlässigkeit aller ausgeglichenen Werte. Die besprochenen und teilweise auch verwendeten Modelle gleichen die „Beobachtungen“ Δc nach dem sogenannten Gauß-Markov-Modell vermittelnd aus. Das von Meissl (1980) und Fuchs (1980, 1983) vorgeschlagene Prinzip der Minimierung der Absolutsumme der Verbesserungen

$$\sum |v_i| = \min \tag{4}$$

wurde hier nicht berücksichtigt, da es hauptsächlich zur Aufdeckung von Ausreißern verwendet wird.

5.1.1. Standard-Modell

Als übliches Modell zur Ausgleichung von Nivellementnetzen wird

$$\mathbf{v} = \mathbf{A} \bar{\mathbf{x}} - \mathbf{l} \tag{5}$$

verwendet, mit \mathbf{v} als Vektor der Verbesserungen, \mathbf{A} der Konfigurationsmatrix, \mathbf{x} dem Unbekanntenvektor ($\bar{\mathbf{x}}$ Vektor der Schätzwerte) und \mathbf{l} dem Vektor der Beobachtungen.

Die bereits linearen Beobachtungsgleichungen lauten daher:

$$v_{ij} = C_j - C_i - \Delta c_{ij} \tag{6}$$

dabei sind C_i und C_j die geopotentiellen Knoten der Knotenpunkte i und j in einem freizuwählenden System.

5.1.2 Geomagnetisches Modell

Im Jahre 1981 wurde durch eine Untersuchung von Rumpf, Meurisch (1981) gezeigt, daß sowohl künstliche Magnetfelder als auch geomagnetische Felder Einflüsse auf die Horizontierung der Ziellinie von Kompensatornivellieren ausüben können. Dieser Fehler wirkt systematisch und kann Werte bis zu 2,0 mm/km erreichen. Durch Erweiterung der Gleichung (5) läßt sich dieser Fehler im Modell berücksichtigen:

$$v_{ij} = C_j - C_i - \Delta c_{ij} + \Delta \varphi_{ij} \cdot K_1 \tag{7}$$

wobei $\Delta\varphi_{ij}$ die Differenz der geographischen Breite zwischen den Punkten i, j und K_1 der geomagnetische Parameter für das Instrument 1 ist. Da K vom Instrument abhängig ist, müßte für jedes Instrument ein eigener K -Wert eingeführt und in der Ausgleichung bestimmt werden, sofern K nicht vor und nach der Feldarbeit im Labor bestimmt wurde.

Mehrere Veröffentlichungen (u. a. Rumpf, Meurisch 1981, Kolenatý 1985) zeigten jedoch, daß die zu 95% an den Messungen des ÖHN beteiligten Kompensatornivelliere KONI 007 eine sehr geringe Abweichung der Ziellinie, hervorgerufen durch das geomagnetische Feld, aufweisen (Maximalwerte $\pm 0,09$ mm/km). Weiters wurden 2 KONI 007 (Nr. 200.943 aus 1969 und Nr. 527.042 aus 1982), die bei der Messung des Netzes in Verwendung standen, im Erdmagnetischen Observatorium in Wingst/BRD einer Überprüfung unterzogen, die ebenfalls äußerst geringe, nicht signifikante Werte von $(-0,04$ bis $-0,01)$ mm/km bei einer Genauigkeit von $\pm 0,02$ mm/km lieferte. Ein Vergleich von 3000 km Nivellement des österreichischen Nivellementnetzes, gemessen mit Libellennivellieren Zeiß Ni III, mit Nivellements gemessen mit KONI 007, brachte ebenfalls keine Hinweise auf eine Horizontschiefe, hervorgerufen durch das geomagnetische Feld ($+ 0,003$ mm/km).

Aufgrund der angeführten Prüf- und Untersuchungsergebnisse konnte auf die Berücksichtigung eines geomagnetischen Parameters K im funktionalen Modell verzichtet werden.

5.1.3 Refraktionsmodell

Eine direkte Berücksichtigung der Refraktion scheitert zumeist am nicht bekannten Temperaturgradienten γ in Formel (2). Die Verwendung eines Näherungswertes, wie es in Abschnitt 2 durchgeführt wurde, erfordert ebenfalls detaillierte Wetterangaben, wie sie nur für die Linien ab 1983 zur Verfügung stehen (ca. 10% des Gesamtnetzes). Die von Remmer (1980) vorgeschlagene Ermittlung eines Refraktionsparameters K durch eine Ausgleichung nach dem Modell:

$$v_{ij} = C_j - C_i - \Delta c_{ij} + \Sigma (s^2 \Delta c) \cdot K \quad (8)$$

mit s als Zielweite, Δc Kotenunterschied einer Instrumentenaufstellung, bringt für Gebiete mit überwiegend einheitlichen topographischen Verhältnissen (z. B. Finnland, Dänemark) eine Verbesserung der Ergebnisse. In Österreich sind jedoch die Meßgebiete sehr unterschiedlich (Bergland, Hügelland, Flachland), sodaß mit mehreren Unbekannten K gerechnet werden müßte, was wieder eine Verringerung der Zuverlässigkeit der Schätzwerte C_i bedeutet. Weiters sind auch die Größen $s^2 \Delta c$ für die rund 100 000 Instrumentenaufstellungen des Netzes derzeit nicht vorhanden.

Da die Knotenpunkte des Netzes meist in den Talregionen liegen, erreichen die Differenzen Δh zwischen ihnen nur maximal 575 m. Der Einfluß der Refraktion hebt sich für Messungen über die Alpenpässe zum größten Teil auf, wie aus Abbildung 1 hervorgeht.

Tabelle 4 zeigt, daß 90% der Δh -Werte unter 300 m liegen und nur 2% zwischen 500 und 600 m. Die sich dafür ergebenden Werte für $\Sigma \Delta r$ sind ebenfalls in Tabelle 4 angeführt (berechnet nach (2) mit $S_{\max} = 25$ m, $i = 1,5$ m). Die Werte $\Sigma \Delta r$ erreichen für $\Delta h > 300$ m die Genauigkeit der Nivellementmessungen und werden sie auch je nach gewähltem Temperaturgradienten übersteigen. Aufgrund der zum größten Teil fehlenden Wetterdaten muß jedoch vorerst auf eine Berücksichtigung des Refraktionseinflusses verzichtet werden.

Δh (m)	0	100	200	300	400	500	600
Anzahl Δh	40	21	17	7	0	2	
$\Sigma \Delta r: \gamma = 0,15$	0	1,1	2,1	3,2	4,3	5,4	6,5
$\Sigma \Delta r: \gamma = 0,25$	0	1,7	3,6	5,4	7,2	8,9	10,8

Tab. 4: Refraktionseinfluß $\Sigma \Delta r$ (mm) bei gegebenem Δh (m)

5.1.4 Dynamisches Modell

Als Knotenpunkte des Netzes wurden unter Verwendung von Messungen aus mehreren Epochen die stabilsten Höhenpunkte der jeweiligen Region ausgewählt. Meist nicht näher bekannte periodische Änderungen der Höhenlage der Knotenpunkte (z. B. durch Grundwasserspiegelschwankungen) werden nicht im funktionalen-dynamischen Modell, sondern im stochastischen Modell berücksichtigt. Abgesehen von lokalen oder regionalen Höhenänderungen unterliegt das gesamte Höhennetz Verformungen, die durch rezente Höhenänderungen der Erdkruste bedingt sind. Um die während der Meßdauer des Netzes (19 Jahre für die österreichischen und bayerischen, und 35 Jahre mit den schweizerischen und italienischen Messungen) eingetretenen Höhenänderungen berücksichtigen zu können, ist ein dynamisches Modell erforderlich (und natürlich 2 oder mehrere Messungen des Nivellementnetzes). Durch Erweiterung der Gleichung (6) ergibt sich:

$$v_{ij, n} = C_{i, o} - C_{i, o} + t_n s_j - t_n s_i - \Delta c_{ij, n} \tag{9}$$

T_o ist der Zeitpunkt, auf den das Netz reduziert wird,

T_n der Zeitpunkt der Messung von i nach j ,

s_i, s_j die unbekanntes Vertikalgeschwindigkeiten der Knotenpunkte.

Dieses Modell erlaubt die Verarbeitung beliebig vieler Meßepochen und liefert ausgeglichene Vertikalgeschwindigkeiten \bar{s}_i für die Knotenpunkte, sowie auf die Epoche T_o bezogene, ausgeglichene gepot. Koten $\bar{C}_{i, o}$. Da jedoch nur 2 Meßepochen zur Verfügung standen und um den Aufwand der Berechnung der Δc_{ij} für beide Epochen zu vermeiden, wurde die Bestimmung der s_i von der Ausgleichung der Δc_{ij} getrennt. Für die Ermittlung der s_i wurden die Messungen aus 1948–1962 und aus 1966–1985 nach dem Modell Nr. 2 von Holdahl (1975) ausgewertet, wobei sich folgende Verbesserungsgleichung ergibt:

$$v_{ij} = s_j - s_i - \Delta s_{ij} \tag{10}$$

$$s_{ij} = \frac{1}{\Delta t} (\Delta h_{ij, 2} - \Delta h_{ij, 1}) \tag{11}$$

Dabei bedeutet Δs_{ij} die Differenz der Knotenpunktsgeschwindigkeiten von i und j (mm/Jahr), h_{ij1}, h_{ij2} die gemessenen Höhenunterschiede zwischen i und j in den Epochen 1 und 2 und Δt die Zeitdifferenz zwischen den Messungen. Die s_i bilden ein Netz, welches genau wie ein Höhennetz ausgeglichen wird. Die Berücksichtigung im Modell (6) erfolgt jetzt dadurch, daß die zum Zeitpunkt T_n beobachteten Höhenunterschiede Δh_{ij}^n mit den $\Delta \bar{s}_{ij}$ auf eine gemeinsame Epoche T_o reduziert werden:

$$\Delta h_{ij}^o = \Delta h_{ij}^n + \Delta \bar{s}_{ij} (T_o - T_n) \tag{12}$$

Die Ergebnisse der Berechnung der \bar{s}_i (Höggerl, 1986) zeigen für den Alpenbereich Hebungen von (1 . . . 2) ($\pm 0,58$) mm/Jahr in bezug auf Fixpunkte in der Böhmisches Masse bei Freistadt/OÖ. Sie zeigen damit eine gute Übereinstimmung mit den von Gubler (1980) für das Schweizer Netz berechneten Vertikalgeschwindigkeiten.

5.2. Stochastisches Modell

Für die Ausgleichung der Beobachtungen nach Formel (6) ergibt sich folgendes stochastisches Modell:

$$K_{LL} = \sigma_o^2 Q_{LL} = \sigma_o^2 P^{-1} = \begin{bmatrix} \sigma_1^2, r_{12} \sigma_1 \sigma_2, \dots, r_{1n} \sigma_1 \sigma_n \\ r_{21} \sigma_2 \sigma_1, \sigma_2^2, \dots, r_{2n} \sigma_2 \sigma_n \\ \dots, \dots, \dots, \dots, \dots \\ r_{n1} \sigma_n \sigma_1, r_{n2} \sigma_n \sigma_2, \dots, \sigma_n^2 \end{bmatrix} \tag{13}$$

mit K_{LL} der Varianz-Kovarianz-Matrix (VKM) der Beobachtungen, Q_{LL} der Kofaktormatrix, σ_o der Standardabweichung der Gewichtseinheit, σ_i der Standardabweichung der Beobach-

tung i und r_{ij} dem Korrelationskoeffizienten zwischen den Beobachtungen i und j . Es gilt

$$\mathbf{Q}_{LL} = \mathbf{P}^{-1}, \quad (14)$$

wobei \mathbf{P} die Gewichtsmatrix ist. Besteht zwischen den Beobachtungen keine Korrelation, dann sind alle $r_{ij} = 0$ und die VKM \mathbf{K}_{LL} geht in eine Diagonalmatrix mit den Elementen σ_i^2 über.

Die bisher üblichen stochastischen Modelle gehen von nichtkorrelierten Beobachtungen mit dem Gewichtsansatz $P_i = 1/L_i$ aus. Da jedoch die Hin- und Rückmessungen oft unter ähnlichen äußeren Bedingungen durchgeführt werden, bestehen starke Paarkorrelationen für diese Messungen. Zusätzlich sind auch die äußeren Bedingungen für benachbarte Strecken sehr ähnlich (z. B. Topographie, Wetter), sodaß auch Nachbarschaftskorrelationen auftreten. Die Korrelationskoeffizienten r_{ij} der VKM \mathbf{K}_{LL} können entweder empirisch oder nach dem von Pelzer (1980) eingeführten Elementarfehlermodell entwickelt werden. Es ist jedoch zu beachten, daß einseitige (systematische) Fehlereinflüsse, die ihrer Größe und Funktion nach bekannt sind, bereits im funktionalen Modell berücksichtigt werden müssen. Nur einseitige, nicht exakt bestimmbarere Einflüsse können als genauigkeitsmindernde Faktoren im stochastischen Modell berücksichtigt werden (z. B. Differentialrefraktion, Neigungsfehler der Ziellinie, periodische Änderung der Knotenpunkthöhen, ...). Ein Modell der Korrelationen im Nivellement wurde erstmals von Lucht (1971) entwickelt, ein weiteres Modell, welches sich nur auf den Refraktionseinfluß beschränkt, von Fawaz (1981).

5.2.1 Korrelierte Beobachtungen

Lucht hat für seine Arbeiten umfangreiche Testmessungen in lokalen und regionalen Netzen durchgeführt und auch Daten des niederländischen und niedersächsischen Landesnetzes bearbeitet. Für die Berechnung von Korrelationen wurden Refraktionsfehler und Einsinkeffekte verwendet, wobei sich seine Untersuchungen auf die Korrelation der Beobachtungen innerhalb einer Linie beschränkten. Folgende Korrelationskoeffizienten ergaben sich für die untersuchten Netze:

$$\left. \begin{array}{l} r_A = (0,5 \dots 0,7) \text{ für Standdifferenzen} \\ r_B = (-0,3 \dots 0,0) \text{ für Streckendifferenzen} \\ r_C = (0,0 \dots 0,2) \text{ für benachbarte Streckendiff.} \\ r_D = (0,0 \dots 0,4) \text{ für benachbarte Beobachtungen} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Paarkorrelation} \\ \text{Nachbarschaftskorrelation} \end{array}$$

Unter Verwendung von r_A und r_B nehmen die aus Stand- und Streckendifferenzen berechneten mittleren Kilometerfehler für das ÖHN ähnliche Werte an:

$$m_{Std}^u = \sqrt{\frac{1}{4n} \left[\frac{DD}{L} \right]} = \pm 0,20 \text{ mm/km} \rightarrow m_{Std}^K = m_{Std}^u \sqrt{\frac{1+r_A}{1-r_A}} = \pm 0,40 \text{ mm/km}$$

$$m_{Std}^u = \sqrt{\frac{1}{4n} \left[\frac{dd}{l} \right]} = \pm 0,35 \text{ mm/km} \rightarrow m_{Std}^K = m_{Std}^u \sqrt{\frac{1-r_B}{1+r_B}} = \pm 0,41 \text{ mm/km}$$

Wobei u der Index für unkorrelierte und K für korrelierte Beobachtungen ist.

Unter der Annahme, daß die Nachbarschaftskorrelationen für benachbarte Streckendifferenzen und benachbarte Höhenunterschiede gleich sind, läßt sich die Korrelation der Messungen durch einen veränderten Gewichtsansatz berücksichtigen:

$$P^1 = P_{ij}^K = \frac{C}{L_{ij} (1 + r (n_{ij} - 1))} \quad (15)$$

wobei L_{ij} die Länge zwischen den Punkten i und j , n_{ij} die zugehörige Standanzahl und r der Korrelationskoeffizient ist. Durch Verwendung dieses Gewichtsansatzes können die Beobachtungen wie unkorrelierte Beobachtungen ausgeglichen werden. Für die Ausgleichung des ÖHN wurden folgende Werte verwendet:

$$C = 20\,000 \quad (\text{entspricht } 20 \text{ Aufstellungen/km})$$

$$r = 0,1 \quad (\text{Mittelwert aus den Untersuchungen von Lucht})$$

Problematisch bei dem Modell von Lucht ist die Ableitung von Korrelationen aus Streckendifferenzen, die zumeist Einsinkeffekte darstellen und sehr wenig über Korrelationen aussagen.

5.2.2 Unkorrelierte Beobachtungen

Bei Vernachlässigung der Korrelation zwischen den Beobachtungen ist die Gewichtsmatrix \mathbf{P} eine Diagonalmatrix, deren Elemente $P_{ij} = \sigma_o^2 / \sigma_i^2$ die Gewichte der einzelnen Beobachtungen darstellen. Da neben Störeinflüssen, die vom Meßweg abhängen (z. B. Neigungsfehler der Ziellinie, Kreuzungsfehler), zusätzlich auch Fehler, die vom beobachteten Höhenunterschied abhängen (z. B. Lattenmeterfehler, Refraktionsfehler) auftreten, werden mehrere Gewichtsansätze, die diese Fehler berücksichtigen, untersucht:

$$P^2 = P_{ij} = \frac{100}{L_{ij}} \tag{16}$$

$$P^3 = P_{ij} = \frac{100 \cdot s_o^2}{(s_o \sqrt{L_{ij}})^2 + (t \Delta H_{ij})^2} \tag{17}$$

$$P^4 = P_{ij} = \frac{100 \cdot s_o^2}{(s_o \sqrt{L_{ij}})^2 + (t \Delta H_{ij})^2 + K^2} \tag{18}$$

Dabei berücksichtigt Modell P^2 nur längenabhängige Fehler, Modell P^3 längen- und höhenunterschiedabhängige Fehler und Modell P^4 hat mit dem Faktor K zusätzlich die Möglichkeit, periodische Veränderungen der Knotenpunkte (z. B. durch Grundwasserspiegelschwankungen hervorgerufen) in Rechnung zu stellen.

L_{ij} (km) ist der Meßweg und ΔH_{ij} der Höhenunterschied zwischen den Knoten i und j , s_o die Standardabweichung für die Gewichtseinheit, t die Maßstabsunsicherheit (Komparierungs-, Temperaturfehler) und K ein konstanter Faktor, der die Unsicherheit der Knotenpunktshöhen und Aufstellfehler beinhaltet. Mit den folgenden Werten wurde der zentrale Teil des österreichischen Höhennetzes einer Ausgleichung unterzogen:

$$\begin{aligned} s_o &= \pm 0,9 \text{ mm/km (aus einer Vorausgleichung ermittelt)} \\ t &= \pm 0,01 \text{ mm/m} \\ K &= \pm 1,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

5.2.3 Ergebnisse der Gewichtsoptimierung

Die Berechnungen für die Gewichtsuntersuchungen wurden mit den Gewichten $P^1 - P^4$ nur für den zentralen Teil des ÖHN mit den Δc nach (6) durchgeführt, da die notwendigen Daten nur für diesen Teil vorhanden waren. Das ÖHN wurde als freies Netz ausgeglichen, wobei die Wahl des Datumpunktes belanglos ist, da die Analyse der Ergebnisse sich auf die Verbesserungen v_i der Beobachtungen beschränkte. Die Beobachtungen und damit die Verbesserungen gehören zur Klasse der invarianten Größen, was bedeutet, daß sie bei Datums- transformationen ihren Wert nicht ändern.

Der Tabelle 5 können die Veränderungen in den Gewichten durch Verwendung der Modelle 1–4 entnommen werden.

Es fällt auf, daß das Modell P^1 den kurzen Strecken ein sehr hohes Gewicht zuordnet im Vergleich zu den langen Strecken. Den geringsten Wert P_{\max}/P_{\min} weist Modell P^4 auf, bedingt ist das durch die Einführung des Faktors K . Die Berechnung der Standardabweichung für die Gewichtseinheit nach:

$$s_o = \sqrt{\frac{\mathbf{v}^T \mathbf{p} \mathbf{v}}{f}} \tag{19}$$

liefert mit Ausnahme von Modell P^3 fast idente Werte. Die Unterschiede sind so gering, daß daraus keine Rückschlüsse auf die Qualität der Gewichtsansätze gezogen werden können.

Länge (km)	100	100	20	20	P _{min}	P _{max}	P _{max} /P _{min}	s ₀
Δh (m)	0	300	0	100				
Standanzahl	2000	2000	400	400				
p ¹	0,99	0,99	4,87	4,87	0,74	8547	11550	0,65
p ²	1,00	1,00	5,00	5,00	0,63	77	122	0,61
p ³	1,00	0,90	5,00	4,71	0,77	97	126	0,91
p ⁴	0,99	0,89	4,71	4,45	0,77	49	64	0,62

Tab. 5: Gewichte P und Standardabweichung der Gewichtseinheit s₀ (mm/km) für die Modelle 1–4. Um jedoch weitere Aussagen über die Modelle P¹–P⁴ zu erhalten, wurden die Verbesserungen v_i einem Anpassungstest unterzogen. Der Pearsonsche Anpassungstest vergleicht mit Hilfe der Chi-Quadrat-Verteilung die empirische Häufigkeit mit der theoretischen Häufigkeit aus der Normalverteilung (Wolf, 1979). Die Verbesserungen v_i sind vor der Verwendung im Pearsonschen Test zu standardisieren, was mit der Näherungsformel nach Schive durchgeführt wurde:

$$\bar{v} = v_i/s_{v_i} \tag{20}$$

$$s_{v_i} = s_0 \sqrt{\frac{f}{P_i \cdot n}} \rightarrow \bar{v}_i = \frac{v_i}{s_0} \sqrt{\frac{P_i \cdot n}{f}} \tag{21}$$

wobei \bar{v}_i die standardisierten Verbesserungen sind, f ist die Anzahl der Freiheitsgrade und n die Anzahl der Beobachtungen in der Ausgleichung. Anschließend kann durch Vergleich der absoluten Häufigkeit n_i mit der theoretischen Häufigkeit \bar{n}_i für jede Klasse die Prüfgröße

$$\chi_0^2 = \left[\frac{(n_i - \bar{n}_i)^2}{n_i} \right] \tag{22}$$

berechnet werden. Durch Vergleich mit dem Fraktilwert $\chi_{(S, \bar{i})}^2$ (Kreyszig, 1975) wird festgestellt, ob die angenommene Nullhypothese der Normalverteilung erfüllt wird. Für

$$\chi_{(S, \bar{i})}^2 > \chi_0^2 \tag{23}$$

mit S = 1-α als statistische Sicherheit und $\bar{i} = K-3$ (da es sich um abhängige Größen aus einer Ausgleichung handelt), wird die Nullhypothese angenommen (K = Klassenanzahl).

Modell	k	\bar{i}	χ_0^2	χ^2 (95%)	χ^2 (99%)	a
p ¹	8	5	3,36	11,07	15,09	0,30
p ²	10	7	8,01	14,07	18,48	0,57
p ³	9	6	3,62	12,59	16,81	0,29
p ⁴	9	6	2,99	12,59	16,81	0,24

Tab. 6: Charakteristische Daten für den Pearson-Test der Verbesserungen \bar{v}_i , a = $\chi_0^2/\chi_{(95\%, \bar{i})}^2$.

Für alle Modelle P¹–P⁴ ist die in (23) aufgestellte Forderung erfüllt, d. h. es liegt eine Normalverteilung der \bar{v}_i vor. In Tabelle 6 sind die einzelnen Werte für diesen Test zusammengestellt, wobei noch das Verhältnis $\chi_0^2/\chi_{(95\%, \bar{i})}^2 = a$ angeführt ist, welches angibt, wie gut die Normalverteilung erreicht wird (Abb. 4). Ist dieser Quotient 0, so ist die theoretische Normalverteilung erreicht. Es zeigt sich, daß hier das Modell P², welches das kleinste s₀ (Tabelle 5) ergab, die schlechteste Verteilung in diesem Test aufweist. Für die Modelle P¹, P³, P⁴ liegen die Werte für $\chi_0^2/\chi_{(95\%, \bar{i})}^2$ sehr nahe beisammen. Unter Berücksichtigung der Werte s₀ und a zeigt das Modell P⁴ die besten Werte und Modell P¹ nur unwesentlich schlechtere.

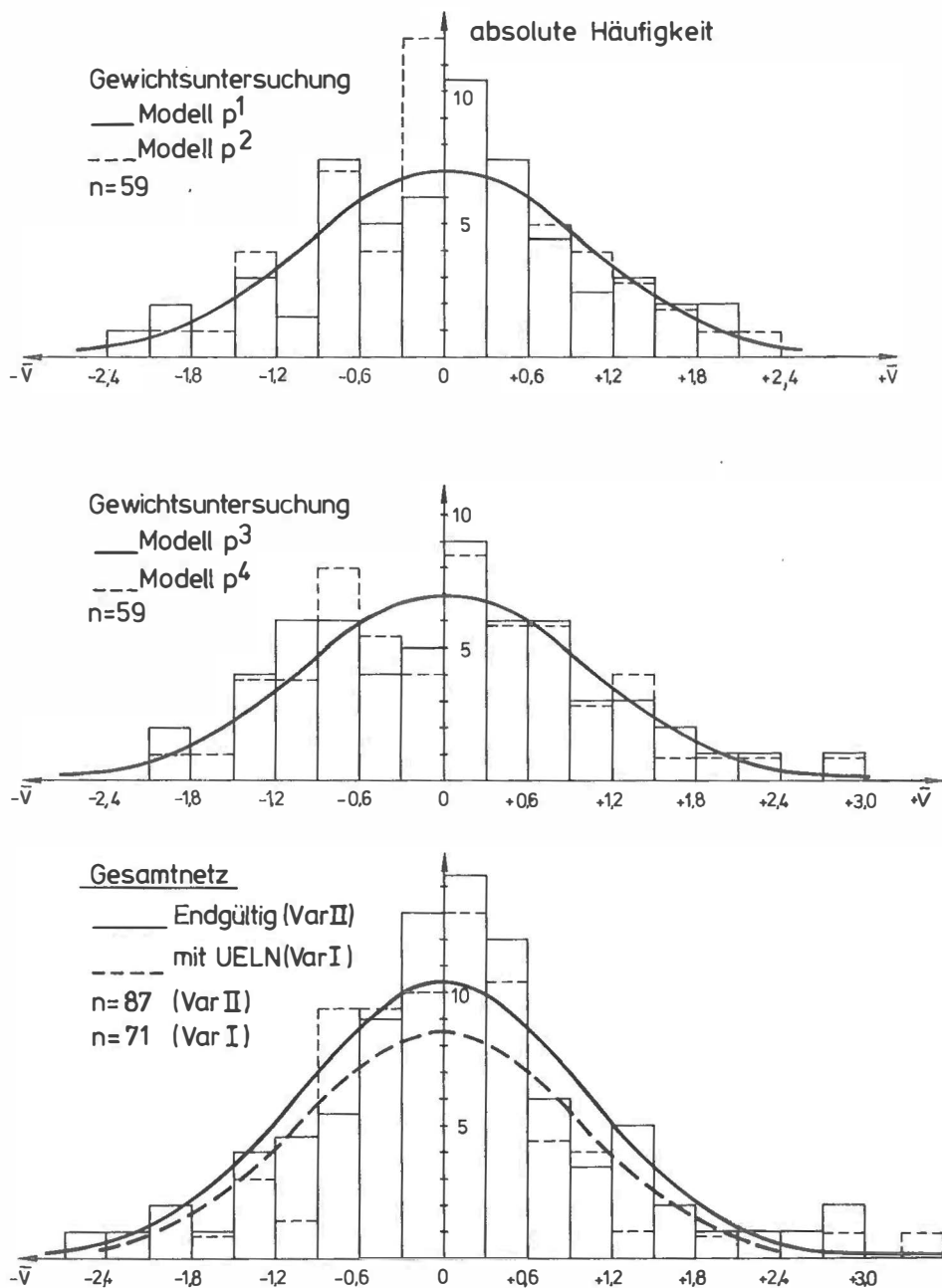


Abb. 4: Häufigkeitsverteilung der Verbesserungen für die Gewichtsuntersuchungen und die endgültige Variante.

Modell P¹ wird jedoch nicht für die Gewichtsrechnung des Gesamtnetzes verwendet, da die Standardzahl n für die ausländischen Linien nicht bekannt ist, weiters der Korrelationskoeffizient r nur genähert bekannt ist und die Art der Berechnung von r nicht befriedigen kann. Für die Berechnung des Gesamtnetzes wird daher mit dem Gewichtsansatz nach Modell P⁴ gerechnet.

Die Auswirkung der unterschiedlichen Gewichtsansätze auf die Unbekannte C_i sind in Abbildung 5 dargestellt, wobei die Ergebnisse C_i der Modelle P¹, P³, P⁴ mit dem Modell P² (Standardgewichtsansatz) verglichen wurden. Erfreulicherweise sind die Abweichungen nicht sehr groß und erreichen nur Werte zwischen -1 und $+6$ mm, d. h. daß die Ausgleiche nicht sehr empfindlich auf Gewichtsänderungen reagiert.

5.3. Datumsfestlegung

Der vermittelnde Ausgleich der Δ -Werte ohne Anschluß an einen oder mehrere Fixpunkte führt zu einer singulären Matrix der Normalgleichung N , d. h. es existiert keine eindeutige Lösung. Durch Einführung einer Bedingungsgleichung wird der Rangdefekt beseitigt (Reißmann, 1976). Im Zusammenhang mit (5) ergeben sich die Gleichungen:

$$\mathbf{v} = \mathbf{A} \bar{\mathbf{x}} - \mathbf{l} \quad (5)$$

$$\mathbf{o} = \mathbf{B}' \bar{\mathbf{x}} + \mathbf{w} \quad (24)$$

die gemeinsam in einer Ausgleichung nach vermittelnden Beobachtungen mit Bedingungen aufgelöst werden:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{A}' & \mathbf{P}\mathbf{A} & \mathbf{B} \\ & & \mathbf{o} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{x}} \\ \mathbf{K} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{A}' & \mathbf{P} & \mathbf{l} \\ - & \mathbf{w} & \end{bmatrix} = \mathbf{o} \quad (25)$$

wobei \mathbf{K} der Korrelatenvektor und \mathbf{B} die Koeffizientenmatrix der Bedingungsgleichungen mit dem Vektor \mathbf{w} der Absolutglieder ist. Als Bedingung zwischen den Unbekannten C_i wird eingeführt:

$$\bar{C}_1 + \bar{C}_2 + \dots + \bar{C}_i - \text{const.} = 0 \quad (26)$$

Dadurch wird erreicht, daß die Werte \bar{C}_i des ausgeglichenen Netzes sich auf eine Mittelgröße aller berechneten \bar{C}_i beziehen. Die freie Ausgleichung eines Netzes ermöglicht es, statistische Tests der Ergebnisse ohne den Einfluß von Zwängen durchzuführen. Anschließend ist es möglich, die Werte \bar{C}_i auf einen gegebenen Punkt zu beziehen oder auf mehrere gegebene Punkte anzufeldern:

$$C_i^N = \bar{C}_i + \Delta \quad (27)$$

$$\Delta = \frac{\mathbf{e}^T \cdot (\mathbf{c}^A - \bar{\mathbf{c}})}{n} \quad (28)$$

mit \mathbf{c}^A dem Vektor der geopotentiellen Knoten der gegebenen Punkte, C_i^N den angefelderten \bar{C}_i -Werten und Δ dem Verschiebungsbetrag.

Im speziellen Fall des ÖHN wurden die Verbindungspunkte des United European Levelling Net 73 (UELN 73) zwischen Österreich einerseits und der Bundesrepublik Deutschland und der Schweiz andererseits zur Festlegung des Horizontes für das frei ausgeglichene ÖHN verwendet (UELN Status 1986). Die 4 italienischen Verbindungspunkte wurden nicht berücksichtigt, da in der Linie Carnia – Dobbiaco im UELN eine Fehlermeldung enthalten ist. Die in Österreich gelegenen Knotenpunkte des UELN wurden nicht zur Anfelderung verwendet, da durch die geringere Anzahl von Schleifen auch eine geringere Genauigkeit dieser Knoten im UELN im Vergleich zum ÖHN zu erwarten ist. Da sich alle geopotentiellen Knoten des UELN auf den Amsterdamer Pegel (NAP) beziehen, ist dieser Pegel der Bezugspunkt für alle weiteren von den geopotentiellen Knoten abgeleiteten Höhensysteme.

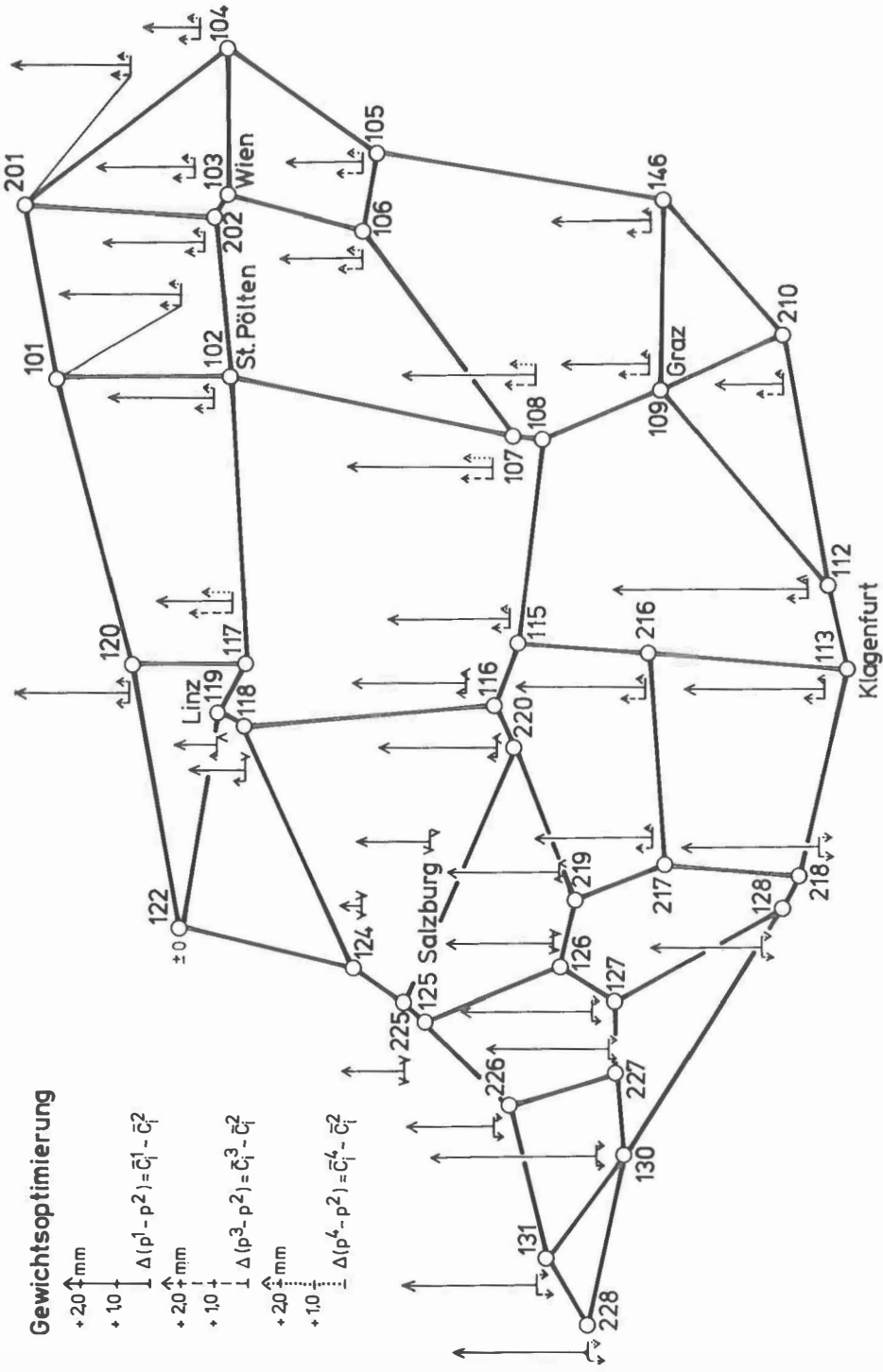


Abb. 5: Differenzen der ausgeglichenen \bar{c} -Werte, bedingt durch unterschiedliche Gewichtsansätze.

5.4. Netzdesign

Aufgrund der Form des österreichischen Staatsgebietes ist die Bildung eines übergeordneten Höhennetzes im westlichen Teil Österreichs mit österreichischen Schleifen nicht möglich. Es wurden daher 2 verschiedene Varianten untersucht, um diese Schwierigkeiten zu beheben oder wenigstens zu vermindern. Auf der einen Seite bietet sich das UELN 73, an dem Österreich mit 2130 km Nivellementlinien beteiligt ist, für eine Verstärkung des westlichen Netztes an. Andererseits könnten auch Linien der angrenzenden Staaten, die eine größere Dichte als das UELN aufweisen, zur Bildung von Schleifen verwendet werden.

Als erstes wurde eine Variante (I) untersucht, die sich auf die Grenzknoten des UELN 73 (Ehrnsperger, 1986) : A-D-2, A-D-3, A-D-4, A-D-5, A-D-6 (Österreich-Deutschland) und A-CH-1, A-CH-2, A-CH-3 (Österreich-Schweiz) stützte und sie als Zwangspunkte in die Ausgleichung einführte. Die italienischen Grenzknoten wurden wegen eines Fehlers (siehe 5.3) nicht verwendet. Den Vorteil einer guten Einbindung des westlichen Netztes standen schon vor der Kenntnis von Berechnungsergebnissen folgende Nachteile gegenüber:

- Zeitliche Inhomogenität der Beobachtungen des UELN, da keine Reduktion der Daten auf eine Epoche möglich,
- Randlage von Österreich im UELN, dadurch größere Fehler der Grenzknoten,
- Varianz-Kovarianz-Matrix der Nahtpunkte ist nicht bekannt, dadurch ist eine Berücksichtigung der Korrelation nicht möglich,
- vorhandene Zwänge werden in das ÖHN eingeführt.

Bei der Variante II wurden durch Einbeziehung von 13 Linien in der BR Deutschland, 3 in der Schweiz und 3 in Italien zusätzlich 10 Schleifen im Westteil des Netzes geschlossen. Da die italienischen Linien bereits 1950–1954 gemessen wurden und nach den Angaben des UELN eine geringere Genauigkeit als die übrigen Linien des Netzes aufweisen, wurde noch mit Hilfe einer inneren Zuverlässigkeitsprüfung untersucht, ob eine Verbesserung durch Verwendung dieser Linien eintritt. Die Steigerung der Redundanzanteile r_i für die Beobachtungen liegt zwischen 10% und 54% für die westlichsten Teile des Netzes (siehe 6.3). Aus diesem Grund wurden auch die 3 italienischen Linien in die endgültige Ausgleichung miteinbezogen.

5.5. Verwendete Daten

Für die österreichischen Linien wurden die unter den Punkten 2. bis 4. sowie 5.1.4 besprochenen Beobachtungen und berechneten Vertikalgeschwindigkeiten der Knotenpunkte verwendet. Für die deutschen und Schweizer Linien standen Δc -Werte zur Verfügung, wobei die Schweizer Daten auch Angaben über die Vertikalgeschwindigkeiten der Knotenpunkte enthalten. Die Vertikalgeschwindigkeiten für die deutschen Knoten konnten aus 2 Epochen von Nivellementmessungen gemeinsam mit den österreichischen Werten berechnet werden.

Für die italienischen Linien standen nur Δc -Werte zur Verfügung, jedoch keine Vertikalgeschwindigkeiten. Es wurden daher für die beteiligten italienischen Linien die Differenz in den Vertikalgeschwindigkeiten zwischen den benachbarten Knoten $\Delta v = 0$ angesetzt, d. h. die Δc -Werte wurden ohne Reduktion in der Ausgleichung verwendet.

Die Gewichte für die Beobachtungen wurden in Anlehnung an die UELN-Werte folgendermaßen festgesetzt:

$$P_{\text{Ost.}} = P_{\text{BRD}} = P_{\text{CH}} = 3/2 P_{\text{Ita.}}$$

6. Ergebnisse

Die Berechnung der Variante I (nur österreichische Linien mit den Grenzknoten des UELN als Zwangspunkte) erfolgte mit dem funktionalen Modell (5) und der Variante II (mit ausländischen Linien als freies Netz) nach (25). Dabei wurden die nach (12) wegen vertikaler

Bewegung der Knoten reduzierten Δc° -Werte verwendet. Die Reduktion erfolgte auf die Epoche 1975. Die Umrechnung auf die aktuelle Epoche 1986 mußte unterbleiben, da es sich dabei um eine Extrapolation der Vertikalgeschwindigkeiten gehandelt hätte, die derzeit aufgrund der verwendeten Daten noch zu unsicher ist. Für die Festlegung der Gewichte wurde das Modell P^4 (18) verwendet. Zur Beurteilung der Qualität beider Netze sind Ausreißer- und Normalverteilungstests sowie Zuverlässigkeits- und Genauigkeitsuntersuchungen durchgeführt worden (Pelzer, 1985).

6.1. Ausreißertest nach Pope

Für die Anwendung des Ausreißertests nach Pope sind die standardisierten Verbesserungen \bar{v}_i zu verwenden, die nach (20, 21) berechnet wurden. Da s_0 in (21) aus der gleichen Ausgleichung stammt wie die v_i , ist für diesen Test die τ -Verteilung zu verwenden. In diesem Test wird überprüft, ob ein \bar{v}_i einen aus der τ -Verteilung stammenden Fraktilwert $\tau_{(f, s)}$ übersteigt. Wenn

$$\tau_{(f, s)} < \bar{v}_i \tag{29}$$

dann wird angenommen, daß es sich um einen Ausreißer handelt, wobei S das Risiko angibt, daß ein richtiger Wert als falsch angezeigt wird. Die Werte $\tau_{(f, s)}$ wurden den Tabellen von Pope (1976) entnommen, wobei f die Anzahl der Freiheitsgrade in der Ausgleichung darstellt. Für die beiden Ausgleichungsvarianten wurden die drei größten v_i in der Tabelle 7 dem entsprechenden Fraktilwert gegenübergestellt.

	$\tau_{0,10}$	$\tau_{0,05}$	$\tau_{0,01}$	Knotenpunkte von – nach		
				\bar{v}_i	\bar{v}_i	\bar{v}_i
Var. I f = 28	2,97	3,13	3,43	141–140 + 4,32	140–138 + 3,51	138–520 + 2,81
Var. II f = 31	3,04	3,19	3,49	140–138 + 3,00	122–120 + 2,65	129–518 – 2,49

Tab. 7: Charakteristische Daten des Pope-Tests.

Bei der Variante I sind für zwei Linien die zugehörigen $\bar{v}_i > \tau_{0,01}$, d. h. daß diese Werte als Ausreißer zu werten sind. Hingegen sind bei Variante II alle $\bar{v}_i < \tau_{0,1}$, d. h. selbst die größere Schranke mit 10% Unsicherheit wird nicht erreicht. Weiters fällt noch auf, daß die größten Verbesserungen bei Variante I alle im westlichsten Teil des Netzes liegen, bei Variante II jedoch im gesamten Netz verteilt sind. Das bedeutet, daß die Zwänge der Anschlußpunkte bei Variante I sich negativ auf die Ergebnisse dieser Ausgleichung auswirken. Die Strecke 140–138 (Feldkirch-Landeck) scheint in beiden Berechnungen mit einem großen \bar{v}_i auf und sollte noch näher untersucht werden.

6.2. Anpassungstest nach Pearson

Auf der Grundlage des in 5.2.3 beschriebenen Pearsonschen Anpassungstests wurden die standardisierten Verbesserungen \bar{v}_i auf Normalverteilung untersucht. Dabei ergeben sich für die Variante I die folgenden Fraktilwerte (wieder entnommen Kreyszig, 1975):

$$\begin{aligned} \chi^2_{(95,5)} &= 11,07, \\ \chi^2_{(99,5)} &= 15,09 \text{ und} \\ \chi^2_0 &= 11,67 \end{aligned}$$

und für die Variante II:

$$\begin{aligned} \chi^2_{(95,5)} &= 14,07 \\ \chi^2_{(99,5)} &= 18,48 \text{ und} \\ \chi^1_0 &= 5,23 \end{aligned}$$

Damit zeigt sich, daß die Variante I den Fraktilwert mit 95% überschreitet und nur den mit 99% berechneten unterschreitet. Bei Variante II hingegen liegt der zugehörige χ^2_0 -Wert weit unter beiden Grenzwerten, was eine gute Normalverteilung der \bar{v}_i angibt. Die Histogramme der \bar{v}_i für beide Varianten zeigt Abbildung 4.

6.3. Zuverlässigkeitstests

Bei der Überprüfung eines Netzes auf Zuverlässigkeit handelt es sich um Kriterien, die angeben, inwieweit Beobachtungen auf ihre Richtigkeit überprüfbar sind – oder auf das gesamte Netz übertragen, wie gut Modell und Praxis übereinstimmen. Dabei kommen wieder statistische Tests zur Anwendung, die von Baarda (1968) entwickelt wurden. Es wird unterschieden zwischen

- innerer Zuverlässigkeit und
- äußerer Zuverlässigkeit,

wobei die innere Zuverlässigkeit angibt, wie groß ein Fehler sein muß, damit er aufgedeckt wird. Die äußere Zuverlässigkeit zeigt dann an, wie groß die Auswirkungen eines nicht aufgedeckten Fehlers auf das gesamte Netz sind. Für die Berechnung der inneren und äußeren Zuverlässigkeit ist es notwendig, die Redundanzanteile r_i der einzelnen Beobachtungen zu berechnen:

$$r_i = (\mathbf{Q}_{vv}\mathbf{P})_{ii} = \text{diag} (I - \mathbf{P}_{ii} (\mathbf{A}_i \mathbf{Q} \mathbf{A}_i^T)) \tag{30}$$

$$r = \sum r_i = n - u = \text{sp} (\mathbf{Q}_{vv}\mathbf{P}) \tag{31}$$

Die Redundanzanteile r_i geben an, wieviele Prozente eines möglichen Fehlers in der zugehörigen Verbesserung aufscheinen. In Tabelle 9 sind für 30 von den 87 Beobachtungen die zugehörigen r_i angeführt (bezogen auf Variante II). Bei der Analyse der r_i Werte ist ersichtlich, daß die Beobachtungen mit geringem Gewicht höhere r_i besitzen als jene mit großem Gewicht. Die für ein gut kontrolliertes Netz geforderten Redundanzanteile $r_i > (0,3 \dots 0,5)$ werden zwar für Beobachtungen bis $P = 1,5$ erreicht, für größere P-Werte sinken die r_i jedoch stark ab (bis 0,004). Es zeigt sich aber, daß für Beobachtungen mit gleichem P die Werte im zentralen Teil besser kontrolliert sind als im westlichen Netzteil oder am Netzrand (z. B. $i = 2, 19, 47, 85$). Anhand der r_i wurde auch untersucht, ob die Verwendung der italienischen Linien eine Verbesserung im westlichen Netzteil bewirkt. Bei den in Tabelle 8 angeführten Redundanzanteilen r_i treten für diesen Netzbereich Steigerungen bis zu 54% in den r_i ein. Diese Verbesserung führte dazu, daß 3 italienische Linien in das Netz einbezogen wurden.

Linie Nr.	68	71	72	73	74	75	77	78	79
r_i (mit)	,43	,28	,46	,29	,40	,42	,22	,46	,48
r_i (ohne)	,42	,28	,43	,22	,36	,27	,18	,42	,47
Verbesserung	3%	3%	7%	35%	13%	54%	20%	9%	1%

Tab. 8: Vergleich der Redundanzanteile r_i für Linien im westlichen Netzteil mit und ohne Verwendung von italienischen Linien.

Zur Beurteilung der inneren Zuverlässigkeit werden die in einem Globaltest kleinsten aufdeckbaren Fehler

$$|\nabla_i| = s_0 \sqrt{\frac{\omega_0}{P_i r_i}} \tag{32}$$

für jede Beobachtung berechnet. Dabei handelt es sich bei ω_0 um den Nichtzentralitätsparameter, der aus einem Nomogramm (Pelzer, 1985, Seite 189) mit der Testgüte $\gamma_0 = 80\%$ entnommen wurde ($\omega_0 = 17,05$, $s_0 = 0,76$ mm/km). Die Werte für $|\nabla_i|$ sind gemeinsam mit

den Gewichten P_i und den Redundanzanteilen r_i in Tabelle 9 angeführt. Die Werte für die im Globaltest aufdeckbaren Fehler liegen zwischen 30 und 57 mm.

l_i	P_i	r_i	∇_i	l_i	P_i	r_i	∇_i	l_i	P_i	r_i	∇_i
2	2,03	,35	36,0	28	12,35	,05	37,5	59	3,65	,25	31,7
4	1,21	,48	39,9	31	2,02	,29	39,7	62	1,03	,57	39,7
6	3,46	,19	37,6	35	1,32	,44	39,9	65	1,11	,64	36,3
9	0,73	,58	46,8	38	6,76	,11	35,4	68	1,44	,43	38,9
12	1,50	,30	45,4	41	25,00	,04	30,2	71	3,01	,28	33,0
15	1,29	,46	39,6	44	1,09	,53	40,1	74	1,53	,40	38,8
17	20,41	,02	42,9	47	2,07	,25	42,4	78	2,16	,46	30,8
19	2,19	,34	35,6	50	1,41	,50	36,3	82	1,06	,47	43,3
22	3,39	,11	51,0	53	5,62	,19	29,5	85	1,94	,24	44,5
25	1,25	,37	44,7	56	2,30	,40	31,7	87	0,51	,57	56,6

Tab. 9: Kenngrößen für die innere Zuverlässigkeit

Die Auswirkungen von nicht aufgedeckten Fehlern auf die Unbekannten der Ausgleichung geben ein Maß für die äußere Zuverlässigkeit an.

$$\nabla_{xi} = \mathbf{Q}_{xx} \mathbf{a}_i^T P_i \nabla_i \tag{33}$$

mit \mathbf{a}_i der i -ten Zeile der Konfigurationsmatrix \mathbf{A} , \mathbf{Q}_{xx} der Kofaktormatrix der Unbekannten und Nabra ∇_i aus (32).

Dieser Formel liegt zugrunde, daß immer nur ein Fehler wirksam ist, wobei dieser Fehler Auswirkungen auf alle Unbekannten zeigt. Allerdings sind die Ergebnisse berechnet nach (33) datumsabhängig. Für 4 ausgewählte Strecken (l_4 : 201-202, l_{35} : 216-217, l_{82} : 140-138, l_{87} : 129-518) wurden die Auswirkungen in Abbildung 6 dargestellt, wobei für die einzelnen Beobachtungen folgende mögliche Fehler aus dem Globaltest errechnet wurden:

$$\nabla_{l_4} = 39,9 \text{ mm}, \nabla_{l_{35}} = 39,9 \text{ mm}$$

$$\nabla_{l_{82}} = 43,3 \text{ mm}, \nabla_{l_{87}} = 56,5 \text{ mm}.$$

Die unentdeckten Fehler werden im ÖHN jedoch geringere Werte annehmen als durch den Globaltest angezeigt, da die Schleifenschlüsse, die zur Kontrolle der Beobachtungen gebildet wurden, maximal 34 mm erreichen.

Zusammenfassend ist zu den Zuverlässigkeitstests zu bemerken, daß die Zuverlässigkeitsmaße sehr stark von den Gewichten der Beobachtungen abhängen. Möglichst gleiche Gewichte sind daher Voraussetzung, um eine gute Zuverlässigkeit zu erhalten.

6.4. Genauigkeitsuntersuchungen

Bei der Angabe von Genauigkeitsmaßen ist zwischen datumsunabhängigen und datumsabhängigen Maßzahlen zu unterscheiden. Zur ersten Gruppe gehören jene Werte, die sich auf Beobachtungsgrößen beziehen oder von entsprechend vergleichbaren Größen abgeleitet werden. Als erstes ist hier die Standardabweichung s_o für die Gewichtseinheit, wie sie in (19) angeführt ist:

$$s_o = \sqrt{\frac{\mathbf{v}^T \mathbf{p} \mathbf{v}}{f}} \tag{19}$$

zu erwähnen, und weiters die Standardabweichung s_{ij} beliebiger Kotenunterschiede Δc_{ij} :

$$s_{ij} = s_o \sqrt{(Q_{xx})_{ii} - 2(Q_{xx})_{ij} + (Q_{xx})_{jj}} \tag{34}$$

wobei die Kovarianzmatrix \mathbf{K}_{xx} der Unbekannten gegeben ist durch:

$$\mathbf{K}_{xx} = s_o^2 (\mathbf{A}^T \mathbf{Q}_{LL} \mathbf{A})^{-1} \tag{35}$$

mit s_0 dem empirischen Wert der Standardabweichung für die Gewichtseinheit.

Zur zweiten Gruppe, also der datumsabhängigen Werte, gehören die Standardabweichungen s_{xi} der Schätzwerte \bar{C}_{xi} für die Unbekannten, die sich nach:

$$s_{xi} = s_0 \sqrt{(Q_{xx})_{ii}} \quad (36)$$

berechnen. Der mittlere Höhennetzfehler s_M ist dann gegeben durch:

$$s_M = \sqrt{\frac{1}{n} (s_{xi}^T s_{xi})} \quad (37)$$

mit n der Anzahl der Unbekannten. Es ist jedoch zu unterscheiden zwischen innerer und äußerer Genauigkeit der Punktfehler (Reißmann, 1985). Bei Variante I liefert (36) die äußere Standardabweichung der Knoten \bar{C}_i des Netzes und bei Variante II die innere Standardabweichung. Im angeschlossenen Netz (I) bezieht sich die Standardabweichung auf den Knotenunterschied zwischen dem Neupunkt und einem beliebigen Anschlußpunkt, und im freien Netz auf den Knotenunterschied zwischen dem Neupunkt und dem Mittel aller Neupunktknoten. Aus diesem Grund sind die beiden Werte nicht direkt vergleichbar.

Zur Charakterisierung der Genauigkeit der Beobachtungen (Δh) und der berechneten Schätzwerte für die Unbekannten \bar{C}_i werden im folgenden Genauigkeitsmaße vor und nach der Ausgleichung gegenübergestellt.

Standardabweichung für die Gewichtseinheit:

$$m_{Std}^u = \pm 0,20 \text{ mm/km}, m_{Std}^k = \pm 0,40 \text{ mm/km} \text{ (aus Standdifferenzen siehe 5.2.1)}$$

$$m_{Std}^u = \pm 0,35 \text{ mm/km}, m_{Std}^k = \pm 0,41 \text{ mm/km} \text{ (aus Streckendifferenzen siehe 5.2.1)}$$

In Tabelle 10 sind die mittleren Standardabweichungen m_{SCHL} für die Gewichtseinheit, berechnet aus den Schleifenschlüssen, angeführt:

$$\bar{m}_{SCHL} = \frac{\sum m_{SCHL}}{n} \quad (38)$$

mit

$$m_{SCHL} = \frac{\delta c}{L}. \quad (39)$$

Dabei ist δc die Summe aller geopotentiellen Kotendifferenzen über eine Schleife und L die Länge der Schleife.

	Österreich Zentral		Österreich West		Gesamtnetz	
	unreduziert	reduziert	unreduziert	reduziert	unreduziert	reduziert
n	21	21	10	10	31	31
\bar{m}_{SCHL} (mm/km)	0,41	0,39	1,00	0,91	0,61	0,56

Tab. 10: Mittlere Standardabweichung \bar{m}_{SCHL} , berechnet aus Schleifenschlüssen.

Bei den reduzierten Schleifenschlüssen wurden die wegen Höhenänderung der Knotenpunkte reduzierten Δc° verwendet (analog (12)).

Demgegenüber stehen die aus der Ausgleichung erhaltenen Werte (mit der Umrechnung $0,98 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 \text{ s}^{-2} \triangleq 1 \text{ mm}$):

$$s_o^I = \pm 0,94 \text{ mm/km} \text{ (angeschlossenes Netz)}$$

$$s_o^{II} = \pm 0,57 \text{ mm/km} \text{ (Österreich Zentral = ÖZ)}$$

$$s_o^0 = \pm 0,76 \text{ mm/km} \text{ (Gesamtnetz = GN)}.$$

In einer Analyse der Genauigkeitsmaße ist bereits bei den Werten, die vor der Ausgleichung berechnet wurden (m_{SCHL} , \bar{m}_{SCHL}) klar zu erkennen, daß jene Schleifen, die nur mit österreichischen Linien gebildet wurden (ÖZ), eine wesentlich bessere Genauigkeit aufweisen als jene, an denen auch ausländische Linien (GN) beteiligt sind. Als Ursache dafür können angeführt werden:

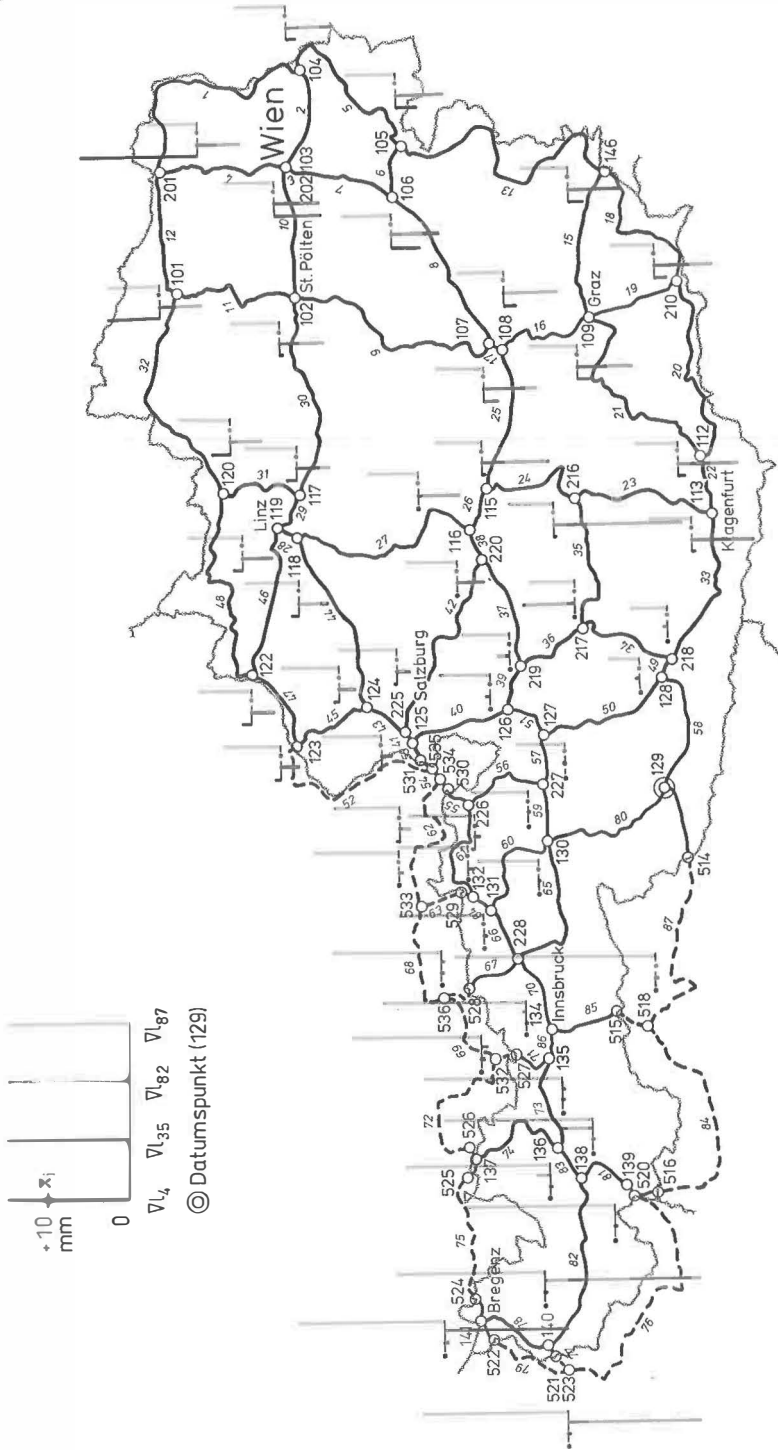


Abb. 6. Äußere Zuverlässigkeit: Auswirkung von Änderungen in den Beobachtungen auf die \bar{C}_i .

- Grenzknoten oft in großer Höhe (6 Knoten um 1000 m Meereshöhe), daher machen sich Maßstabs- und Refraktionsfehler bemerkbar,
- die Δc -Werte für die italienischen Linien konnten nicht wegen Änderung der Knotenpunkthöhen reduziert werden,
- Inhomogenität in bezug auf Meßmethoden und Ausrüstung.

Weiters zeigt sich, daß die Verwendung der reduzierten Δc° nur eine geringe Verbesserung der \bar{m}_{SCHL} mit sich bringt, was sicher dadurch bedingt ist, daß die Signifikanz der Vertikalgeschwindigkeiten der Knotenpunkte noch nicht ausreichend ist.

Eine relativ gute Übereinstimmung ist auch zwischen den mittleren Standardabweichungen für das ÖZ vor und nach der Ausgleichung gegeben:

$$\bar{m}_{\text{SCHL}} = \pm 0,39 \text{ mm/km}$$

$$s_0^{\text{ÖZ}} = \pm 0,57 \text{ mm/km}$$

Die Standardabweichungen s_{xi} für die ausgeglichenen Unbekannten \bar{C}_i , berechnet nach (36), sind für einige gleichmäßig über das gesamte Netz verteilte Punkte in Tabelle 11 angeführt.

Punkt Nr.	101	104	108	112	116	124	128	130	135	140
$\pm s_{xi}^I$	8,7	9,6	7,9	8,5	6,1	4,0	6,6	5,7	3,6	1,7
$\pm s_{xi}^{II}$	6,1	6,4	4,9	5,4	4,2	4,2	4,3	4,1	5,3	7,9

Tab. 11: Standardabweichung s_{xi} (Δ mm) für die geopotentiellen Knoten \bar{C}_i .

Es ist erkennbar, daß im angeschlossenen Netz die Fehler an den Rand gedrängt werden. Die bei den Anschlußpunkten gelegenen Neupunkte (z. B. 135, 140) weisen wesentlich kleinere s_{xi}^I auf als jene der Variante II. Das ist dadurch bedingt, daß die Anschlußpunkte ohne Berücksichtigung der VKM, also fehlerfrei, in die Ausgleichung eingeführt werden mußten.

Für die Variante I ergibt sich die nach (37) berechnete äußere mittlere Standardabweichung für die C^I mit

$$s_M^I = \pm 6,9 \text{ mm}$$

und für die Variante II die mittlere innere Standardabweichung

$$s_M^{II} = \pm 5,3 \text{ mm}$$

Für die Kotendifferenzen zwischen ausgewählten Punkten ergeben sich nach (34) folgende mittlere Standardabweichungen für die \bar{C}_i nach Variante I (II):

$$\text{Hainburg (104) – Mauterndorf (217): } s_{104, 217} = \pm 10,2 (\pm 8,3) \Delta \text{ mm}$$

$$\text{Hainburg (104) – Bregenz (141): } s_{104, 141} = \pm 9,6 (\pm 11,8) \Delta \text{ mm}$$

$$\text{Klagenfurt (113) – Freistadt (120): } s_{113, 120} = \pm 11,2 (\pm 7,6) \Delta \text{ mm}$$

6.5. Diskussion

Für die endgültige Festlegung der C-Werte der Knotenpunkte des ÖHN wurde Variante II gewählt: freies Netz mit ausländischen Linien im westlichen Netzteil, angefeldert auf die deutschen und Schweizer UELN-Grenzknoten.

Diese Variante zeigt bei allen durchgeführten Tests die besseren Ergebnisse gegenüber der Variante I (Zwangnetz ohne ausländische Linien). Im Pope-Test werden für Variante II keine Ausreißer angezeigt, jedoch 2 Ausreißer für Variante I. Der Pearsonsche Anpassungstest ist für Variante II gut erfüllt, nicht für Variante I (bei $S = 95\%$).

Auch die Genauigkeitsmaße ergeben für Variante II bessere Werte:

$$s_o^{\text{II}} = \pm 0,76 \text{ mm/km}$$

$$s_o^{\text{I}} = \pm 0,94 \text{ mm/km.}$$

Nur für die Standardabweichungen s_{xi} gibt es bei Variante I scheinbar bessere Werte, da aufgrund der Zwangspunkte für die westlichen Knoten $s_{xi}^{\text{I}} < s_{xi}^{\text{II}}$ ist. Könnte jedoch die VKM für die Anschlußpunkte berücksichtigt werden, würden auch die s_{xi}^{I} größere Werte bekommen. Da die VKM für die Anschlußpunkte jedoch nicht bekannt ist, werden die durch diese Vernachlässigung sich ergebenden Fehler über das gesamte Netz verteilt. Eine gleichmäßig über das gesamte Netz verteilte Genauigkeit, die ebenfalls ein Kriterium für ein gutes Netz darstellt, wird durch die Variante II ebenfalls besser erreicht als durch die Variante I:

$$\frac{s_{x \text{ max}}^{\text{II}}}{s_{x \text{ min}}^{\text{II}}} = 2,2 \quad \text{und} \quad \frac{s_{x \text{ max}}^{\text{I}}}{s_{x \text{ min}}^{\text{I}}} = 5,7$$

Die Zuverlässigkeitsprüfungen wurden nur mehr für Variante II durchgeführt. Die vorhandenen Gewichtsunterschiede (1 : 64) bewirken eine Verminderung der inneren Zuverlässigkeit, da ein Fehler in den Beobachtungen mit großem Gewicht sich in der Ausgleichung auf die benachbarten Beobachtungen verteilt. Dieser Fehler wirkt sich kaum in der fehlerhaften Beobachtung aus. Bei der Analyse der Ergebnisse der äußeren Zuverlässigkeitsuntersuchung (Abb. 6) zeigte sich, daß eventuell in den Beobachtungen vorhandene Fehler, die im östlichen oder zentralen Teil des Netzes liegen, nur in diesen Teilen selbst Auswirkung auf die Ergebnisse der Ausgleichung haben. Hingegen wirken sich Fehler, die im südlichen Bereich (I_{67}) vorhanden sind, auf das gesamte Netz aus. Beobachtungsfehler im äußersten Westen oder Osten des Netzes wirken überhaupt nur lokal. Es sollte jedoch nicht vergessen werden, daß diese Ergebnisse vom gewählten Datumspunkt abhängen. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß aufgrund der durchgeführten Untersuchungen mit einem maximalen Fehler im Knotenunterschied zwischen den östlichen und westlichen Knoten des Netzes von

$$s_{\text{max}}^{\text{II}} = \pm 12 (\Delta \text{ mm})$$

zu rechnen ist. Für Punkte außerhalb des Knotenbereiches, besonders in größerer Höhe, sind noch zusätzliche Fehlereinflüsse zu berücksichtigen, um Genauigkeitsangaben machen zu können.

Die Ergebnisse der Berechnung sind für die Netzknoten sowie für einige zusätzliche Punkte in Tabelle 12 zusammengefaßt. Der Inhalt bedeutet für Spalte:

- 1: Punktnummer im übergeordneten Netz
- 2: Punktnummer im Gebrauchsnetz
- 3: Nummer der zugehörigen Österreichischen Karte 1 : 50 000
- 4: Stabilisierungsart HB: Höhenbolzen
PB: Pfeilerbolzen
HM: Höhenmarke (= Lochmarke)
UF: Unterirdische Festlegung
- 5: Lagebeschreibung, (v) – verloren
- 6: Geografische Breite (grafisch bestimmt)
- 7: Geografische Länge, bezogen auf Greenwich (grafisch bestimmt)
- 8: Oberflächenschwere – 980 000 mgal: i-interpoliert
- 9: Ausgeglichenen geopotentielle Kote \bar{C} , bezogen auf NAP
- 10: m_c -relative Standardabweichung für die Netzknoten
- 11: Orthometrische Höhe
- 12: d = gültige Gebrauchshöhe – orthometrische Höhe

7. Absolute Genauigkeit

Alle in den vorhergehenden Abschnitten gemachte Angaben über die Genauigkeit der geopotentiellen Knoten C beziehen sich nur auf das österreichische Netz und sind Relativgenauigkeiten. Die Angabe von absoluten Genauigkeitsmaßen setzt sich zusammen aus der zur Anfelderung an das UELN 73 verwendeten Grenzknoten, welche, nach (37) berechnet, ein

$$\bar{S}_{\text{UELN}}^A = \pm 18,9 (\Delta \text{ mm})$$

aufweisen. Dieses \bar{S}_{UELN}^A ist datumsabhängig und auf den Punkt 4019 des UELN bezogen. Der Punkt 4019 (Amsterdam) ist der zum Amsterdamer Pegel (NAP) nächstgelegene Knotenpunkt des UELN, damit ist \bar{S}_{UELN}^A ein repräsentativer Wert für die mittlere Standardabweichung der Grenzknoten. Eine exakte Berechnung der Standardabweichung für die Knoten des ÖHN in bezug auf 4019 ist nur mit Kenntnis der VKM K_{xx} für die Grenzknoten möglich. Eine Abschätzung mit

$$\bar{S}_{\text{ges}} = \sqrt{(\bar{S}_{\text{UELN}}^A)^2 + (\bar{S}_{\text{max}}^I)^2} = \pm 22,5 (\Delta \text{ mm}) \quad (40)$$

zeigt gute Übereinstimmung mit Werten für die inner-österreichischen UELN-Knoten.

Der zweite Teil der Genauigkeitsabschätzung betrifft die Frage, wie gut die geopotentielle Kote für den UELN-Datumspunkt 4019 in bezug auf das Geoid bekannt ist. Abgeleitet wird dieser Wert von den Pegelaufzeichnungen des Normal Amsterdamer Peil (NAP). Durch Berücksichtigung mehrerer Korrekturen ist es möglich, die Pegelungen auf den mittleren Meeresspiegel (MSL) zu reduzieren. Spätestens seit der SEASAT-1-Mission zur Bestimmung der mittleren Höhen der Meeresoberfläche ist bekannt, daß diese nicht ident mit einer Niveaufläche ist (Abweichungen $\pm (1-2)$ m). Aus (Brennecke, 1982) kann entnommen werden, daß NAP ungefähr 0,5 m tiefer als die entsprechende Niveaufläche liegt. Andere Untersuchungen weisen wieder Differenzen von 0,2–0,3 m zwischen Niveaufläche und mittlerer Meeresoberfläche aus, wobei sich diese Werte auf Bereiche in der Nordsee beziehen (ca. bis 100 km vor der Küste Hollands).

8. Orthometrische Höhen

Die unter Punkt 6 erhaltenen geopotentiellen Knoten \bar{C}_i für die Netzknoten sind die Ausgangswerte für eine maschenweise Berechnung aller weiteren Präzisionsnivelementpunkte im System der geopotentiellen Knoten. Der Übergang von den geopotentiellen Knoten, die einen Arbeitswert darstellen, in ein metrisches System wird dadurch erreicht, daß C durch einen Schwerewert dividiert wird. Um nun die orthometrischen Höhen H_{orth} , die die Länge der Lotlinie vom Oberflächenpunkt bis zum Geoid darstellen, zu erhalten, ist der Mittelwert der Schwere \bar{g} entlang dieser Lotlinie zu verwenden:

$$H_{\text{orth}} = \frac{C}{\bar{g}} \quad (41)$$

$$\text{mit } \bar{g} = \frac{1}{H} \int_0^H g \, dH \quad (42)$$

Für die Berechnung von \bar{g} sind Informationen über die Oberflächentopografie, das Schwerfeld und die Dichte sowie über die Kompensationstiefe des isostatischen Massenausgleichs erforderlich. Über die klassischen Methoden und die modernen Verfahren zur Bestimmung von \bar{g} wurde in (Sünkel, 1986) berichtet. Derzeit wird noch geprüft, welches Verfahren zur Berechnung der mittleren Schwerewerte \bar{g} endgültig verwendet werden soll. Um jedoch die Auswirkungen der geschlossenen Ausgleichung sowie auch des Übergangs vom Triester auf den Amsterdamer Pegel erkennen zu können, wurden für die Knotenpunkte des Netzes vorläufige orthometrische Höhen berechnet. Als mittlere Schwere \bar{g} wurde der Mittelwert zwischen gemessener Schwere g an der Oberfläche und der Schwere g_0 am Geoid verwendet:

$$\bar{g} = \frac{g + g_0}{2} \tag{43}$$

$$g_0 = g + \Delta g_T + 0,1967 H + \Delta g^0 \tag{44}$$

mit Δg_T dem Einfluß der topografischen Massen auf die Oberflächenschwere und Δg^0 der Wirkung der gesamten Massen auf die Schwere im zugehörigen Geoidpunkt. Der Faktor 0,1967 · H enthält die Freiluftreduktion sowie den Einfluß der unendlichen Bouguerplatte. Für die Berechnung des Einflusses der topografischen Massen wurde eine einheitliche Dichte = 2,67 g/cm³ und ein digitales Höhenmodell verwendet (Berücksichtigung der Massen bis R = 20 km). Die Einteilung erfolgte in Rasterelemente von ca. 400 x 350 m (Ruess, 1980), wobei die Höheninformation für die innersten 4 Elemente aus einer Digitalisierung von Höhenschichtlinien (1 : 10 000, 1 : 25 000) abgeleitet wurde.

Für eine Genauigkeitsabschätzung der orthometrischen Höhen ist der Einfluß von Dichtestörungen maßgebend. Sünkel (1986) hat gezeigt, daß bei der Annahme einer isostatischen Kompensation von Dichtestörungen der Einfluß von Dichtestörungen nur mehr lokal wirksam wird und zwischen -3 und +5 mm für ganz Österreich liegt. Da bei der Berechnung von \bar{g} nach (43) nicht alle Daten wie in der Arbeit von Sünkel berücksichtigt werden konnten, ist der Fehler größer anzusetzen, wird jedoch ± 10 mm für die Knotenpunkte ($H_{max} \sim 1000$ m) nicht übersteigen, sodaß sich mit der Standardabweichung m_0 für die geopotentiellen Koten ein mittlerer Fehler für die orthometrischen Höhen von

$$m_{H_{orth}} \sim \pm 15 \text{ mm}$$

ergibt.

Die Differenzen $d =$ derzeitige Gebrauchshöhen - orthometrische Höhen sind in Tabelle 12 zusammengefaßt und in Abbildung 7 dargestellt. Diese Differenzen enthalten den Unterschied zwischen sphäroidischem und orthometrischem Höhensystem, die Höhenänderungen zwischen der Epoche der ursprünglichen Messungen (1873-1895) und der Neumessung, die Fehler beider Messungen sowie den Übergang vom Triester auf den Amsterdamer Pegel.

9. Zusammenfassung

Für den in Österreich begonnenen Aufbau eines orthometrischen Höhensystems als Gebrauchshöhen ist die Kenntnis der geopotentiellen Koten C der Höhenpunkte sowie der durchschnittlichen Schwere \bar{g} entlang der Lotlinie erforderlich. Grundlage für die Berechnung der geopotentiellen Koten ist das übergeordnete Österreichische Höhennetz (Präzisionsnivelllement) und das Österreichische Schweregrundnetz. Anhand von Fehlerabschätzungen wird gezeigt, daß bei Kenntnis der Oberflächenschwere entlang des Nivellementweges mit einer Genauigkeit von ± 1 mgal Fehler in den geopotentiellen Kotendifferenzen Δc mit den Fehlern der Höhenmessung ident sind.

Im funktionalen Modell für die Ausgleichung der Δc wurden die Höhenänderungen der Knotenpunkte bedingt durch rezente Änderungen der Erdoberfläche berücksichtigt. Der Einfluß des geomagnetischen Feldes für die verwendeten KONI 007 konnte vernachlässigt werden. Die Berücksichtigung der Refraktion ist derzeit aufgrund von fehlenden Daten nicht möglich gewesen. Eine Abschätzung ergab jedoch, daß die Ergebnisse der Ausgleichung nur geringfügig (maximal 6,5 mm bei $\gamma = 0,15^\circ$ K/m) durch diesen Fehler beeinflusst sind, da die Knotenpunkte des Netzes meist in den Talregionen liegen.

Für das stochastische Modell wurden Gewichtsansätze für Modellrechnungen, die nur die Länge, zusätzlich dann den Höhenunterschied und weiters auch periodische Schwankungen der Knotenpunkte verwenden, mit dem Korrelationsmodell von Lucht verglichen. Aufgrund eines Normalverteilungstests sowie der Standardabweichung für die Gewichtseinheit für die Gewichtsansätze $P^1 - P^4$ wurde das Modell P^4 (Berücksichtigung von Länge, Höhenunterschied und Höhenschwankungen) als das geeignetste Modell ausgewählt.

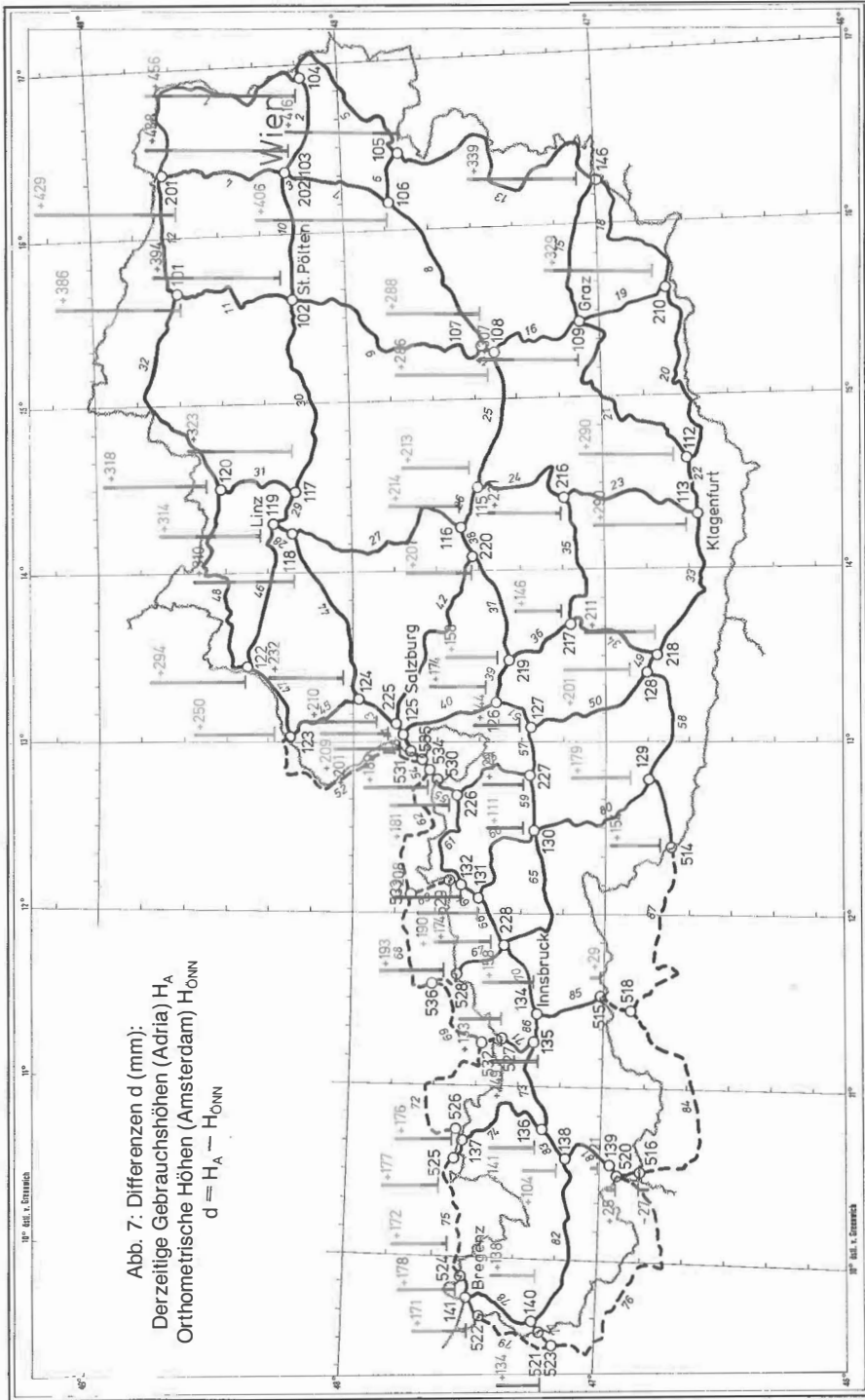
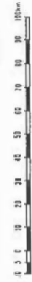


Abb. 7. Differenzen d (mm):
Derzeitige Gebrauchshöhen (Adria) H_A
Orthometrische Höhen (Amsterdam) H_{ONN}
 $d = H_A - H_{ONN}$



Tab. 12: Ergebnisse der Ausgleichung für die Knotenpunkte I. und II. Ordnung und für die Grenzknoten

Knoten Nr.	Punkt Nr.	ÖK Nr.	St.	Geogr. Breite o, ' , ''	Geogr. Länge o, ' , ''	Schwere mgal	Geop. Kote kgalm	mc Δ mm	orth. Höhe m	d mm
1	2	3	4	6	7	8	9	10	11	12
101	37 856	21	HB	48 39 55	15 39 44	884,40	300,7459	6,1	306,603	+ 386
102	42 944	56	UF	48 12 06	15 37 18	840,50	267,1542	5,4	272,370	+ 394
103	48 921	59	HB	48 11 59	16 22 14	847,53	167,3868	5,8	170,654	+ 438
104	37 503	61	PB	48 08 29	16 54 04	873,61	140,0704	6,4	142,801	+ 456
105	39 223	77	HB	47 46 08	16 27 44	803,60	189,5383	6,1	193,246	+ 416
106	39 603	76	HB	47 48 23	16 08 40	775,10	296,9714	5,8	302,789	+ 406
107	42 296	133	HB	47 26 32	15 17 25	666,13	491,5266	5,0	501,209	+ 288
108	42 318	133	HB	47 24 43	15 16 28	668,42	472,1485	4,9	481,448	+ 286
109	50 714	164	HB	47 03 24	15 25 03	707,67	352,5772	5,5	359,508	+ 307
111	50 441	193	HB	46 59 09	16 15 49	758,16	223,4276	6,4	227,809	+ 340
112	46 876	204	HB	46 39 34	14 38 09	630,0i	453,5429	5,4	462,492	+ 290
113	47 002	202	HB	46 37 30	14 18 19	620,36	436,4034	5,0	445,020	+ 290
114	47 597	201	HB	46 36 46	13 50 37	581,71	494,9920		504,784	+ 244
115	40 003	130	HM	47 29 15	14 29 17	590,6i	694,0876	4,4	707,810	+ 213
116	40 087	98	HB	47 34 09	14 14 38	612,48	647,5335	4,2	660,321	+ 214
117	43 269	51	HB	48 12 48	14 29 23	801,88	246,3888	4,9	251,209	+ 323
118	43 922	50	HB	48 14 31	14 14 12	807,34	269,9049	4,6	275,183	+ 310
119	43 507	32	HB	48 17 40	14 17 39	815,43	258,4878	4,6	263,541	+ 314

Knoten Nr.	Punkt Nr.	ÖK Nr.	St.		Geogr. Breite ° , ' , ''	Geogr. Länge ° , ' , ''	Schwere mgal	Geop. Kote kgalm	mc Δ mm	orth. Höhe m	d mm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
120	51 758	16	HB	Freistadt, Kath. Pfarrkirche	48 30 42	14 30 22	775,11	550,8369	5,8	561,621	+ 318
121	44 845	29	HB	Schärding, Bezirksgericht	48 27 30	13 26 03	812,51	314,7846		320,938	+ 298
122	44 827	29	HB	St. Florian, Haus Haid 8	48 25 35	13 27 00	803,20	322,7099	5,2	329,021	+ 294
123	45 020	27	HB	Braunau, Kapuzinerkirche	48 15 25	13 02 19	761,50	345,0363	4,7	351,799	+ 250
124	45 973	64	HB	Straßwalchen, Haus	47 58 55	13 15 33	686,3 i	523,5362	4,2	533,835	+ 232
125	41 920	63	HB	Salzburg, Felsen Nonntaler Straße	47 47 47	13 03 11	684,7 i	414,1329	3,6	422,283	+ 209
126	40 502	125	HB	Kreuzberg, Straßenmauer	47 26 12	13 12 33	592,0 i	541,3002	3,8	552,005	+ 174
127	40 606	124	HM	Lend, Haus Nr. 25	47 17 52	13 03 03	538,3 i	630,3859	3,8	642,887	+ 144
128	49 299	182	HB	Möllbrücke, Fels bei Gh. Kreiner	46 50 16	13 22 07	553,0 i	550,9096	4,3	561,826	+ 201
129	49 510	179	HB	Lienz, Baubezirksamt	46 49 40	12 45 27	520,74	666,2347	4,9	679,457	+ 179
130	42 531	122	HB	Mittersill, Pfarrkirche	47 16 48	12 29 00	504,50	773,2179	4,0	788,573	+ 111
131	34 448	120	HB	Wörgl, r. k. Pfarrkirche	47 29 11	12 03 59	608,84	503,6762	4,3	513,627	+ 190
132	41 423	90	HB	Kufstein, Festungsberg, Osthang	47 34 47	12 10 09	636,9 i	473,5303	4,3	482,872	+ 208
134	35 148	118	HB	Innsbruck, Haus	47 16 04	11 23 11	554,47	563,3210	5,1	574,482	+ 158
135	35 317	117	HB	Zirl, Gh. Schloßhäusl (v)	47 16 39	11 14 27	538,82	653,6082	5,3	666,567	+ 149
136	36 705	145	HM	Imst, Landwirtschaftsschule	47 14 12	10 44 27	530,13	766,5065	6,3	781,707	+ 141
137	45 077	85	HM	Vils, Gh. Ulrichsbrücke	47 32 46	10 39 44	577,0 i	801,7369	6,8	817,592	+ 176
138	35 559	144	HB	Landeck, Fels	47 08 10	10 34 06	477,98	777,9747	6,7	793,448	+ 104
139	38 639	171	HB	Kajetanbrücke, Fels	46 56 48	10 30 32	378,7 i	1003,1353	7,3	1023,183	+ 21

Knoten Nr.	Punkt Nr.	OK Nr.	St.		Geogr. Breite ° , ' , ''	Geogr. Länge ° , ' , ''	Schwere mgal	Geop. Kote kgalm	mc △ mm	orth. Höhe m	d mm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
140	44 447	141	HB	Feldkirch, Gh. Walgauerstr. 1	47 14 10	9 35 56	590,07	450,5607	7,9	459,471	+ 138
141	38 709	111	HB	Bregenz, Straßensstützmauer	47 29 53	9 44 05	644,29	416,6629	7,9	424,881	+ 178
142	38 985	61	HB	Gattendorf, Haus	48 01 05	16 58 47	862,69	142,5143		145,294	+ 441
143	39 239	77	HB	Wulkaprodersdorf, r. k. Pfarrkirche	47 47 38	16 29 46	814,87	167,8424		171,124	+ 418
144	49 990	138	HB	Rattersdorf-Liebig, Brücke	47 24 39	16 30 17	782,47	283,8177		289,375	+ 396
145	42 031	200	HB	Riegersdorf, Haus	46 33 04	13 46 11	571,46	525,2608		535,658	+ 235
146	50 450	193	PB	Poppendorf	46 59 37	16 14 25	756,01	224,4778	6,3	228,880	+ 339
147	52 203	208	HB	Gosdorf, Haus	46 43 29	15 47 59	720,78	228,4263		232,914	+ 331
148	53 721	205	HB	Lavamünd	46 38 11	14 57 26	644,79	351,4508		358,383	+ 305
201	37 687	24	HM	Laa/Th., Sparkasse Hauptpl. 1	48 43 17	16 23 12	902,06	181,6577	6,5	185,193	+ 429
202	38 773	59	HB	Wien, Parlament	48 12 33	16 21 35	844,86	177,2669	5,7	180,727	+ 438
203	48 804	56	HB	Traisen, Haus	48 03 05	15 36 39	791,17	340,1714		346,829	+ 385
204	39 549	76	HB	Günselsdorf, Haus	47 56 41	16 15 41	806,56	240,3624		245,063	+ 426
205	51 518	5	HB	Gmünd-Hoheneich, Haus	48 46 31	15 01 01	819,41	482,8932		492,326	+ 355
206	43 103	54	HB	Kemmelbach, Neusarling, Haus	48 09 38	15 06 14	839,84	225,4223		229,824	+ 364
207	43 158	53	HB	Armstetten, Haus	48 07 28	14 52 18	798,34	274,2110		279,576	+ 345
208	39 355	133	HB	Leoben, Haus	47 22 27	15 05 26	647,58	533,6708		544,192	+ 267
209	50 606	165	HB	Gleisdorf, Klosterkirche	47 06 16	15 42 19	720,00	344,9837		351,761	+ 321

Knoten Nr.	Punkt Nr.	ÖK Nr.	St.		Geogr. Breite ° ' "	Geogr. Länge ° ' "	Schwere mgal	Geop. Kote kgalm	mc Δ mm	orth. Höhe m	d mm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
210	52 276	208	HB	Spielfeld, Untervogau, Haus	46 43 52	15 36 53	715,56	252,4215	6,0	257,382	+ 329
212	39 819	132	HB	St. Michael, ehem. Bahnbrücke	47 20 27	15 00 50	631,49	572,4276		583,721	+ 259
213	47 330	161	HB	St. Peter ob Judenburg, Brücke	47 11 07	14 35 42	573,95	709,5678		723,607	+ 221
215	36 654A	188	HIM	Twimberg, Gh. z. Packerstraße	46 54 57	14 50 43	607,41	593,4010		605,124	+ 259
216	47 271	160	HB	Scheifling, Haus	47 09 06	14 24 48	573,42	745,7827	4,9	760,538	+ 231
217	45 620	157	HB	Mauterdorf, Gh. Weitgasser	47 08 02	13 41 00	468,48	1090,1256	4,7	1111,797	+ 146
218	35 898	182	HB	Spittal/Drau, Haus	46 48 00	13 29 38	561,62	548,7797	4,3	559,648	+ 211
219	40 391	126	HB	Radstadt, Gh. Stegerbräu	47 23 06	13 27 55	533,10	837,3703	4,2	853,969	+ 158
220	40 146	98	HB	Stamach, Gh. Katzensteiner	47 31 43	14 05 19	596,43	634,8999	4,2	647,449	+ 201
221	55 497	96	HB	Bad Ischl, Stadtpfarrkirche	47 42 45	13 37 26	659,96	459,6274		468,684	+ 227
224	44 110	48	HIM	Vöcklabruck, Unteres Stadt-Tor	48 00 35	13 39 24	712,60	419,5425		427,786	+ 263
225	44 233	63	HB	Salzburg, Gnigl, Haus	47 48 57	13 04 13	680,69	430,3615	3,7	438,832	+ 210
226	45 284	92	HIM	Lofer, Pfarrkirche	47 35 13	12 41 39	603,31	616,1401	3,9	628,316	+ 181
227	42 431	123	HB	Zell/See, Gh. Alpenblick	47 18 28	12 47 36	523,71	739,3675	3,8	754,037	+ 129
228	34 543	119	HB	Straß/Zillertal, Pfarrkirche	47 23 47	11 49 24	584,97	513,1155	4,4	523,266	+ 174
229	43 383	115	HB	Reutte, Haus	47 29 23	10 43 09	560,11	836,0175		852,564	+ 170
232	41 037	111	HIM	Dornbirn, Pfarrkirche	47 25 51	9 45 22	623,47	433,6611		442,223	+ 174
233	39 153	76	HB	Wr. Neustadt, Haus	47 48 30	16 14 09	778,31	264,0671		269,239	+ 408
234	49 441	197	HB	Oberdrauburg, Haus	46 44 57	12 58 18	539,09	608,5512		620,619	+ 194

Bedingt durch die schlechte Netzkonfiguration im westlichen Teil sind zwei verschiedene Lösungsmöglichkeiten für den Netzausgleich untersucht worden: Variante I verwendet nur österreichische Linien und die Grenzknoten des UELN 73 als Zwangspunkte, bei Variante II wurden noch deutsche, schweizerische und italienische Linien miteinbezogen und das Netz frei, ohne Datumspunkt, berechnet. In den durchgeführten Tests, sowie Genauigkeits- und Zuverlässigkeitsuntersuchungen zeigte die Variante II bessere Ergebnisse als Variante I, und ist deswegen für die Berechnung der geopotentiellen Knoten C der Netzknoten verwendet worden. Für die Kotendifferenz Δc zweier beliebiger Knotenpunkte des Netzes ist mit einem maximalen Fehler $s_{\max} \leq 11,8 \cdot 10^{-3} \text{ Kgalms}^{-2}$, abgeleitet aus den ausgeglichenen \bar{C}_i -Werten zu rechnen.

Zur Festlegung des Datums wurde das freiausgeglichene Netz auf die Grenzknoten des UELN 73 zwischen Österreich und Deutschland und der Schweiz angefeldert.

Eine Abschätzung der absoluten Genauigkeit der \bar{C}_i -Werte ergab, bezogen auf den Datumspunkt 4019 (Amsterdam) des UELN 73, daß der maximale Fehler $s_{\text{ges}} 22 \cdot 10^{-3} \text{ Kgalms}^{-2}$ betragen kann. Jedoch ist die geopotentielle Kote C des Punktes 4019 ungefähr auf den mittleren Meeresspiegel (MSL) des „normaal amsterdams peil“ (NAP) bezogen. Die dem MSL entsprechende Niveaufläche liegt jedoch (0,2–0,5) m oberhalb des MSL.

Um einen Vergleich zwischen den derzeitigen Gebrauchshöhen und dem neuen orthometrischen Höhensystem durchführen zu können, wurden die orthometrischen Höhen für die Netzknoten berechnet. Für die Berechnung der durchschnittlichen Schwere \bar{g} wurde die Topografie mittels eines digitalen Geländemodells mit einheitlicher Dichte berücksichtigt. Die Differenzen d liegen zwischen +456 mm und –27 mm, wobei auf den Pegelübergang (alt: Triest, neu: Amsterdam) ungefähr 300 mm entfallen.

Vorgesehen ist noch, den Informationsgehalt der Varianz-Kovarianz-Matrix K_{xx} besser auszunützen und eine Hauptkomponentenanalyse durchzuführen. Es kann dadurch die Aussage in bezug auf die vorhandene Netzgenauigkeit verbessert werden. Möglicherweise könnte die Einbeziehung einiger weiterer neugemessener Linien im Bereich von Süddeutschland die Netzschwäche im westlichen Teil beseitigen helfen. Die Berücksichtigung der Refraktion für die Linien im alpinen und voralpinen Bereich wird ebenfalls angestrebt. Sollten diese ausständigen Arbeiten im Zusammenhang mit einer optimalen Bestimmung der durchschnittlichen Schwere die vorgesehenen Resultate bringen, so könnten die daraus abgeleiteten orthometrischen Höhen im Zusammenhang mit GPS-Messungen zur Verbesserung des österreichischen Geoides verwendet werden.

Abschließend möchte ich noch der Schweizerischen Landestopographie und dem Bayerischen Landesvermessungsamt für die übermittelten Daten und die gute Zusammenarbeit danken.

Literatur

- Baarda, W.* (1968): A testing Procedure for Use in Geodetic Networks. Niederl. Geod. Kommission, Neue Serie 2, Nr. 5, Delft 1968.
- Brennecke, J.* et al. (1982): Validation of SEASAT 1 – Altimetry Using Ground Truth in the North Sea Region. Deutsche Geodätische Kommission, Reihe B, Heft 263, 1982.
- Ehrnsperger, W.* (1986): Status and Results of the 1986 Adjustment of the United European Levelling Network – UELN 73. Hannover 1986.
- Erker, E.* (1984): Lokale Geoidbestimmung und Lotabweichungsfeld in Österreich. Österreichische Zeitschrift für Vermessungswesen und Photogrammetrie, Heft 1, 1984 (Jg. 72).
- Fawaz, E.* (1981): Beurteilung von Nivellementnetzen auf der Grundlage der Theorie stochastischer Prozesse. Wiss. Arbeiten, Fachrichtung Vermessungswesen, Univ. Hannover, Nr. 99, 1981.
- Fuchs, H.* et al. (1983): Adjustment and Gross Error Detection of Levelling Networks. In: Pelzer/Niemeier (Hrsg.): Precise Levelling, Dümmler Verlag, pp. 391–409, 1983.
- Gubler, E.* (1980): Vertical Movements in Switzerland. Rock Mechanics, Suppl. 9, 193–199, 1980.

- Höggerl, N.* (1986): Report on Austrian Efforts in the Field of High Precision Levelling and Recent Crustal Movements. UELN/RCM Meeting, Hannover 1986.
- Holdahl, S.* (1975): Models and Strategies for Computing Vertical Crustal Movements in the United States. Preprint for Presentation at International Symposium on Recent Crustal Movements, Grenoble, France 1975.
- Kolenatý, E., Zeman, A.* (1985): Einfluß des geomagnetischen Kraftfeldes auf die Horizontierung der Kompensatornivelliergeräte. Geodetický a Kartografický obzor, 31, 1985, Nr. 9.
- Kreyszig, E.* (1975): Statistische Methoden und ihre Anwendungen. Vandenhoeck u. Ruprecht, Göttingen, 5. Auflage, 1975.
- Lucht, H.* (1971): Korrelation im Präzisionsnivellement. Wiss. Arbeiten, Fachrichtung Vermessungswesen, Univ. Hannover, Nr. 48, 1971.
- Meissl, P.* (1980): Adjustment of Levelling Networks by Minimizing the Absolute Sum of Residuals. NAD-Symp., Ottawa, pp. 393–416, 1980.
- Mozžuchin, O.* (1977): Die nivellitische Refraktion und die Methoden ihrer Berücksichtigung. Vermessungstechnik, Heft 10, 1977 (Jg. 25).
- Pelzer, H., Hrsg.* (1980): Geodätische Netze in Landes- und Ingenieur-Vermessung, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart 1980.
- Pelzer, H.* (1982): Error Propagation in Levelling Networks. Deutsche Geodätische Kommission, Reihe B, Heft 258/V, 1982.
- Pelzer, H., Hrsg.* (1985): Geodätische Netze in Landes- und Ingenieur-Vermessung, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart 1985.
- Pope, A.* (1976): The Statistics of Residuals and the Detection of Outliers. NOAA Technical Report NOS 65 NGS 1, Rockville 1976.
- Reißmann, G.* (1976): Zur Ausgleichung freier Höhennetze. Vermessungstechnik, Heft 8, 1976 (24. Jg.).
- Reißmann, G.* (1985): Äußere und innere Genauigkeit bei angeschlossenen und freien Höhennetzen. Vermessungstechnik, Heft 4, 1985.
- Ruess, D.* (1980): Gravimetrische Untersuchungen am Ostrand des Tauernfensters. Dissertation der naturwissenschaftlichen Fakultät der Universität Wien, 1980.
- Ruess, D.* (1983): The Austrian Gravity Base Net. BGI, Bull. No. 53, Dec. 1983.
- Rumpf, W. E., Meurisch, H.* (1981): Systematische Änderung der Ziellinie eines Präzisions-Kompensator-Nivellieres — insbesondere des Zeiß Ni 1 — durch magnetische Gleich- und Wechselfelder XVI. International Congress of Surveyors, Montreux, Switzerland, 1981.
- Sünkel, H.* (1986): Konventionelle und moderne Verfahren zur Ableitung orthometrischer Höhen. Österreichische Zeitschrift für Vermessungswesen und Photogrammetrie, Heft 2, 1986, 74. Jg.
- Vyskočil, P.* (1982): Refraction in Levelling, Sbornik výzkumných prací VÚGTK, svazek 14 (1982).
- Wolf, H.* (1979): Ausgleichrechnung II. Dümmlerbuch 7836, Ferd. Dümmlers Verlag, Bonn 1979.
- Zeger, J.* (1983): Testbeispiel RAURIS — der Einfluß von Lotabweichungen und ellipsoidischen Höhen auf die Auswertung eines Triangulierungsoperates. Österreichische Zeitschrift für Vermessungswesen und Photogrammetrie, Heft 3, 1983 (71. Jg.).
- Zeger, J.* (1985): Aufbau eines neuen Höhensystems in Österreich. Allgemeine Vermessungsnachrichten, Heft 8–9, 1985.

Manuskript eingelangt im November 1986.

Historische Entwicklung des Präzisionsnivellements in Österreich

Von Josef Zeger, Wien

1. Das Präzisionsnivellement des Militär-Geographischen Institutes in Wien

Die in Österreich derzeit verwendeten Gebrauchshöhen über Adria haben ihre Grundlage in dem Nivellementnetz, welches vom im Jahre 1839 gegründeten k. und k. Militär-Geographischen Institut (= MGI) in Wien gemessen wurde.

Bereits bei der „Ersten allgemeinen Konferenz der Bevollmächtigten zur Mitteleuropäischen Gradmessung“ vom 15. bis 22. Oktober 1864 in Berlin war der nachfolgend zitierte Antrag einstimmig angenommen worden:

1. *Es ist wünschenswert, daß in allen, bei der Mitteleuropäischen Gradmessung beteiligten Ländern, neben den trigonometrischen Höhenbestimmungen, Nivellements 1. Ordnung ausgeführt werden, bei welchen die Nivellierung aus der Mitte angewendet, und die Kontrolle durch polygonalen Abschluß der Stationen hergestellt wird. Die Nivellementzüge werden am zweckmäßigsten zunächst den Eisenbahnen, dann den Straßen und Kanälen folgen.*
2. *Das Höhennetz jedes Landes ist auf einen einzigen solid versicherten Nullpunkt zu beziehen. Alle diese Nullpunkte sollen durch Nivellements 1. Ordnung miteinander verbunden werden.*
3. *Die mittlere Höhe der verschiedenen Meere soll in einer möglichst großen Anzahl von Häfen und, wo es angeht, mittels registrierender Apparate bestimmt werden, die Nullpunkte dieser Pegel sind in das Höhennetz 1. Ordnung einzubeziehen.*
4. *Je nach dem Resultate dieser Messungen wird später der für ganz Europa giltige Nullpunkt der absoluten Höhen bestimmt werden.*

Von der zweiten allgemeinen Konferenz vom 30. September bis 7. Oktober 1867 in Berlin, bei der die Mitteleuropäische Gradmessung in Europäische Gradmessung umbenannt wurde, wurde dieser Beschluß neuerlich bestätigt, und es wurden die Grundsätze für die Durchführung dieser Nivellements festgelegt. Demnach waren die Nivellements grundsätzlich aus der Mitte durchzuführen. Die einzelnen Linien waren mehrfach zu nivellieren, und außerdem sollten zur weiteren Kontrolle auch Nivellements Schleifen gebildet werden. Die verwendeten Nivellierlatten waren auf Teilungsfehler zu untersuchen und es sollten für sie Gleichungen ermittelt werden. Eine wesentliche Bestimmung verlangte, daß der wahrscheinliche zufällige Fehler pro Kilometer Nivellementstrecke im allgemeinen 3 mm nicht überschreiten sollte und nur ausnahmsweise höchstens 5 mm erreichen durfte.

Anläßlich der dritten allgemeinen Konferenz der Europäischen Gradmessung vom 21. bis 30. September 1871 in Wien wurde die österreichische Regierung ersucht, möglichst bald das Präzisionsnivellement beginnen zu lassen. Mit Erlaß Nr. 3096 vom 1. November 1871 wurde daraufhin vom k. und k. Reichs-Kriegs-Ministerium die Durchführung eines Präzisionsnivellements angeordnet. Mit der Durchführung wurde die Triangulierungs- und Calcul-Abteilung, die spätere astronomisch-geodätische Gruppe des k. und k. Militär-Geographischen Institutes in Wien beauftragt. Nach Vorbereitungsarbeiten im Jahre 1872 wurde dann im Jahre 1873 mit den eigentlichen Nivellementarbeiten mit zwei Nivellierinstrumenten begonnen und in den folgenden Jahren mit vier und später mit noch mehr Instrumenten fortgesetzt. Durchgeführt wurden sie ausschließlich von Offizieren der astronomisch-geodätischen Gruppe des MGI, meist unter direkter Leitung des Triangulierungs-Direktors.

Das Präzisionsnivellement des MGI wurde in der Hauptsache in den Jahren von 1873 bis 1895 gemessen. Im Anschluß daran erfolgte bis 1918 nur mehr die Einschaltung einzelner

Nivellementlinien, zumeist außerhalb des jetzigen österreichischen Staatsgebietes. Bis 1918 hatte das Netz des Präzisionsnivellements des MGI eine Länge von insgesamt 25 055 km mit 6224 Höhenmarken (Lochmarken) und 11 369 nach heutigen Begriffen ungeeigneten und außerdem zumeist auch verloren gegangenen Steinmarken.

Die Nivellementlinien wurden im allgemeinen entlang von Bahnlinien geführt. Nur dort, wo dies nicht möglich war, wurde das Nivellement entlang von Straßen gemessen. Das Nivellement entlang von Bahnlinien hatte zur Folge, daß die Höhenmarken sich zumeist an Bahngebäuden befanden. Die Bahnlinien waren vielfach aufgeschüttet worden, und damit befanden sich auch die Bahngebäude vielfach auf aufgeschüttetem Untergrund. Es war daher die Verlässlichkeit der den Höhenmarken zugeordneten Höhenwerte durch die im Bereich einer Bahnlinie als Folge des Verkehrs unausbleiblichen Erschütterungen nicht gewährleistet, wie bereits einige in der Zeit zwischen den beiden Weltkriegen durchgeführte Anschlußmessungen gezeigt hatten.

Entlang der Linien des Präzisionsnivellements des MGI wurden einzelne ausgewählte Punkte durch Stabilisierungen festgelegt. Es gab drei Arten von Festlegungen: Hauptfixpunkte oder Urmarken, Höhenmarken und Steinmarken.

Im Bereiche der Monarchie wurden sieben Höhenmarken mit besonderer Sorgfalt als Hauptfixpunkte oder Urmarken an solchen Orten errichtet, wo nach Ansicht der k. k. Geologischen Reichsanstalt in tektonisch stabilem Gelände aller Voraussicht nach eine Hebung oder Senkung des Bodens nicht zu erwarten war. Sie sollten, über das Gebiet der österreichisch-ungarischen Monarchie möglichst gleichmäßig verteilt, der dauernden Horizontsicherung dienen, da zufolge der Ausdehnung der Monarchie nicht jederzeit zum Höhenausgangspunkt (Meerespiegel) zurückgegangen werden konnte.

Die sieben Urmarken sind:

Jahr der Einrichtung	Lage	Untergrund	Höhe über Adria in m
1878	Zwischen Maria Rast und Faal an der Bahnlinie im Drautal nahe Marburg	Gneis	295,5644
1887	Im Rothenturm-Paß südlich von Hermannstadt an der damaligen rumänischen Grenze	Amphibol-Schiefer	360,0558
1887	An der Straße über die Karpaten zwischen Márámaros-Sziget und Trebusa	Gneis	367,6820
1888	An der Eisenbahn zwischen Rutka und Sillein im Waagtal, Komitat Trencsin	Granit	371,0933
1888	Beim Dorf Nadap zwischen Stuhlweißenburg und Budapest	Granit	173,6901
1890	Zwischen Lischau und Budweis, Böhmen	Granulit	565,2065
1890	Im Werk F des unteren Forts in Franzensfeste in Südtirol	Granit	736,4520

Von diesen sieben Urmarken des MGI befindet sich keine einzige auf dem heutigen Staatsgebiet von Österreich. In relativer Grenznähe liegen die Urmarken in Franzensfeste in Italien, bei Maria Rast in Jugoslawien (Abb. 1) und bei Lischau in der Tschechoslowakei.

Die Herstellung dieser Urmarken erfolgte unmittelbar auf dem betreffenden festen Gestein. Nach einer entsprechenden Abtragung, um auf möglichst gesundes, unverwittertes Gestein zu kommen, wurde auf dem gewachsenen Fels eine etwa 1 dm² große horizontale Fläche poliert. Zum Schutz für die dadurch definierte Urmarke wurde über dieser polierten Fläche ein kleines Monument mit einer lateinischen Inschrift errichtet. In der Nähe des Hauptfixpunktes ist auch eine Höhenmarke angebracht, die normalerweise als Anschlußpunkt dient.

Maria Rast.

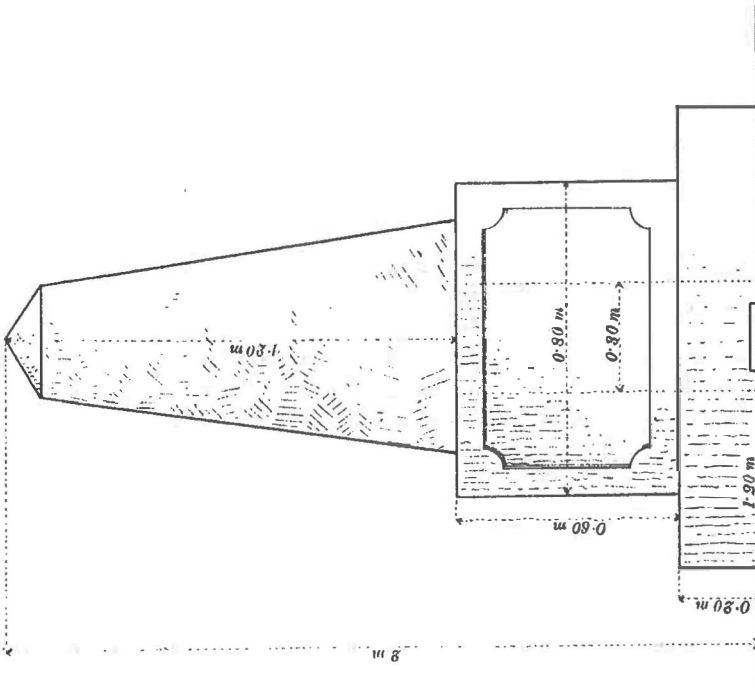
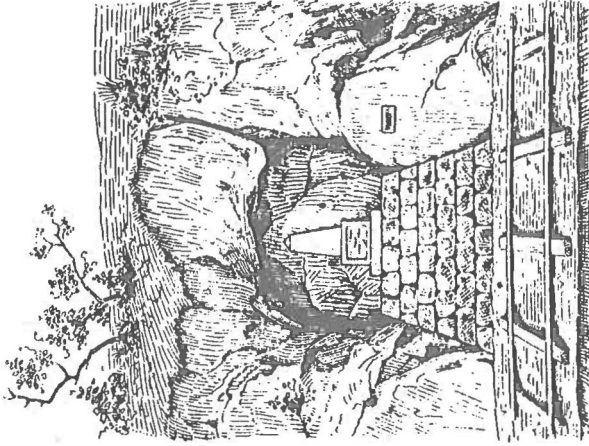


Abb. 1: Urmarke bei Maria Rast (Jugoslawien).

An den einzelnen Nivellementlinien wurden in einem durchschnittlichen Abstand von drei bis vier Kilometer an festen Gebäuden, wie Kirchen, Bahnhöfen u. dgl., in einer Höhe von etwa 2,0 m bis 2,2 m über dem Boden Höhenmarken als Höhenfestpunkte (Repèrepunkte) 1. Ordnung angebracht (Abb. 2). Eine Höhenmarke bestand aus einem ungefähr 10 cm langen Messingkonus mit Endflächen von 3 cm und 4 cm Durchmesser, mit einer Bohrung in seiner Achse von 4 mm Durchmesser. Dieser Konus wurde mit der kleineren Endfläche nach außen genau horizontal so in das Mauerwerk eingebracht, daß die Endfläche in der Mauerflucht lag. Als Schutz wurde der Messingkonus mit einer Gußeisenplatte mit der Inschrift „Höhenmarke“ abgedeckt. Diese Metallplatte hat unter der Inschrift einen horizontalen erhabenen Strich, in dessen Mitte die Platte durchbohrt ist. Beim Befestigen der Deckplatte in der Mauer wurde diese Durchbohrung auf die gleich weite Bohrung des Messingkonus aufgepaßt. Die aus dem Nivellement resultierende Meereshöhe bezieht sich auf die horizontale Achse der Bohrung des Messingkonus.

Zwischen den Höhenmarken wurden als Zwischenpunkte in etwa 1 km Abstand als Repèrepunkte 2. Ordnung sogenannte Steinmarken angebracht (Abb. 2). Hiefür wurden auf Kilometersteinen, Barrieresteinen, Sockeln von Brückengeländern, Stufen an Kapellen, auf Bildstöcken u. dgl., wie auch an Beobachtungspfeilern trigonometrischer und astronomischer Stationen, auf den Monumenten von Endpunkten geodätischer Grundlinien usw. ebene, horizontale Flächen für die Aufstellung der Nivellierlatten hergerichtet. Diese Aufstellflächen wurden durch eingemeißelte, mit Ölfarbe geschwärzte Vierecke begrenzt und durch die Buchstaben „H + M“ gekennzeichnet.

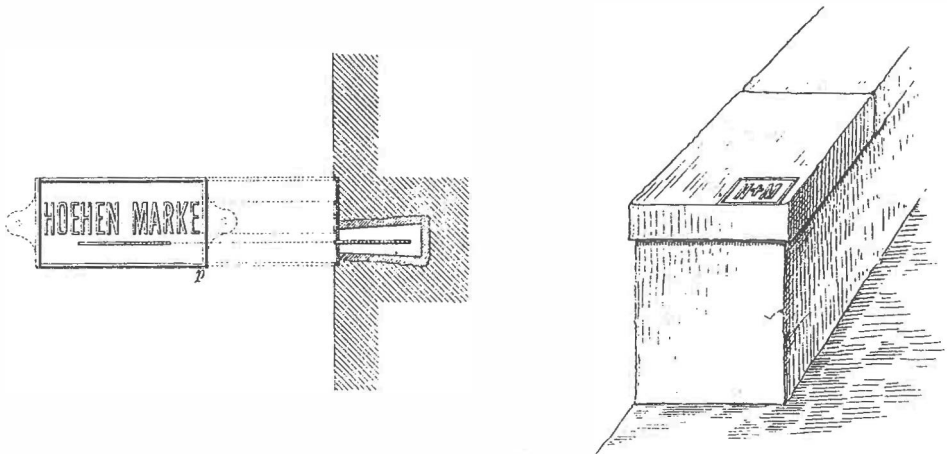


Abb. 2: Repèrepunkte 1. und 2. Ordnung.

Für die Messung wurden Nivellierinstrumente von Starke und Kammerer verwendet mit 30facher Vergrößerung, mit wälz- und umlegbarem Fernrohr, mit aufgesetzter und umlegbarer Libelle. Die Nivellierlatten hatten eine Länge von 3 m, sie waren aus Tannenholz, mit Ölfarbe bestrichen und hatten einen H-förmigen Querschnitt. Sie waren als Wendelatten ausgebildet und hatten je eine Teilung auf der Vorder- und Rückseite. Die Nullstriche der Teilung befanden sich einige Zentimeter oberhalb der Aufstellfläche und waren auf der Vorder- und Rückseite verschieden hoch. Diese Differenzen wechselten von Latte zu Latte. Auf der einen Seite der Latte war die schachbrettartige Zentimeterteilung bei den ganzen Dezimetern von 0 bis 29 bezeichnet, auf der anderen Seite von 30 bis 59. In den Jahren 1888–1890 wurden die Nivellierlatten zur Maßstabskontrolle auf beiden Seiten mit Stahlmaßstäben von 270 bis 290 cm Länge versehen (Abb. 3).



Abb. 3: Nivellementpartie des Militär-Geographischen Institutes.



Vor dem Jahre 1889 wurde eine Korrektur des Lattenmeters der in Verwendung gestandenen Holz-Nivellierlatten bezüglich Temperatur und Luftfeuchtigkeit nicht berücksichtigt. Dies erfolgte erst ab diesem Zeitpunkt. Von den 62 Nivellementlinien des MGI, die nach dem ersten Weltkrieg ganz oder teilweise auf dem Staatsgebiet des heutigen Österreich verblieben, wurden 58 Linien vor 1889 gemessen.

Das Nivellieren erfolgte aus der Mitte mit etwa gleichen Zielweiten. Die Ablesung wurde in zwei Fernrohrlagen jeweils an allen drei Horizontalfäden vorgenommen. Als durchschnittliche Zielweite war eine solche von 60 m empfohlen. Bei günstigen atmosphärischen Verhältnissen wurde sie aber auch vergrößert, es wurden aber nur selten 80 m Zielweite überschritten. Als Lattenuntersätze dienten teilweise Stahlpflocke von 20–40 cm Länge oder Lattenuntersätze aus Gußeisen, sogenannte Frösche, mit drei Fußspitzen und einem kugelförmigen Aufstellbolzen.

Da Schweremessungen im allgemeinen fehlten, wurde an die gemessenen Höhenunterschiede nur die sphäroidische Korrektur angebracht, also nur der Einfluß der Schwerkraft nach ihrem theoretischen Verlauf für eine regularisierte Erde, die sogenannte Normal-schwere, in Abhängigkeit von der Meereshöhe und der geographischen Breite als normal-orthometrische Reduktion. Die Auswirkungen der Massen- und Dichteunregelmäßigkeiten und der daraus resultierenden tatsächlichen Schwereverhältnisse in der Natur blieben hierbei unberücksichtigt.

Für die einzelnen Nivellementsleifen wurden dann die Schleifenschlußfehler gebildet, welche die Widersprüche für die nachfolgende, als provisorisch geplante Ausgleichung des gesamten Nivellementnetzes der österreichisch-ungarischen Monarchie nach bedingten Beobachtungen darstellten. Diese Ausgleichung erfolgte jedoch nicht in einem Guß, sondern in drei großen Gruppen, wobei die Ergebnisse der vorhergegangenen Ausgleichungen für die nachfolgenden Gruppen als endgültig gegebene Werte angehalten wurden.

Als erstes wurden die Schleifen Nr. I bis XXVII im Westteil der Monarchie nach bedingten Beobachtungen ausgeglichen (Abb. 4), westlich der Linie Schönbrunn – Prerau – Lundenburg – Gänserndorf – Floridsdorf – Neu Erlaa – Wr. Neustadt – Bruck a. d. Mur – Graz – Kranichsfeld – Cilli – Mauthaus a. S. – Adelsberg – Sessana – Triest. Für diese 27 Schleifen lagen die Schleifenschlußfehler zwischen +186,7 mm (Schleife IV) und –281,0 mm (Schleife V). Abgesehen von diesen beiden Extremwerten lagen die übrigen Schleifenschlußfehler zwischen +87,9 mm und –103,9 mm. Nach der Ausgleichung ergaben sich für die einzelnen Linien Korrekturen zwischen +0,5605 mm/km und –0,8826 mm/km. Man erhielt aus dieser Ausgleichung einen mittleren Fehler von $\pm 4,1$ mm/km für das Doppelnivellement und von $\pm 5,8$ mm/km für das einfache Nivellement. Aus den Differenzen der Höhenunterschiede zwischen Hin- und Rückmessung bekäme man im Vergleich dazu nur einen mittleren Fehler von $\pm 1,4$ mm/km für das Doppelnivellement und von $\pm 2,0$ mm/km für das einfache Nivellement. Dies zeigt, daß in diesen Nivellementergebnissen ein sehr hoher Anteil an systematischen Fehlern enthalten war.

Ursachen für diese großen Fehler sind einerseits die damals üblichen relativ langen Zielweiten, zum Teil auch die Messung auf den aufgeschütteten Bahndämmen. Die wesentlichste Ursache ist jedoch, vor allem bei den Messungen in den Gebirgsgegenden vor dem Jahre 1889, die Nichtberücksichtigung der Änderungen der Lattenkorrektur zufolge der Temperatur und Luftfeuchtigkeit, was zu sich dauernd ändernden und fast unkontrollierbaren Maßstabsfehlern führte. Die Messungsergebnisse aus den Jahren vor 1889 hätten auch mit einem geringeren Gewicht in die Ausgleichung eingeführt werden müssen als die späteren Messungen. Da aber diese Ausgleichung nur als Provisorium geplant war, wurde eine einheitliche Gewichtung aller Linien verkehrt proportional der Nivellementlänge gewählt, ohne weitere Berücksichtigung sonstiger Einflüsse.

In den Bereich dieser ersten Ausgleichungsgruppe fallen auch die Nivellementnetze für die Städte Wien und Prag, die aber nicht direkt in die Gesamtausgleichung einbezogen wur-

den, sondern erst im Nachhinein in die als endgültig festgehaltenen Ergebnisse der sie umgebenden Schleifen des Hauptnetzes hineingerechnet wurden.

In Wien bestanden innerhalb der Schleife Nr. XI des Hauptnetzes 10 lokale Schleifen mit Schleifenschlußfehlern zwischen +20,1 mm und -16,3 mm. Aus der Ausgleichung nach bedingten Beobachtungen ergaben sich für die beteiligten Nivellementlinien die relativ hohen Korrekturen zwischen +2,1051 mm/km und -2,7525 mm/km, teilweise verursacht durch den Zwang aus der Ausgleichung des Hauptnetzes.

Die Beobachtungsergebnisse und die Ergebnisse der Ausgleichung für den Westteil der Monarchie sind im Band VIII der „Astronomisch-Geodätischen Arbeiten des k. und k. Militär-Geographischen Institutes in Wien“ im Jahre 1896 veröffentlicht worden. Die Vorschriften für die Durchführung des Präzisionsnivellements und die theoretischen Grundlagen sind im Band VII ausführlich beschrieben.

Der Band X dieser Veröffentlichungsreihe aus dem Jahre 1897 enthält die Beobachtungs- und Ausgleichungsergebnisse für den als zweite Gruppe ausgeglichenen Nordostteil der Monarchie, an dessen Westrand im heutigen Österreich das Marchfeld liegt. Für diesen zweiten Ausgleichungsabschnitt wurden die Ausgleichungsergebnisse der Linien von Schönbrunn über Prerau und Lundenburg bis Gänserndorf aus der Ausgleichung des Westteiles der Monarchie als endgültig festgehalten. Nach Osten anschließend wurden die 19 Schleifen von Nr. XXVIII bis XLVI gleichfalls nach bedingten Beobachtungen und unter der selben Gewichtsannahme wie bei der vorhergegangenen Gruppe ausgeglichen. Die Schleifenschlußfehler lagen zwischen +159,9 mm und -261,5 mm. Durch die Ausgleichung ergaben sich für die beteiligten Nivellementlinien Korrekturen zwischen +0,7261 mm/km und -0,6128 mm/km. Man erhielt aus der Ausgleichung einen mittleren Fehler von $\pm 5,3$ mm/km für das Doppelnivellement und von $\pm 7,5$ mm/km für das einfache Nivellement. Aus den Differenzen zwischen Hin- und Rückmessung ergaben sich dem gegenüber $\pm 1,5$ mm/km bzw. $\pm 2,2$ mm/km.

Im Band XIV der „Astronomisch-Geodätischen Arbeiten . . .“ aus dem Jahre 1899 wurden die Beobachtungs- und Ausgleichungsergebnisse für den Südostteil der Monarchie veröffentlicht. Dies war die dritte und letzte Ausgleichungsgruppe. Die aus den beiden vorausgegangenen Ausgleichungen resultierenden Ergebnisse bis zu der Linie Adelsberg - Mauthaus - Cilli - Kranichsfeld - Graz - Bruck a. d. Mur - Wr. Neustadt - Neu Erlaa - Floridsdorf - Gänserndorf - Preßburg - Tyrnau - Neuhäusl - Gr. Nána - Rákos - Steinbruch - Czegléd - Szajol - P. Ladány - Debreczin - N. Banya - Márámos Sziget - Trebusa - Jakobeni wurden als gegeben festgehalten. In dieser Gruppe wurden die 22 Schleifen von Nr. XLVII bis LXVIII nach bedingten Beobachtungen unter der selben Gewichtsannahme wie bei den beiden vorangegangenen Gruppen ausgeglichen. Die Schleifenschlußfehler lagen zwischen +148,7 mm und -230,0 mm. Aus der Ausgleichung resultierten Korrekturen für die beteiligten Nivellementlinien zwischen +0,8734 mm/km und -0,7654 mm/km. Man erhielt einen mittleren Fehler von $\pm 5,8$ mm/km für das Doppelnivellement und von $\pm 8,1$ mm/km für das einfache Nivellement. Aus den Differenzen zwischen Hin- und Rückmessung erhielt man im Vergleich dazu nur $\pm 1,4$ mm/km bzw. $\pm 2,0$ mm/km. In dieser Netzgruppe sind vom heutigen Österreich die Oststeiermark und das Burgenland enthalten.

Vor dieser Ausgleichung in drei Gruppen war im Jahre 1878 in der Zeitschrift des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins eine erste Veröffentlichung von Höhenkoten des Präzisionsnivellements im Wiener Raum erfolgt. Im Band XI der Mitteilungen des MGI wurden im Jahre 1892 die Ergebnisse einer ersten provisorischen Ausgleichung des Westteiles der Monarchie bekanntgegeben.

Wegen des großen Schlußfehlers in den Schleifen V und VI wurden nach Einschaltung der Linie Nr. 310 (Lend - Gastein - Lendorf) durch den Tauerntunnel in den Jahren 1908 bis 1910 einzelne Linien in diesem Bereich in den Jahren 1910 bis 1912 durch Doppelnivellements kontrolliert. Hierbei wurde zwischen den Höhenmarken Nr. 1206 (Kirchberg, Stationsgebäude) und 1216 (Kitzbüchel, Stationsgebäude) ein Fehler von rund 20 cm festgestellt. Es

wurde vermutet, daß an der damals nicht mehr vorhandenen Höhenmarke Nr. 12 12 sowohl bei der Hin- als auch bei der Rückmessung der Anschlußmaßstab nicht richtig aufgehängt worden war. Nach der Aufdeckung dieses Fehlers wurden die Schleifen IV bis VII neu ausgeglichen. Bis zu der Linie Salzburg – Bad Ischl – Neuhaus – St. Michael ob Leoben – Judenburg – Klagenfurt – Villach wurden im Osten die Ergebnisse aus der Ausgleichung des Westteiles der Monarchie von 1896 als endgültig festgehalten. Für die Höhenfestpunkte westlich von dieser Linie ergaben sich durch die Neuausgleichung zum Teil beträchtliche Höhenänderungen im Ausmaß zwischen rund -17 cm und $+14$ cm. Die Ergebnisse dieser Ausgleichung sind im Band XXXII der Mitteilungen des MGI aus dem Jahre 1913 enthalten.

Auf der 17. allgemeinen Konferenz der Internationalen Erdmessung im September 1912 in Hamburg wurden für das Präzisionsnivellement neue Fehlergrenzen festgelegt. Die zulässigen Fehler wurden durch folgende Höchstwerte begrenzt:

mittlerer zufälliger Fehler für einfaches Nivellement:	$\pm 2,0$ mm/km
mittlerer zufälliger Fehler für Doppelnivellement:	$\pm 1,5$ mm/km
wahrscheinlicher zufälliger Fehler für Doppelnivellement:	$\pm 1,0$ mm/km
mittlerer systematischer Fehler für Doppelnivellement:	$\pm 0,3$ mm/km
wahrscheinlicher systematischer Fehler für Doppelnivellement:	$\pm 0,2$ mm/km

Von dem durch das MGI erstellten Netz von Präzisionsnivellementlinien verblieben nach 1918 auf dem heutigen Staatsgebiet der Republik Österreich 7 geschlossene und 10 offene Polygone, insgesamt Linien von rund 3000 km Länge mit 540 Höhenmarken. Es waren dies die Linien Nr. 9–11, 15–30, 34–67, 70–71 und 269–270.

2. Der österreichische Adria-Bezugshorizont

Als Bezugshorizont für das im Jahre 1873 begonnene Präzisionsnivellement der österreichisch-ungarischen Monarchie wurde das Mittelwasser der Adria in Triest angenommen. Die deutschen Höhen über „Normal-Null“ beziehen sich auf den Amsterdamer Pegel (NAP).

Die Höhenmarke Nr. 1 im Raume des selbstregistrierenden Flutmessers im damaligen Finanzgebäude am Molo Sartorio in Triest wurde als Ausgangshöhenmarke festgelegt. Die Meereshöhe dieser Höhenmarke wurde nach Ermittlung und Angabe von Dr. *Farolfi*, Professor an der Nautischen Akademie in Triest, auf Grund einer aus Dringlichkeitsgründen leider nur einjährigen Beobachtungszeit des Mittelwassers der Adria für das Jahr 1875 mit $+3,352$ m $\pm 0,01$ m angenommen.

Wie *Sterneck* im Jahre 1905 veröffentlichte, ergaben spätere achtjährige Bestimmungen der Mittelwasserhöhen in Triest (1875/76, 1878/79, 1901/04) auf Grund der Auswertung der Beobachtungstreifen des selbstregistrierenden Flutmessers, daß für die Höhenmarke Nr. 1 richtiger die Höhe $+3,2621$ m $\pm 9,9$ mm gewesen wäre. Das bedeutet, daß der geltende österreichische Höhen-Bezugshorizont nicht auf das langjährige Mittelwasser der Adria, sondern auf einen um 89,9 mm tiefer gelegenen Horizont bezogen ist.

An der Adria standen für die österreichisch-ungarische Monarchie außer dem Triester Pegel noch die Flutmesser in Pola und Ragusa zur Verfügung, die später ebenfalls an das Präzisionsnivellement angeschlossen wurden. Aus dem Flutmesser in Pola ergab sich, daß der für das Präzisionsnivellement angenommene Horizont um 69,2 mm unter dem Mittelwasser in Pola lag. In Ragusa lag der angenommene Horizont um 96,5 mm unter dem dortigen Mittelwasser.

Eine vom Zentralbüro der Internationalen Erdmessung im Auftrage der Permanenten Kommission ausgeführte und im Jahre 1891 veröffentlichte Ausgleichung der Nivellements in West- und Mitteleuropa zum Zwecke der „Vergleichung der Mittelwasser der Ostsee und des Mittelmeeres“ hatte ergeben, daß der Wasserspiegel des Mittelmeeres um 13 cm tiefer liegt als jener der nördlichen Meere. Da jedoch dieses Ergebnis eine Unsicherheit von ± 10 cm

aufwies, ging der Vorschlag des Zentralbüros dahin, in den einzelnen Ländern die Meereshöhen vom Mittelwasser an den zunächst gelegenen Küsten abzuleiten und keinen für ganz Europa gültigen Höhen-Nullpunkt anzunehmen. Daher wurde vom MGI der Adria-Bezugshorizont von Triest beibehalten.

3. Nivellements des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen in der Zeit von 1921 bis 1937

Nach der Gründung des Bundesvermessungsamtes im Jahre 1921 und der Erweiterung zum Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen im Jahre 1923 wurden die Nivellements des ehemaligen MGI und jene der Katastralvermessung, die sich auf dem heutigen Staatsgebiet befanden, von der damaligen Abteilung „Neuvermessung“ verwaltet. Erst ab 1936 wurde das Präzisionsnivellement der Abteilung „Erdmessung“ übertragen.

Neue Präzisionsnivellements wurden in dieser Zeit vom Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen (= BEV) nur in geringem Umfange durchgeführt. Nach dem Bericht an die 8. Generalversammlung der Internationalen Assoziation für Geodäsie (= IAG) in Oslo im Jahre 1948 wurden in den Jahren von 1921 bis 1938 insgesamt 973 km Präzisionsnivellement mit der Bestimmung von 1005 Höhenfestpunkten gemessen. Es sind dies die Linien Nr. 314–329 zur Verbindung und Verdichtung des aus der Monarchie stammenden Netzes.

Ähnlich wie beim Präzisionsnivellement des MGI wurden an stabilen Gebäuden, wie z. B. an Kirchen, in Abständen von etwa 10 km Höhenmarken angebracht. Dazwischen wurden in Abständen von ungefähr 0,8 bis 1,3 km an sicheren Hausmauern oder an Felsen Bolzen einbetoniert. In Gegenden mit Lehm- oder Lößböden, wie z. B. im Nordosten von Niederösterreich und in der Oststeiermark, wurden ca. 120 kg schwere Nivellementsteine auf einer in rund 1 m Tiefe liegenden Betonplatte von 1 dm Dicke aufsitzend in den Boden eingebracht, wobei die Zwischenräume zwischen dem Stein und dem Rand der Baugrube mit Beton ausgefüllt wurden. In der Oberfläche des Steines war ein Bolzen eingelassen.

Während in der Zeit des MGI die Nivellementlinien im allgemeinen den Eisenbahnlinien folgten, wurden sie nun entlang von Straßen geführt. Es wurden fast ausschließlich ZEISS-Nivellierinstrumente der Typen III und A verwendet, später mit optischem Mikrometer unter Verwendung von planparallelen Platten. Als Nivellierlatten fanden solche mit Lattenteilungen auf Invarband Verwendung. Hin- und Rücknivellement wurden für jede Linie von verschiedenen Beobachtern zu verschiedenen Zeiten gemessen. Vor und nach der Feldarbeit wurden die Latten geeicht.

Die neuen Geräte und die getroffenen Maßnahmen führten zu einer solchen Steigerung der Genauigkeit, daß der beim Einpassen der neuen Messungen in das alte Netz des MGI entstehende Zwang immer unangenehmer spürbar wurde. Eine Hauptursache dieser Spannungen lag in den unterschiedlichen Höhenänderungen der Höhenmarken des Präzisionsnivellements des MGI, da die Höhenmarken vielfach an Stationsgebäuden angebracht und als Folge des Bahnverkehrs vielfachen Erschütterungen ausgesetzt waren. Ein gesicherter Anschluß war fallweise auch dadurch nicht zu erreichen, daß man das Anschlußnivellement über zwei oder mehr alte Höhenmarken hinaus ausdehnte.

Bis 1929 waren 526 km Präzisionsnivellement gemessen worden, in den Jahren 1930–1932 nur 63 km und 1933–1936 insgesamt 115 km. Es kamen also die staatlichen Nivellementarbeiten in diesen Jahren aus finanziellen Gründen fast zum Erliegen.

Angesichts des auf die Dauer unhaltbaren Zustandes des österreichischen Präzisionsnivellements wurde im Jahre 1937 vom Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen gemeinsam mit der Österr. Kommission für die Internationale Erdmessung (= ÖKIE) beschlossen, ein neues österreichisches Präzisionsnivellementnetz zu schaffen. Hiervon kam allerdings als Folge der politischen Umwälzungen nur mehr die Linie über die Pack von Graz nach Kühnsdorf im Jahre 1937 zur Ausführung.

4. Nivellements im Raum von Österreich in den Jahren von 1938 bis 1945

In den Jahren 1938–1945 waren die Agenden des Präzisionsnivellements dem Reichsamt für Landesaufnahme in Berlin unterstellt. Dieses arbeitete in dieser Zeit am sogenannten Reichshöhennetz, für welches die gleichen Genauigkeitsansprüche galten, die vordem in Österreich üblich gewesen waren. Es war allerdings die Linienverteilung anders geregelt. Die Messungen für das Reichshöhennetz blieben unvollendet.

Das in diesen Jahren gemessene Liniensystem umfaßte auf dem heutigen österreichischen Bundesgebiet eine Nivellementstrecke von 669 km mit insgesamt 912 Höhenpunkten. Es sind dies die Linien Schärding – Linz – Wien mit einigen nach Norden abzweigenden Ästen. Diese Linien haben die Nummern 549, 550 und 581–591. Punktbeschreibungen und Karten mit eingetragener Punktlage existieren von diesen Linien nicht. Das BEV besitzt davon nur ein Verzeichnis mit den ausgeglichenen Meereshöhen über Normal-Null, in dessen Text einfache Ortsbeschreibungen der Punkte aufscheinen. Über Instrumente, Meßverfahren, Genauigkeit usw. ist keine weitere Angabe vorhanden.

5. Restbestand des Gebrauchshöhennetzes im Jahre 1945

Durch die Kriegs- und Nachkriegsereignisse gingen viele Höhenfestpunkte verloren. So waren z. B. in Niederösterreich allein bei den Kampfhandlungen mehr als 300 Höhenfestpunkte zerstört worden. Man konnte somit im Jahre 1946, als das BEV wieder im Aufbau war, nicht mehr von einem österreichischen Nivellementnetz sprechen, da davon nur mehr einzelne isolierte Teile bestanden.

Wie bereits erwähnt, war die Genauigkeit der noch vom Präzisionsnivellement des MGI stammenden Höhenmarken vor allem durch ihre Stabilisierung längs der Bahnlinien und die durch den Bahnverkehr bedingten Setzungserscheinungen, durch die früher gestatteten überlangen Zielweiten von 60 m und darüber, durch die Verwendung von Holzlatten, vielfach noch ohne Anbringen einer Korrektur bezüglich der Änderung des Lattenmaßstabes als Folge der herrschenden atmosphärischen Verhältnisse bei der Messung, und durch sonstige ungünstige Umstände sehr problematisch. Dazu kam bei den alten Höhenmarken noch die Trennung in den allein gültigen hinteren Lochmarken-Konus und in eine davor unabhängig montierte Lochmarken-Höhentafel. Dadurch war sehr oft ein genaues horizontales Einbringen des Stiftes für den Anschlußmaßstab nicht möglich.

Die wenigen in der Zwischenkriegszeit seit 1921 neu eingeschalteten, einwandfrei gemessenen Präzisionsnivellementlinien hatten zumeist übergroße Abschlußfehler als Folge des Zwanges im alten MGI-Netz. Dies ging so weit, daß bei einigen Linien die Fehlergrenzen weit überschritten wurden.

6. Aufbau eines neuen Präzisionsnivellementnetzes nach 1945

Als Folge der nach dem zweiten Weltkrieg gegebenen Situation wurde der Plan von 1937 wieder aufgegriffen, ein neues Netz von Präzisionsnivellementlinien zu schaffen. Nach Erledigung der notwendigen Vorarbeiten konnte im Jahre 1947 mit den Messungen begonnen werden.

Es war geplant, die mit vergleichbarer Genauigkeit gemessenen, bereits bestehenden Linien in dieses neue Netz zu übernehmen, ebenso auch die Arbeiten für das Reichshöhennetz. Allerdings sollten alle diese Messungen im Zusammenhang mit den neu ausgeführten Messungen neu ausgewertet werden.

Dieses neue Präzisionsnivellementnetz sollte eine Gesamtlänge von rund 6000 km mit etwa 8000 Höhenfestpunkten haben. Die Linien sollten auf österreichischem Staatsgebiet nach Möglichkeit geschlossene Schleifen bilden und auch zu Punkten an den Staatsgrenzen führen, um dort einen Vergleich des österreichischen Höhensystems mit den Höhensystemen der Nachbarstaaten zu ermöglichen.

Um die Höhenfestpunkte der früheren Nivellements in das neue Präzisionsnivellement einbeziehen zu können, wurde die neue Linienführung weitgehend der alten angepaßt, jedoch von den Bahnlinien weg auf die Straße verlegt. Alle alten Höhenfestpunkte, deren Einmessung kein allzu weites Seitennivellement verursachte, waren in das neue Nivellement einzu beziehen.

Es wurden in größerer Zahl auch Höhenfestpunkte aus fremden Nivellementoperaten miteinbezogen, um eine Umrechnung dieser Operate auf den Horizont des Präzisionsnivellements zu ermöglichen.

Die Messungen wurden durchwegs mit Nivellierinstrumenten der Typen ZEISS III, ZEISS A und WILD 3 unter Verwendung von Halbzentimeter-Strichlatten der Firma ZEISS vorgenommen.

Mit der Feldarbeitsperiode 1961 war die Messung des Nivellements 1. und 2. Ordnung zum Großteil abgeschlossen. In den Jahren 1962 und 1963 wurden nur noch die Linien 558 und 559 im Kremstal (Kirchdorf a. d. Krems — Kremsmünster — Traun bei Linz) zur Erzielung einer günstigeren Linienführung im Netz 1. Ordnung und die Linien 563 und 565 (Arnoldstein — Hermagor — Kötschach — Tassenbach) im Gailtal zur Ergänzung des vorhandenen Netzes 2. Ordnung und zur Stützung von Linien des nachgeordneten Nivellements gemessen.

Etwa ab dem Jahre 1960 war geplant, aus dem vorhandenen und teilweise sehr dichten Netz von Linien des Präzisionsnivellements eine Anzahl von Linien auszuwählen und zu einem übergeordneten Netz 1. Ordnung zu erklären. Dieses Netz sollte etwas dichter sein und einen etwas größeren Umfang haben als die für den österreichischen Anteil am internationalen REUN-Netz 1955 ausgewählten Linien. Vor allem sollten darin auch die Zusammenschlüsse mit den Nachbarstaaten an den Staatsgrenzen enthalten sein. Die Auswahl dieses Netzes konnte nach rein geometrischen Gesichtspunkten erfolgen, da fast alle Linien mit derselben Genauigkeit gemessen worden sind.

Die für das Netz 1. Ordnung vorgesehenen Linien sollten so ausgestaltet werden, daß eine angestrebte Punktdichte in Abständen von etwa 300—400 m erreicht wird. Nach Möglichkeit sollten auch Punktfestlegungen im Fels vorgesehen werden.

Die Linien des Netzes 1. Ordnung sollen zum Studium von Erdkrustenbewegungen in bestimmten Zeitabständen einer Wiederholungsmessung unterzogen werden. Eine periodische Wiederholungsmessung wäre an sich für sämtliche Linien des Präzisionsnivellements wünschenswert und anzustreben. Dies ist jedoch wegen des bestehenden Personalmangels nicht durchführbar.

Die Schwierigkeit, geeignete Protokollführer zu finden, zwang die Beobachter vielfach, selbst die Feldbücher zu führen. Mit der ständigen Zunahme des Verkehrs wurde es entlang der Straßen immer gefährlicher, den für die Libellennivellierinstrumente unbedingt notwendigen Instrumentenschirm zu verwenden. Es wurden daher ab 1963 Versuche mit automatisch horizontierenden Nivellierinstrumenten unternommen, vorerst mit Instrumenten der Type ZEISS Ni 2 Opton, ab 1966 mit Nivellierinstrumenten KONI 007 von der Firma JENOPTIK. Ab 1969 wurden fast durchwegs nur mehr KONI 007 verwendet.

Für die Punkte der Lattenaufstellung wurden im allgemeinen nur mehr schwere Lattenuntersätze (Frösche) verwendet und nicht mehr wie früher eiserne Pflöcke eingeschlagen.

Bei den neueren Linien ab der Linie 550 wurden die Höhenfestpunkte nicht mehr mit Höhenmarken stabilisiert. Es wurden nur mehr bereits vorhandene Höhenmarken und die Turmbolzen von Triangulierungspunkten (gleichfalls als Lochmarken zu werten) einbezogen.

7. Der Horizont des Präzisionsnivellements nach 1945

Da beim Beginn der Nivellementarbeiten im Jahre 1947 kein mit moderner Nivellieraus-rüstung gemessener Nivellementanschluß an den früheren Nullpunkt des alten österreichischen Präzisionsnivellements, den Pegel am Molo Sartorio in Triest, vorlag und für die folgen-

den Jahre auch nicht zu erwarten war, mußte trotz der bekannten Schwächen und der dadurch bedingten Horizontverbiegungen der Horizont des nun neu aufgebauten Höhensystems aus den in Österreich noch vorhandenen Höhenmarken abgeleitet werden.

Anfänglich konnte man nur im Westen Österreichs Messungen für das Präzisionsnivelement durchführen. Im Osten von Österreich wurden von der Besatzungsmacht nur fallweise technische Nivellements gestattet, mit denen zum Teil die Lücken im Nivellementnetz geschlossen werden konnten. Es war daher die Verwendung des in manchen Gebieten deformierten MGI-Horizontes eine durch die damaligen Umstände erzwungene Notlösung. Als dann später auch im Osten die Durchführung von Präzisionsnivelements möglich war, stand man bereits vor vollendeten Tatsachen und konnte das bereits bestehende Gebrauchshöhennetz nicht mehr ändern.

Im Westen von Österreich wurde die Höhenmarke Nr. 1272 am Stationsgebäude von Bruck-Fusch im Bundesland Salzburg als Ausgangspunkt verwendet. Dort begann die Linie 330, der nächste Höhenfestpunkt erhielt die erste neue Nummer des neuen Operates, nämlich 17482.

Einerseits um das Personal zu schulen, andererseits um die Methode zu erproben, wurde als erster Linienzug nach dem zweiten Weltkrieg die technisch schwierige Tauernschleife gemessen. Dies ist auch ein Grund für die Auswahl des oben angeführten Ausgangspunktes.

Für die Übernahme dieses alten Horizontes waren auch noch andere Gründe maßgebend. In der damaligen Zeit des Wiederaufbaues waren die Bedürfnisse der Wirtschaft und auch zahlreicher anderer Interessenten an den Ergebnissen der Messungen an einem wenn auch nur vorläufigen Höhensystem zu groß, um auf eine ursprünglich geplante und etwa für das Jahr 1960 erwartete strenge Ausgleichung des gesamten Nivellementnetzes warten zu können. Es wurde daher im Rahmen der jährlichen Vergrößerung des Netzes eine strenge Ausgleichung der einzelnen Nivellementscheifen durch praktische Rechenregeln ersetzt. Außerdem war das vorhandene ältere Höhenmaterial in einer großen Anzahl von Operaten der Abteilungen für Triangulierung, Neuvermessung und Topographie bereits verarbeitet worden, so daß es wünschenswert erschien, möglichst viel alte Netzpunkte in ihrer Höhe zu erhalten, um den allgemeinen Horizont für technische Netze der betreffenden Gebiete zu wahren. Unerträglicher Zwang im alten Netz, wie er an manchen Stellen auftrat, wurde allerdings beseitigt.

Es wurden somit allen angeschlossenen MGI-Höhenmarken, deren Höhenlage innerhalb gewisser Grenzen als stabil angesehen werden konnte, ihre alten Höhen belassen. Als Zulässigkeitskriterium wurde ein maximaler Zwang von 0,5 mm/km einschließlich eines vorausgesetzten systematischen Meßfehlers von 0,3 mm/km angenommen.

Da die Messungen des alten Präzisionsnivelements sphäroidisch korrigiert waren, war also auch für die Berechnung der Gebrauchshöhen des neuen Netzes gleichfalls die sphäroidische Reduktion anzuwenden.

Bei der Weiterführung der Arbeiten nach Osten wurde versucht, auch im Industriegebiet um Wien die alten Höhenkoten beizubehalten. Hierbei wurden nach Stichproben die Messungen des Reichsamts für Landesaufnahme übernommen. Teilweise mußten allerdings die sonst eingehaltenen Toleranzen überschritten werden. Auf der Linie nach Linz und im Raum von Bruck a. d. Mur mußten Zwänge von 0,7 mm/km in Kauf genommen werden, was sich im Sinne einer Horizonthebung (-kippung) auswirkte. In der Oststeiermark zeigte sich ein Zwang von 1,1 mm/km und im Voralpengebiet sogar von 1,6 mm/km, die durch die nachträgliche Aufdeckung früherer Nivellementfehler des MGI von je 100 mm bei Donawitz und im Semmeringgebiet entstanden waren. Außerdem wurden im Zuge des neuen Präzisionsnivelements weitere systematische Fehler im alten Präzisionsnivelement aufgedeckt. In einzelnen Teilen von Österreich mußten daher in der Folge Kotenänderungen durchgeführt werden, um die Fehlergrenzen für ein modernes Präzisionsnivelement einigermaßen einhalten zu können. Insbesondere mußten aus diesen Gründen die alten MGI-Koten in Vorarlberg um etwa 10–20 cm

und in der Mittel- und Oststeiermark um rund 9 cm tiefer ausgewiesen werden. Diese Umrechnungen stellen jedoch keine echten Horizontänderungen dar, sie sind nur Auswirkungen der Beseitigung grober und systematischer Fehler früherer Jahrzehnte, die allerdings zusätzlich auch noch von zunächst noch nicht genau feststellbaren klein- und großräumigen Erdkrustenbewegungen überlagert sein können.

Durch diese Art der Höhenberechnung hat das gegenwärtige Gebrauchshöhennetz einen Teil seiner tatsächlich erzielten Meßgenauigkeit als Folge der Anschlußzwänge verloren. Für das Gebrauchshöhennetz wurde dies damals insofern als nicht von wesentlicher Bedeutung betrachtet, als es im allgemeinen nur einer lokalen oder höchstens einer regionalen Anwendung diene.

8. Neuübermessung des Präzisionsnivellementnetzes 1. Ordnung

Nach der im wesentlichen abgeschlossenen Wiederherstellung eines geschlossenen Präzisionsnivellementnetzes in Österreich nach dem zweiten Weltkrieg wurde im Jahr 1966 vom BEV mit einer Neuübermessung der Linien 1. Ordnung begonnen. Allerdings erfolgte in der Zeit seither auch weiterhin eine Verdichtung des bestehenden Nivellementnetzes.

In der Feldarbeitsperiode 1983 konnte diese Neuübermessung abgeschlossen werden. Das österreichische Präzisionsnivellement 1. Ordnung hat nun eine Länge von 3894 km, es ist durch 45 Knotenpunkte unterteilt. Innerhalb von Österreich besteht dieses Netz aus 13 Schleifen. In Verbindung mit ausländischen Nivellementlinien können dazu noch 16 Schleifen gebildet werden.

Als Folge des Abschlusses der Neuübermessung der Präzisionsnivellementlinien 1. Ordnung gab es Überlegungen über die Art der Auswertung der neuen Messungsergebnisse, was schließlich dazu führte, daß man sich dazu entschloß, für Österreich ein neues Höhensystem in Angriff zu nehmen, worüber bereits in einigen Veröffentlichungen berichtet wurde.

Literatur

Kalmar, Alexander Ritter v.: Die Gradmessungsarbeiten des k. u. k. militär-geographischen Institutes, Manuskript, Wien 1895 (?).

Lehrl, Franz: Das Präzisions-Nivellement in der österreichisch-ungarischen Monarchie. Mitteilungen d. MGI, Band IV, 1884, Seite 45–57; Mitteilungen d. MGI, Band XIX, 1899, Seite 166–192.

Die astronomisch-geodätischen Arbeiten des k. u. k. Militär-Geographischen Institutes in Wien: Band VII, 1897: Das Präzisions-Nivellement in der österr.-ungar. Monarchie.

I. Theoretische Grundlagen und Ausführungsbestimmungen.

Band VIII, 1896: Das Präzisions-Nivellement in der österr.-ungar. Monarchie.

II. Westlicher Theil.

Band X, 1897: Das Präzisions-Nivellement in der österr.-ungar. Monarchie.

III. Nordöstlicher Theil.

Band XIV, 1889: Das Präzisions-Nivellement in der österr.-ungar. Monarchie.

IV. Südöstlicher Theil.

Sterneck, Robert v.: Kontrolle des Nivellements durch die Flutmesserangaben und die Schwankungen des Meeresspiegels der Adria. Mitteilungen d. MGI, Band XXIV, 1904, Seite 75–141.

Müllner, Adolf: Die Fortsetzung des Präzisionsnivellements und die Neuausgleichung der Schleifen IV bis VII des Nivellementnetzes im westlichen Teile der Monarchie. Mitteilungen d. MGI, Band XXXII, 1912, Seite 53–118.

Höggerl, Norbert: Fertigstellung der Übermessung des Präzisionsnivellements 1. Ordnung. EVM Nr. 43, Juli 1984, Seite 14–19.

Zeger, Josef: Aufbau einer Datenbank für Höhenfestpunkte in Österreich. ÖZ 70, 1982, Nr. 2/3, Seite 87–90.

Zeger, Josef: Neue Vorhaben der Abteilung K 2 (Erdmessung). EVM Nr. 37, November 1982, Seite 13–15.

Zeger, Josef: Aufbau eines neuen Höhensystems in Österreich. AVN, 92. Jg., Heft 8–9, August–September 1985, Seite 299–311.

Der Amsterdamer Pegel (NAP)*

Von A. Waalewijn, Niederlande

1. Entstehung des Amsterdamer Pegels

Die Stadt Amsterdam hat sich aus einer Siedlung entwickelt, die wahrscheinlich schon im 13. Jahrhundert an der Stelle lag, wo der kleine Fluß Amstel in das IJ mündete. Das IJ war ein tief in die Niederlande eingedrungener Meeresarm, der über die Zuidersee mit der Nordsee in Verbindung stand. Dieser Meeresarm stand unter dem Einfluß der Gezeiten; der Tidenhub betrug etwa 0,34 m. Bereits im Mittelalter wurde ein Deich gebaut, um die Stadt vor den hohen Wasserständen zu schützen. In diesem Schutzdamm befanden sich einige Schleusen, die die Verbindung zwischen den Gewässern der Stadt und dem IJ bildeten. So wie viele niederländische Städte wurde Amsterdam von einem feinmaschigen Netzwerk von Kanälen („Grachten“) durchschnitten. Diese Stadtgräben dienten zwei Zwecken, nämlich der Schifffahrt sowie der Ableitung der Abwässer. Man kann sich wohl vorstellen, daß letztere Funktion zu unerträglichen Verhältnissen führen würde, falls man nicht regelmäßig frisches Wasser in die Gräben hereinlassen würde. Deshalb ließ man bei Flut Wasser in die Stadtgräben ein, um es danach bei Ebbe wieder auszulassen.

Bei diesem Einlassen von Flutwasser sollte natürlich eine gewisse Grenze beachtet werden, weil sonst die niedrigeren Stadtteile überschwemmt werden konnten. In einer Verordnung vom 19. Dezember 1565 war schon die Rede von „der Höhe, worauf das IJ-Wasser eingelassen wird“. Hier finden wir zum ersten Mal eine Andeutung der Höhe, die später als der Amsterdamer Pegel bekannt werden sollte. Nirgendwo wurde damals ein Stein oder ein Bolzen erwähnt, der diese Höhe angab. Erst gut ein Jahrhundert später findet man auf einer Karte eine Anmerkung aus 1674 über einen Stein, der das „Stadspeil“ („Stadtpegel“, d. h. Höhe des Stadtwassers) bezeichnete. Dieser Stein wurde jedoch später nicht mehr angetroffen.

Nach einer Überschwemmung im Jahre 1675 entschied sich die Stadtverwaltung zur Verbesserung des Wasserwehrs. Dieses verbesserte Wasserwehr wurde im April 1682 fertiggestellt, und darauf wurden vom 1. September 1683 bis zum 1. September 1684 (mit Ausnahme der Wintermonate) die Ebbe und Flut im IJ täglich in Beziehung auf den Stadtpegel gemessen. Aus diesen Beobachtungen stellte sich heraus, daß das normale Hochwasser am IJ in Amsterdam 1,8 mm unter dem Stadtpegel blieb; mit diesem Stadtpegel war also zweifellos der mittlere Tidehochwasserstand gemeint. Der damalige Bürgermeister von Amsterdam, Johannes Hudde (ein bekannter Mathematiker), ließ in 8 Schleusen des neuen Wasserwehrs Höhenmarken in Form weißer Marmorsteine anbringen, in welchen eine horizontale Rille eingehackt war. Die Steine waren mit folgender Aufschrift versehen:

ZEEDYKSHOOGHTE**)
ZYNDE NEGEN VOET VYF DUYM
BOVEN STADTSPEYL

und werden „dijkpeilstenen“ (Steine, die die Höhe des Deiches markieren) genannt (Abb. 1). Es ist nicht bekannt, ob die Steine bereits 1682, also als das Wasserwehr verbessert wurde, oder erst nach dem September 1684 (also nachdem Wasserstandsbeobachtungen durchgeführt worden waren) hingestellt wurden.

*) Bearbeitung der Veröffentlichung „Drie Eeuwen Normaal Amsterdams Peil“, Rijkswaterstaat, Den Haag 1986. Der Verfasser dankt Frau Yvonne van der Kolk für die Übersetzung.

**) Seedeichs-Höhe gleich neun Fuß fünf Zoll (= 2.6789 m) über Stadtpegel.



Abb. 1: Letzter Original-„dykpeilsteen“ in der „Nieuwe Burg“-Schleuse

Es steht jedenfalls fest, daß damals vor drei Jahrhunderten der Normalhöhenpunkt der Stadt (später Amsterdamer Pegel, AP genannt) auf vorzügliche Weise festgelegt wurde.

Normalerweise wird ein Ausgangshorizont durch die Wahl eines Punktes dieser Fläche, des Bezugspunktes, festgelegt. Jedoch sind die Steine der Zeedijkshoogte in der Tatsache Höhenmarken, die nur in Verbindung mit der Höhenzahl (2,6789 m) die Lage des Amsterdamer Pegels markieren können. Die Tatsache, daß nicht weniger als 8 Höhenmarken angebracht wurden, hatte den Vorteil, daß eine große Reserve vorhanden war. Außerdem bot es eine gute Überprüfungsmöglichkeit im Falle einer Störung einer der Höhenmarken. Ein Nachteil dieser großen Zahl war das Problem der Einheitlichkeit; im folgenden wird sich jedoch herausstellen, daß die Steine mit großer Sorgfalt angebracht wurden.

Wie aus dem Vorstehenden hervorgeht, stellte der Amsterdamer Pegel ursprünglich eine aus der Meereshöhe abgeleitete Höhe dar. Aus den Wasserstandsbeobachtungen von 1683–1684 stellte sich heraus, daß der Tidenhub in Amsterdam 0,3365 m betrug, so daß der Amsterdamer Pegel AP damals

$$0,3365/2 + 0,0018 = 0,17 \text{ m über dem Tidenhalbwasserstand in Amsterdam}$$

lag. Die Beziehung zwischen dem AP und der Meereshöhe wurde auch später durch tägliche Wasserstandsmessungen in dem sogenannten „Stadswaterkantoor“ sorgfältig beobachtet. Die Beobachtungen ab 1. Januar 1700 bis zum Abbruch des „Stadswaterkantoor“ im Jahre 1861 existieren noch; sie bilden zweifellos die älteste Beobachtungsreihe der Meereshöhe, die auf der Welt verfügbar ist. *)

*) Heute ist die mittlere Meereshöhe an der niederländischen Küste etwa gleich dem AP (= NAP).

2. Übertragung des Amsterdamer Pegels im 18. und 19. Jahrhundert

Im Laufe des 18. Jahrhunderts wurde der Amsterdamer Pegel mittels einfacher Nivellements nach den umliegenden Gebieten übertragen. Bereits 1707 wurde, in einer Entfernung von 25 km, in der Drecht bei Bilderdam der „Stadspeyl van Amsterdam“, also der Amsterdamer Pegel, auf einer Pegellatte angegeben. Etwa 30 Jahre später, im Jahre 1737, war der Amsterdamer Pegel schon in einer Entfernung von 50 km bekannt, u. a. in Leidschendam und Vreeswijk. Bei diesen Übertragungen benutzte man unter günstigen Witterungsbedingungen die stillstehenden Wasserspiegel in den Poldergewässern; nur für die Verbindung zwischen zwei getrennten Gewässern war die Verwendung eines Nivellierinstrumentes erforderlich. Zu diesem Zweck war das am meisten benutzte Hilfsmittel eine Schlauchwaage oder ein spezielles, von Huygens entworfenes Instrument (Abb. 2).

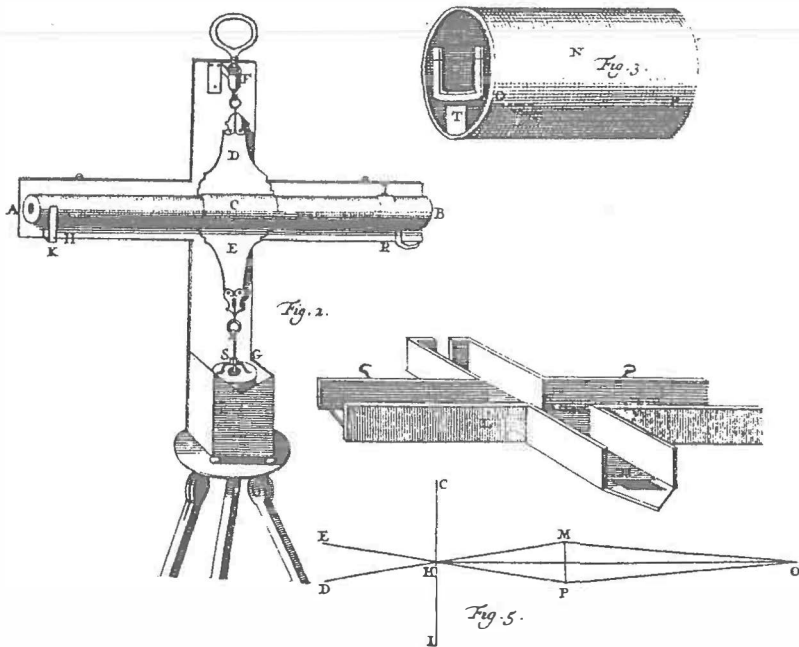


Abb. 2: Nivellierinstrument von Huygens

Diese Nivellements wurden alle nur akzidentell und ohne viel Koordination ausgeführt. Erst in der napoleonischen Zeit wurde eine systematische Übertragung des Amsterdamer Pegels vorgenommen. Unter der Führung des späteren Generals C. R. T. Krayenhoff wurde ein Netz geometrischer Nivellements von Amsterdam nach den Flüssen Rhein, Maas und IJssel und an der Küste der Zuidersee entlang gemessen. Bei diesen Nivellements verwendete man das Nivellierinstrument von Ramsden, das aus einem horizontalen Fernrohr mit einer aufgesetzten Libelle bestand. Krayenhoff hatte den Amsterdamer Pegel als Ausgangshorizont gewählt, weil der Amsterdamer Pegel schon überall sehr bekannt war. Ursprünglich war er dabei vom Nullpunkt eines Pegels am Amstelsluis ausgegangen. Am 22. Dezember 1812 ließ Krayenhoff diesen Nullpunkt auf feierliche Weise durch eine von ihm geführte Kom-

mission mit dem Nullpunkt des Pegels im „Stadswaterkantoor“ und der Höhenmarke (dijkpeilsteen) in der Kolksluis verglichen. Dazu begaben sich die Herren auf das Eis und benutzten den Wasserspiegel in der Stadt als Niveaufläche. Krayenhoff veröffentlichte im Jahre 1813 die Daten der von ihm festgelegten Höhenmarken in der Publikation „Verzameling van hydrographische en topographische waarnemingen in Holland“ (Sammlung hydrographischer und topographischer Beobachtungen in Holland). Soweit man weiß, bildet sie die älteste Veröffentlichung dieser Art.

Dank der Arbeit von Krayenhoff war der Amsterdamer Pegel schon in ziemlich kurzer Zeit auf einen großen Teil der Niederlande übertragen worden. Durch königlichen Erlaß vom 18. Februar 1818 wurde der Amsterdamer Pegel als allgemeiner Ausgangshorizont in den Niederlanden vorgeschrieben. Am Anfang des 19. Jahrhunderts wurde, in Zusammenhang mit dem Kanalbau und der Flußverbesserung, der Amsterdamer Pegel weiter in die Niederlande (und teilweise nach Belgien) übertragen. Der Bau der Eisenbahnen seit 1839 trug dazu später in hohem Maße bei. Selbst bis weit über die niederländischen Grenzen diente der Amsterdamer Pegel als Ausgangshorizont für den Eisenbahnbau. So wurde z. B. in Deutschland 1860 eine Tabelle über die Höhenlagen von rund 550 Bahnhöfen der preußischen Eisenbahn veröffentlicht, wobei jede Höhe als „Höhe über dem Nullpunkt des Amsterdamer Pegels“ bezeichnet wurde. Nach Jordan war der Amsterdamer Pegel vor 1880 in Preußen einer der am meisten verwendeten Pegel, und auch von Morozowicz erwähnt, daß dieser Pegel in Preußen westlich von Hannover und Kurhessen allgemein benutzt wurde.

3. Entstehung der Bezeichnungen NN und NAP

Im Gegensatz zu der Lage in den Niederlanden gab es in Deutschland in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts noch kein über das ganze Land ausgeführtes Nivellement. Die verschiedenen nebenbei ausgeführten Nivellierungen, die oft ohne System aneinander angeschlossen wurden, führten fortdauernd zu unlösbaren Widersprüchen. Dieses Problem wurde 1864 in der ersten Sitzung der Mitteleuropäischen Gradmessung in Berlin, unter dem Vorsitz des Generals J. J. Baeyer, zur Sprache gebracht. Diese Sitzung nahm einen Beschluß an, wobei in jedem Land eine Messung eines Nivellementsnetzes 1. Ordnung angeregt wurde. Weiter wurde empfohlen, diese Netze an den Staatsgrenzen miteinander zu verbinden.

Aufgrund dieses Beschlusses fing die Preußische Landesaufnahme im Jahr 1868 mit den Messungen eines Nivellementsnetzes 1. Ordnung an. Als Ausgangshorizont für dieses Netz wünschte sie den Amsterdamer Pegel beizubehalten, und 1874 bat die preußische Regierung die niederländische Regierung um Genehmigung für den General Baeyer, seine Nivellierungen ab Salzbergen über die niederländische Grenze bis Amsterdam weiterführen zu dürfen. Statt die gewünschte Genehmigung zu geben, bot die niederländische Regierung an, selbst die Nivellierungen für den betreffenden Anschluß auszuführen. Dieser Beschluß hatte auch einen diplomatischen Hintergrund, da die Regierung sonst nämlich nicht, ohne Anstoß zu geben, hätte verhindern können, daß die preußischen Offiziere und Beamten in den Niederlanden Nivellierungen vornehmen würden.

Die preußische Bitte und vielleicht auch der Beschluß der Mitteleuropäischen Gradmessung gaben also zu dem ersten Feinnivellement von 1875 bis 1885 in den Niederlanden Anlaß (Abb. 3). Das „erste“, weil das Nivellement von Krayenhoff wegen der mangelhaften Mittel und des beschränkten Umfanges nicht als ein richtiges Nivellement 1. Ordnung betrachtet werden konnte. Als Ausgangshorizont wurde selbstverständlich der Amsterdamer Pegel gewählt, und der Anschluß an die fünf damals noch vorhandenen Steine fand im Jahre 1876 statt. Dabei ergab sich, daß die Abweichung der mittleren Höhe für diese Steine höchstens 4 mm betrug, was ein Beweis für die Genauigkeit war, mit welcher sie vor fast 200 Jahren angebracht worden waren.



Abb. 3: Meßtrupp des Ingenieurs C. Lely (mit weißem Hut) 1876.
Lely war etwas später Initiator der Zuidersee-Arbeiten.

Im Jahre 1876 wurden auch die Nivellierungen bis zur deutschen Grenze über die Strecken Amsterdam—Deventer—Nieuweschans und Deventer—Denekamp fertiggestellt, 1877 folgte der Anschluß an Salzbergen. Aufgrund der auf diese Weise erhaltenen Daten berechnete die Preußische Landesaufnahme die Höhe ihrer Höhenmarken in Berlin in Beziehung auf den Amsterdamer Pegel. Zur dauerhaften Festlegung dieser Höhe wurde in der Berliner Sternwarte eine Syenitplatte eingemauert, auf welcher eine Millimeterskala befestigt war, deren Nullstrich genau 37 m über dem Nullpunkt des Amsterdamer Pegels lag. Der Stein war mit folgender Aufschrift versehen:

37 METER ÜBER NORMAL-NULL

Er wurde am 22. März 1879 (Kaisers Geburtstag) formell als Ausgangshorizont für alle deutschen Nivellements eingerichtet. In Deutschland wurden seitdem alle Höhen, die aus dem Feinnivellement bestimmt wurden, als Höhen bezogen auf Normal-Null (NN) bezeichnet. NN ist eigentlich ein anderer Name für den Ausgangshorizont AP.

Nicht nur in Deutschland, sondern auch in den Niederlanden sollte der Amsterdamer Pegel bald anders bezeichnet werden. Die Ergebnisse des ersten Feinnivellements ergaben nämlich beträchtliche Höhendifferenzen mit den früher bekannten Höhen. Dadurch entstand Verwirrung, wenn die Ergebnisse der neuen Nivellierung in Verbindung mit alten, noch nicht neu gemessenen Höhenmarken, verwendet wurden. Deshalb wurde am 1. Januar 1891 für den Ausgangshorizont, sowie dieser aus dem ersten Feinnivellement erfolgte, die Bezeichnung NAP, *Normaal Amsterdams Peil*, eingeführt; scheinbar analog zu der Änderung der deutschen Bezeichnung (Normal-Null), die sich zweifellos aus derselben Problematik ergab. Der Ausgangshorizont an sich hatte sich jedoch nicht geändert; der Amsterdamer Pegel wurde ab 1891 mit den Buchstaben NAP bezeichnet.

4. Entwicklungen im 20. Jahrhundert

Das erste Feinnivellement wurde in den Jahren 1926–1940 von einem zweiten gefolgt. Im Jahre 1928 fand der Anschluß dieses Nivellements an die zwei übrigen Höhenmarken (dijkpeilstenen) statt. Zur dauerhaften Festlegung der NAP-Fläche wurden, über ganz Holland verbreitet, einige Dutzende von unterirdischen Festlegungen in das Nivellement aufgenommen. Aus dem Anschluß mit den etwa gleichzeitig gemessenen neuen deutschen Nivellements ergab sich eine durchschnittliche Höhendifferenz von $NN = NAP - 0,021 \text{ m}$; in Anbetracht des Abstandes Amsterdam – Berlin ein ausgezeichnetes Ergebnis.

Zur Überprüfung der unterirdischen Festlegungen wurde nach kurzer Zeit schon das dritte Feinnivellement (1950–1959) ausgeführt. Dieses wurde 1955 an die letzte noch in Amsterdam befindliche Höhenmarke (dijkpeilsteen) angeschlossen. Da diese Höhenmarke infolge einer Rekonstruktion der Schleuse bald darauf verschwinden würde, wurde die Höhe bei dieser Gelegenheit nach einer unterirdischen Festlegung (ein Betonrohrfestpunkt) unter dem Pflaster des „Dam“ übertragen. Die Höhe des Bolzens auf diesem Pfahl, die also ab 1955 den Ausgangshorizont für den NAP bezeichnet, wurde dabei auf $NAP + 1,4278 \text{ m}$ festgelegt. Aus den Verbindungen des dritten Feinnivellements mit dem deutschen Nivellement ergab sich: $NN = NAP - 0,013 \text{ m}$ (1959). Dieses Ergebnis bestätigte wiederum, daß die NAP-Fläche und die NN-Fläche sich seit 1876 einander gegenüber nicht merkbar geändert hatten. Anders ausgedrückt, der Ausgangspunkt in Amsterdam kann als zuverlässig betrachtet werden. Dieser Schluß konnte auch aus nochmals berechneten Höhenwerten für die unterirdischen Festlegungen gezogen werden. Das vierte Feinnivellement (1965–1978), das für einen guten Teil mittels eines hydrostatischen Nivellements ausgeführt wurde, bestätigte die Ergebnisse des dritten Feinnivellements.

Die internationale Bedeutung des NAP hat sich nicht nur auf die Einrichtung des NN im Jahre 1879 beschränkt. Bekanntlich stieß man bei der Berechnung des Anschlusses der verschiedenen nationalen Netze immer auf große Ausgleichungsprobleme. Der von der Versammlung der Europäischen Gradmessung schon 1864 bei ihren Empfehlungen geäußerte Wunsch zur Verbindung der verschiedenen Nullpunkte war also ein alter. Das Problem der gesamten Ausgleichung der europäischen Nivellementsnetze blieb lange Zeit ein Thema der internationalen wissenschaftlichen Diskussion, bis 1954 in Rom in der Versammlung der „Association Internationale de Géodésie (AIG)“ eine Kommission gegründet wurde, mit der Aufgabe, diese gemeinschaftliche Ausgleichung in Angriff zu nehmen. Diese Kommission wurde REUN genannt (Réseau Européen Unifié de Nivellement; auf englisch United European Levelling Network, UELN). Es wurde ein Netzwerk, das Messungen verschiedener Epochen aus Finnland, Schweden, Norwegen, Dänemark, der Bundesrepublik Deutschland, den Niederlanden, Belgien, Frankreich, Spanien, Portugal, Österreich, der Schweiz und Italien umfaßte, zusammengefaßt. Die Kommission wählte einstimmig den NAP als Ausgangshorizont. Das Ergebnis war, daß ab 1960 für die Knotenpunkte und für eine Anzahl mit dem REUN-Netz verbundener Pegel Höhen in einem einheitlichen System, nämlich das NAP, zur Verfügung standen.

Da nach 1960 in vielen europäischen Staaten neue und erweiterte Nivellements ausgeführt wurden, beschloß die Kommission 1973 in Brüssel eine erweiterte Ausgleichung, REUN-73 genannt, wiederum mit dem NAP als Ausgangshorizont durchzuführen. Die Ergebnisse der REUN-73 werden 1987 veröffentlicht, so daß die Übertragung des NAP sich dann von Lappland bis Gibraltar und von Schottland bis Sizilien über Westeuropa ausdehnen wird. Eine riesige Übertragung eines einfachen Nivellements, das um 1684 in Amsterdam mit großer Sorgfalt ausgeführt wurde.

Die Niederlande (insbesondere die Geodäten und Wasserbau-Ingenieure) sind wirklich ein bißchen stolz darauf. Das niederländische Postwesen hat dies vor kurzem durch die Herausgabe einer speziellen Briefmarke mit der Aufschrift:

„Drie Eeuwen Normaal Amsterdams Peil“

unterstrichen.

Literatur

Von *Morozowicz*: Zur Frage eines einheitlichen Höhen-Netzes in Deutschland. Zeitschrift für Vermessungswesen (Z.f.V.) 1875, S. 295–299.

W. Jordan: Der Normal-Höhenpunkt für das Königreich Preußen. Z.f.V. 1880, S. 1–16.

M. Kneißl: Überprüfung der Ausgangshöhe des Normalhöhenpunktes. Z.f.V. 1957, S. 85–91 und S. 109–116.

P. I. van der Weele: De geschiedenis van het N.A.P. Delft 1971.

A. Waalewijn: De Tweede nauwkeurigheidswaterpassing van Nederland 1926–1940. Delft 1979.

Manuskript eingelangt im Juni 1986.

Aus Rechtsprechung und Praxis

Parteistellung im Planbescheinigungsverfahren

§ 39 VermG, § 8 AVG: Im Verfahren zur Bescheinigung des Planes eines Vermessungsbefugten ist nur der Antragsteller Partei.

BMfBuT, GZ 46.205/14–IV/6/85 vom 3. Oktober 1985

Dipl.-Ing. A, Ingenieurkonsulent für Vermessungswesen, legte seinen Plan GZ 2050/81 dem Vermessungsamt zur Bescheinigung gemäß § 39 VermG vor. Diese Bescheinigung wurde vom Vermessungsamt erteilt und der Bescheid dem Antragsteller zugestellt. Der antragstellende Ingenieurkonsulent ließ die Planbescheinigung unbekämpft, sodaß der erstinstanzliche Bescheid ihm gegenüber bereits in Rechtskraft erwachsen ist. Im Verfahren vor dem Vermessungsamt trat lediglich Dipl.-Ing. A als Partei und Antragsteller auf. Das Vermessungsamt hat daher richtigerweise seine behördliche Erledigung, und zwar das einzige Exemplar der Bescheinigung, nur an diesen Antragsteller zugestellt. Mehrfachausfertigungen der Bescheinigung sind im § 39 VermG nicht vorgesehen.

Ein Jahr später hat Frau B das Rechtsmittel der Berufung eingebracht und beantragt, den Bescheid über die Planbescheinigung aufzuheben. Als Ersatzbegehren wurde der Antrag auf Zustellung des Bescheides an die Berufungswerberin gestellt.

Partei im Sinne des § 8 AVG ist, wer an der Sache vermöge eines Rechtsanspruches oder eines rechtlichen Interesses beteiligt ist. Sache ist hierbei die in dem betreffenden Fall den Gegenstand des Verfahrens bildende Verwaltungsangelegenheit. Regelmäßig ist dies eine Angelegenheit des materiellen Verwaltungsrechtes. Die Beteiligung an einer Verwaltungsangelegenheit kann stets nur aufgrund der in dieser Angelegenheit in Betracht kommenden Rechtsvorschriften beurteilt werden.

Parteistellung kommt einer Person daher nur nach Maßgabe der Verwaltungsangelegenheit und nur insoweit zu, als diese in den betreffenden Rechtsvorschriften begründet ist.

Bloße wirtschaftliche Interessen, die durch keine Rechtsvorschrift zu rechtlichen Interessen erhoben werden, begründen keine Parteistellung im verwaltungsrechtlichen Verfahren (Walter-Mayer, Verwaltungsverfahrenrecht, 1984, Seite 42), allenfalls kann sich daraus eine Stellung als Beteiligter ergeben, wenn sich die Tätigkeit der Behörde auf die in Frage kommende Person bezieht.

Partei (Hauptpartei) ist stets derjenige, von dem an die Behörde das Verlangen nach Durchführung eines Verfahrens (in seiner eigenen Sache) gestellt wird.

Ob auch anderen Personen auf Grund eines Rechtsanspruches oder rechtlichen Interesses Parteistellung zukommt, richtet sich — bei Fehlen ausdrücklicher Bestimmungen in den Rechtsvorschriften — danach, inwieweit die subjektive Rechtssphäre durch den in der Angelegenheit der Hauptpartei ergehenden Bescheid unmittelbar berührt wird.

Entscheidend für die Parteistellung ist, daß die Sachentscheidung in die Rechtssphäre des Betroffenen überhaupt bestimmend eingreift und daß darin eine unmittelbare, nicht bloß abgeleitete und mittelbare Wirkung zum Ausdruck kommt (VwGH, Slg 2903 A).

„Sache“ des berufsgegenständlichen Verwaltungsverfahrens ist ein vom Planverfasser gestellter Antrag auf Bescheinigung eines Planes gemäß § 39 VermG.

Die Planbescheinigung stellt inhaltlich einen rechtsgestaltenden Bescheid dar, worin seitens der Vermessungsbehörde erklärt wird, daß gegen die grundbücherliche Durchführung des Planes seitens des Katasters keine Bedenken bestehen.

Aufgabe der Vermessungsbehörde im Verfahren gemäß § 39 VermG ist es, den Plan dahingehend einer Überprüfung zu unterziehen, ob er den im Vermessungsgesetz normierten Anforderungen des Grenz- und Grundsteuerkatasters entspricht. Nach den Bestimmungen des VermG obliegt es nicht der Vermessungsbehörde, den materiellen Planinhalt einer Überprüfung zu unterziehen. Insbesondere ist die Überprüfung des Planes auf Übereinstimmung mit Grundeinlösungsverfahren, mit baubehördlichen oder sonstigen Vorschriften nicht Gegenstand des Planbescheinigungsverfahrens. Die Verantwortung für den Planinhalt selbst trägt der Planverfasser nach den für ihn maßgeblichen gesetzlichen Vorschriften.

Wie weit der Ingenieurkonsulent für Vermessungswesen mit seinem Plan den Intentionen seines Auftraggebers oder mitbetroffener Grundeigentümer gerecht geworden ist, kann niemals vom Vermessungsamt beurteilt werden, sondern bleibt eine Frage des Vertragsverhältnisses zwischen dem Ingenieurkonsulenten für Vermessungswesen und dessen Auftraggeber.

Im Verfahren gemäß § 39 VermG, in dem lediglich die formale Übereinstimmung des Planes mit den Unterlagen des Katasters zu prüfen ist, bleibt für die Berücksichtigung rechtlicher Interessen der Grundeigentümer, deren Grundstücke vom Plan betroffen sind, kein Raum (soweit nicht der Grundeigentümer als Antragsteller im Planbescheinigungsverfahren auftritt).

Nach den Bestimmungen des Vermessungsgesetzes über die Planbescheinigung bleibt für eine Parteistellung eines Beteiligten im Planbescheinigungsverfahren, der mit dem Antragsteller nicht identisch ist, kein Raum.

Ch. Twaroch

Außerbücherlicher Besitz

§ 30 Tiroler Bauordnung: Nachbarn — und damit Parteien im Baubewilligungsverfahren — sind nur die Eigentümer angrenzender Grundstücke; außerbücherlichen Erwerbern kommt diese rechtliche Stellung nicht zu.

VwGH vom 18. April 1985, Zl. 85/06/0046.

Die Beschwerdeführer machten im Zuge eines Baubewilligungsverfahrens Einwendungen geltend und erklärten, sie seien „außerbücherliche Eigentümer“ des angrenzenden Grundstückes. Sie hätten das Eigentum käuflich erworben; die Übergabe und Übernahme sei bereits erfolgt.

Über die Einwendungen wurde von der Baubehörde mangels Parteistellung nicht abgesprochen.

Gemäß § 30 TBO sind Nachbarn *Eigentümerge* von Grundstücken, die zu dem zur Verbauung vorgesehenen Grundstück in einem solchen räumlichen Naheverhältnis stehen, daß durch die bauliche Anlage oder durch deren Benützung hinsichtlich der durch dieses Gesetz geschützten Interessen mit Rückwirkungen auf ihr Grundstück oder die darauf errichtete bauliche Anlage zu rechnen ist. Mangels einer besonderen Regelung, was die Tiroler Bauordnung unter „Eigentümer“ versteht, ist die Beurteilung ausschließlich auf die Normen des Zivilrechts abzustellen.

Nach § 431 ABGB bedarf es — abgesehen von einzelnen, hier nicht in Betracht kommenden gesetzlichen Ausnahmen (z. B. Erwerb des Erben durch Einantwortung, Erwerb des Erstehers bei der Zwangsversteigerung durch Zuschlag, Erwerb bei der Enteignung durch Erlag der Entschädigungssumme, Erwerb durch Ersitzung nach Ablauf der Ersitzungszeit) — zur Übertragung des Eigentums an verbücherten Sachen der Einverleibung im Grundbuch. Die tatsächliche physische Übergabe der Liegenschaft, auf die die Beschwerdeführer besonders Wert legen, ist sachrechtlich bedeutungslos.

§ 30 TBO ist daher zwar nicht auf bücherliche Eigentümer zu beschränken, sondern umfaßt auch außerbücherliches Eigentum. Die Beschwerdeführer sind jedoch nach ihrem Vorbringen weder bücherliche noch außerbücherliche Eigentümer.

Der vertragliche außerbücherliche *Erwerber* (nicht Eigentümer) kann zwar seine Rechte übertragen und sie auch gegenüber jedem Rechtsnachfolger des ursprünglichen Veräußerers geltend machen, der nicht im Vertrauen auf das Grundbuch erworben hat. Die Frage der Durchsetzbarkeit obligatorischer Ansprüche auf Erwerb des Eigentums hat jedoch mit der Frage, wann dingliches Eigentum erworben wurde, nichts zu tun. Der außerbücherliche Erwerb der Beschwerdeführer kann daher dem Eigentum im Sinne des § 30 TBO nicht gleichgestellt werden.

Ch. Twaroch

Grundeinlösung für Straßenbauten

§§ 17 und 20 Bundesstraßengesetz 1971: Die Angaben im Grundeinlösungsplan müssen so deutlich und klar sein, daß damit der Enteignungsantrag objektiv bestimmbar und der Umfang der Enteignung eindeutig festgesetzt wird.

VwGH vom 29. November 1984, Zl. 82/06/0014.

Nach § 17 des Bundesstraßengesetzes 1971 kann für die Herstellung, Erhaltung und Umgestaltung von Bundesstraßen das Eigentum an Liegenschaften im Wege der Enteignung in Anspruch genommen werden.

Gemäß § 12 Abs. 1 des Eisenbahn-Enteignungsgesetzes 1954, BGBl. Nr. 71 (EisenbEntG) hat das Eisenbahnunternehmen im Rahmen des Bauentwurfes die nach Katastralgemeinden getrennt zu verfassenden Grundeinlösungspläne und Verzeichnisse der in Anspruch genommenen Grundstücke und Rechte vorzulegen. Nach Abs. 2 haben diese Verzeichnisse den Namen und Wohnort der zu Enteignenden, den Gegenstand der Enteignung, bei Grundstücken die Nummer des Grundeinlösungsplanes, wenn das Grundstück einen Gegenstand des Grundbuches bildet, die Bezeichnung der Grundbuchseinlage, ferner die Katastralbezeichnung, die Kulturart nach dem Kataster, das Gesamtflächenausmaß und das Ausmaß der beanspruchten Fläche zu enthalten. Gemäß § 17 EisenbEntG hat der Landeshauptmann nach Prüfung der ihm vorgelegten Akten den Gegenstand und Umfang der Enteignung durch Erlassung eines oder mehrerer Enteignungsbescheide festzustellen. Der Enteignungsbescheid bezieht sich auf die im Enteignungsplan dargestellten Flächen, deren Ausmaße im zugehörigen Verzeichnis (§ 12), unbeschadet der genaueren Vermessung in der Natur, ausgewiesen sind.

Nach diesen, gemäß § 20 Abs. 1 BStG auch im Enteignungsverfahren nach diesem Bundesgesetz anzuwendenden Vorschriften reicht es zwar aus, die enteigneten Grundflächen mit einem ungefähren Flächenausmaß zu bezeichnen. Dies rechtfertigt jedoch nur unvermeidliche Ungenauigkeiten; die Vermessung in der Natur nach Durchführung der Arbeit dient nicht zur Behebung vermeidbarer Planungs-mängel. Um also die vorgesehene Vermessung in der Natur zu ermöglichen, müssen die Angaben im Grundstücksverzeichnis und vor allem im Grundeinlösungsplan so deutlich und klar sein, daß damit sowohl der von der Republik Österreich — Bundesstraßenverwaltung gestellte Enteignungsantrag als auch der darüber ergehende Enteignungsbescheid objektiv bestimmbar ist und, auch für die Gerichtshöfe des öffentlichen Rechts nachvollziehbar, eindeutig der Umfang der Enteignung festgesetzt wird. Dies ergibt sich schon notwendig aus dem durch Art. 5 StGG verfassungsrechtlich gewährleisteten Eigentumsrecht, dessen gesetzlich zulässige Beschränkung daher streng zu prüfen ist.

Ch. Twaroch

Veranstaltungskalender

4. bis 6. März 1987: DVW-Seminar über Deformationsmessungen. Veranstaltet wird dieses Seminar vom Arbeitskreis 6 Ingenieurvermessung des Deutschen Vereins für Vermessungswesen, durchgeführt am Institut für Geodäsie der Universität der Bundeswehr München, Neubiberg.

Information: Dipl.-Ing. H. Borutta, Universität der Bundeswehr München, Institut für Geodäsie, Werner Heisenberg-Weg 39, D-8014 Neubiberg, Tel. 089/6004-3436.

DIE VERKNÜPFUNG ALLER VORTEILE

Die Neuentwicklungen von Geodimeter ziehen sich wie ein roter Faden durch die Geschichte der Vermessungstechnik. Durch die Verknüpfung langjähriger Erfahrung, ständiger Forschung und Entwicklung ist das neue Geodimeter System 400 entstanden.

In dem zukunftsorientierten Geodimeter 440 gelang es, ein Produkt zu schaffen, das leistungsfähig und zugleich bedienungsfreundlich ist.



- Elektronische Libelle
- Vierzeilige LCD-Anzeige, 16 Zeichen/Zeile
- Logisch gestaltete Tastatur mit 20 Tasten ohne Doppelbelegung
 - Integrierte Stromversorgung
 - Einfache Bedienung durch programmgesteuerte Benutzerführung
 - Schnittstelle für Datenspeicher Geodat sowie RS-232-C unterhalb der Alhidade

Um alle Vorteile des Geodimeters 440 kennenzulernen, verlangen Sie eine unverbindliche Vorführung.

Weltweit
bewährte
Vermessungstechnik aus Schweden



Geodimeter G&K m.B.H.
Prinz-Eugen-Strasse 72 • D-10647 Wien
Telefon (0222) 49 3734, 35 34 21 • Telex 131093 g&k

Mitteilungen und Tagungsberichte

Symposium on Height Determination and Recent Vertical Crustal Movements in Western Europe

Hannover, 15.–19. September 1986

Im Jahre 1983 veranstaltete das Geodätische Institut der Technischen Universität Hannover eine Arbeitstagung unter dem Titel „Präzisionsnivellement“. Im September 1986 fand als Fortsetzung das „Symposium on Height Determination and Recent Vertical Crustal Movements in Western Europe“ statt. Bereits in den unterschiedlichen Bezeichnungen der beiden Veranstaltungen ist ersichtlich, daß für den Bereich der sehr genauen Höhenmessung nicht mehr nur das Präzisionsnivellement alleine verwendet werden kann, sondern auch andere Meßtechniken dafür in zunehmendem Maße zur Verfügung stehen. Weiters zeigt auch die Einbeziehung des Bereiches „Recent Vertical Movements“, daß hier eine sehr enge Beziehung zur Höhenmessung besteht, im besonderen zu den Ergebnissen des Präzisionsnivellements. Von diesem werden die wichtigsten Daten für die Bestimmung von rezenten Höhenveränderungen erwartet. Gegliedert in fünf Schwerpunktsbereiche wurden die folgenden Themen behandelt:

Thema 1: *UEN (United European Levelling Net) – gegenwärtiger Stand und Zukunft*. Die beiden Rechenzentren Delft und München legten eine Berechnung mit den neuesten Daten des UEN 73 vor. Es wurde auch festgestellt, daß für die Generalversammlung der IUGG 1987 in Kanada die endgültige Berechnung der Phase I des UEN 73 vorliegen wird, und damit das ursprünglich gesteckte Ziel erreicht ist. Der Präsident der UEN-Subkommission *Femmer* trat jedoch für eine Weiterführung der Arbeiten mit dem Ziel der Erstellung eines kinematischen Höhensystems in Westeuropa ein. *Torge* wies in seinem Beitrag auf die Schwächen des derzeitigen UEN hin (langwellige Verbiegungen und Verdrehungen) und trat für die Einbeziehung von neuen Meßtechniken (Global Positioning System – GPS, Absolutgravimetrie) zur Stabilisierung des bestehenden Netzes ein.

Thema 2: *Beobachtungstechniken für die Bestimmung von Höhen*. Dieses Thema beschäftigte sich mit Verbesserungen im Bereich des Präzisionsnivellements (z. B. Vertikalkomparatoranlage der TU München), trigonometrischer Höhenmessung mit gegenseitiger Zenitdistanzmessung, GPS für Höhenmessung sowie hydrostatischer Höhenmessung. Zu den interessantesten Beiträgen zählte sicher jener von *Becker* (Schweden), der über die praktische Erprobung des motorisierten trigonometrischen Nivellements mit 3 Fahrzeugen, 3 Totalstationen und telemetrischer Datenübertragung berichtete. Erste Ergebnisse auf einer 300 km langen Testschleife zeigten die gleiche Genauigkeit wie Präzisionsnivellement-Messungen, jedoch bei ca. 4facher Meßleistung. Zur Verwendung von GPS für die Höhenmessung ist eine sehr gute Kenntnis der Bahndaten für die Satelliten erforderlich, wie *Seeber* in seinem Beitrag ausführte. Auch sollte der Einfluß der troposphärischen Refraktion, besonders im Bergland, nicht unterschätzt und durch geeignete Messungen erfaßt werden. *Hofmann-Wellenhof* wies darauf hin, daß Untersuchungen in der Schweiz Refraktionseinflüsse bis zu 150 ppm ergaben.

Thema 3: *Optimierung und Ausgleichmodelle für kombinierte Daten*. Im speziellen wurde von *Pelzer* die Kombination unterschiedlichster Daten (orthometrische und ellipsoidische Höhendifferenzen, Geoidundulationen, Aufzeichnungen von Pegelstationen) zur Höhenfestlegung aufgezeigt, wobei die Frage offen blieb, ob dadurch eine Verbesserung in den Ergebnissen eintritt. *Hein* wieder sprach in seinem Beitrag von einem „mixed model“, in dem funktionale und stochastische Datengemeinsam verarbeitet werden. Die Wichtigkeit der Berücksichtigung von Korrelationen bei GPS-Messungen anhand von praktischen Ergebnissen (CERN-Kontrollnetz) unterstrich *Welsch*; ebenso *Matthias*, der vorschlägt, eine vollständige Varianz-Kovarianz-Matrix für die Beobachtungen im Präzisionsnivellement sowie für GPS-Messungen aufzustellen.

Thema 4: *Rezente Krustenbewegungen*. *Augath* gab einen Überblick über den Stand der Arbeiten an einer Karte der rezenten Höhenänderungen in Westeuropa. Das Rechenzentrum ist Hannover, die Auswertprogramme befinden sich in der Testphase, mit der Sammlung der Daten kann ab 1987 begonnen werden. Als Basis für die Speicherung der erforderlichen Daten dient die „Automatisierte Liegenenschaftskarte“ (ALK) der Bundesrepublik Deutschland. Eingehend besprochen wurden verschiedene Modelle für die Auswertung von Präzisionsnivellement-Messungen zur Ermittlung von Höhenänderungen. Hervorzuheben sind hier die Arbeiten, die vom Arbeitskreis „Rezente Krustenbewegungen“ der Deutschen Geodätischen Kommission im Testnetz Pfungstadt durchgeführt wurden. Die Beobachtungsdaten des Testnetzes sind mittels Regressions-, Flächenmodell und kinematischem Modell als Partial-

netze oder als Gesamtnetz bearbeitet worden. Wie *Mälzer* ausführte, zeigen die Ergebnisse der einzelnen Auswertemodelle gute Übereinstimmung, und es läßt sich kein Modell hervorheben. Zu bemerken ist jedoch, daß die Untersuchungen noch nicht abgeschlossen sind.

Thema 5: *Daten Management und Datenverarbeitung*. *Sellge* ging ausführlich auf den Aufbau der ALK-Datenbasis ein, wobei zwischen Punkt-, Messungs- und grafischen Daten unterschieden wird. Anschließend wurde von *Augath* der Einsatz dieser Datenbasis für die Ermittlung von rezenten Krustenbewegungen erläutert. Dabei ist zwischen notwendigen und zusätzlich möglichen Daten zu unterscheiden, wobei auch der Datenschutz zu beachten sein wird.

Abschließend fanden noch Sitzungen der UELN- und der RCM-Subkommissionen statt, in der die Delegierten der beteiligten Länder über den Stand der Arbeiten in ihrem Land berichteten.

Als Ergebnis der Vorträge und Diskussionen wurden 9 Resolutionen verabschiedet, von denen die wichtigsten gekürzt wiedergegeben werden:

Res. 1: Gründung einer neuen Subkommission mit dem Ziel der Errichtung eines kinematischen Höhensystems in Europa.

Res. 2: Einbeziehung von neuen Meßtechniken (GPS) in ein neu zu schaffendes Höhensystem.

Res. 3: Gründung einer neuen Subkommission für die Bestimmung eines detailreichen europäischen Geoides, um die Ergebnisse der neuen Meßtechniken mit den herkömmlichen Messungen kombinieren zu können.

Res. 4: Weitere Studien der systematischen und zufälligen Fehler bei den verschiedenen Meßtechniken; weitere Untersuchungen für die optimale Kombination verschiedener Höhenmeßtechniken; Verbesserung der Zuverlässigkeit der Netze I. Ordnung durch Einbeziehung von Netzen niedriger Ordnung.

Res. 5: Einbeziehung von hochgenauen absoluten und relativen Schweremessungen, um in Kombination mit Höhenmessungen die Änderungen des Potentialfeldes zu ermitteln und damit echte vertikale Krustenbewegungen.

Abschließend muß noch dem Geodätischen Institut der Technischen Universität Hannover als Veranstalter dieses Symposiums, das von 120 Kollegen aus 20 Nationen besucht wurde, vor allem aber Prof. *Pelzer* und Prof. *Niemeier*, für die hervorragende Organisation gedankt werden. Trotz der äußerst intensiven Vortrags- und Diskussionszeiten kamen auch die geselligen Veranstaltungen, die auch einen über das Fachliche hinausgehenden Kontakt ermöglichten, nicht zu kurz. Die Vorträge dieses Symposiums werden im Frühjahr 1987 in gedruckter Form als Proceedings erscheinen.

Norbert Höggerl

Technische Universität Graz

Nach zweijährigen Bemühungen um die Nachbesetzung der Planstelle eines außerordentlichen Universitätsprofessors mit fachlicher sowie personeller Umorganisation des Institutes für Angewandte Geodäsie und Photogrammetrie der Technischen Universität Graz übernimmt mit erstem Oktober der neuernannte

a. o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Bernhard Hofmann-Wellenhof

die Leitung der Abteilung Landesvermessung. Der bisherige Abteilungsleiter,

o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Brandstätter,

übernimmt zum selben Datum die Leitung der Abteilung Photogrammetrie und Fernerkundung. Diese ist seit zwei Jahren führungslos und es soll nun neben den traditionellen Bereichen mit den drei Schwerpunkten Stereobildverarbeitung, Stereomikrophotogrammetrie und photographische Satellitenbeobachtung (Observatorium Lustbühel) versucht werden, wieder an die große photogrammetrische Tradition der TU Graz anzuknüpfen.

Am 25. November 1986 haben folgende Kandidaten die II. Diplomprüfung aus dem Vermessungswesen mit Erfolg abgelegt:

Michael Johannes *Foltin*: Diplomarbeit: Über die digitale Katastralmappe der Stadt Linz

Heinz *Grünzwei*: Diplomarbeit: Perspektive Fassadenkonstruktion in gegebenen architektonischen Ensembles mit Hilfe der digitalen Bildverarbeitung

Johann *Reifeltshammer*: Diplomarbeit: Bündelausgleichung mit zusätzlichen Beobachtungen und automatischer Fehlersuche

Technische Universität Wien

Dipl.-Ing. Kurt Novak wurde am 19. 12. 1986 mit der Dissertation „**Orientierung von Amateuraufnahmen ohne Paßpunkte**“ zum Dr.-techn. promoviert. Referent war Prof. Dr. K. Kraus, Korreferent Prof. Dr. H. Stachel.

Autorreferat

In der terrestrischen Photogrammetrie sind oft Bildverbände vorhanden, die mittels Bündeltriangulation iterativ verknüpft werden können. Zur Bestimmung der inneren und äußeren Orientierung benötigt man üblicherweise Paßpunkte am Objekt; für die Unbekannten des Ausgleichs müssen Näherungswerte eingeführt werden.

In dieser Arbeit werden Algorithmen angegeben, die es ermöglichen, die Orientierungselemente nur aus den Bildkoordinaten zu ermitteln. Diese Verfahren setzen weder Näherungswerte noch Paßpunkte voraus, man muß allerdings gewisse Informationen über das abgebildete Objekt besitzen. Die Feldarbeit reduziert sich somit auf das Photographieren des Objekts und die Messung einer Referenzstrecke.

Es wird ein Algorithmus präsentiert, der die relative Orientierung zweier Meßaufnahmen eines ebenen Vierecks ermöglicht. Zur Ermittlung eines Skalierungsfaktors muß eine Strecke am Objekt bekannt sein. Daraus ergibt sich ein Verfahren zur Bestimmung der Kammerkonstanten aus drei Amateurbildern. Sind im Objektraum orthogonale Richtungen bekannt, so kann die gesamte innere Orientierung berechnet werden. Diese Methode wird aus einem graphischen Verfahren der darstellenden Geometrie abgeleitet und für photogrammetrische Zwecke adaptiert.

Für die genannten Verfahren werden Genauigkeitsuntersuchungen durchgeführt und etwaige gefährliche Aufnahmeanordnungen beschrieben. An praktischen Beispielen werden die Algorithmen erprobt und Näherungswerte für einen anschließenden Bündelausgleich ermittelt. Ein Vergleich der Ergebnisse zeigt, daß diese Verfahren für viele Anwendungen direkt eingesetzt werden können. Die Dissertation ist in den Geowissenschaftlichen Mitteilungen der TU Wien, Heft 28, 1986, veröffentlicht.

Folgende Kandidaten haben im November 1986 die II. Diplomprüfung aus Vermessungswesen an der TU Wien erfolgreich abgelegt:

Martin *Ehgartner*: Diplomarbeit: Photogrammetrische Waldzustandserfassung im Raum Ranshofen

Herbert *Kaindl*: Diplomarbeit: Erprobung des digitalen Bildverarbeitungssystems DIPIX und Einsatz für praktische Anwendungen

Ralph *Krieglsteiner*: Diplomarbeit: Zielhilfen in der Landesvermessung

NEU

 Das Digitalisiergerät der 3. Generation

DIGITALES KOORDINATEN-, FLÄCHEN- UND LÄNGENMESSGERÄT



X-PLAN 360 iR

- Koordinaten 0,1 mm genau
- Ursprung und Achse frei wählbar
- Distanzen, Umfang, Fläche gleichzeitig
- Messeinheiten und Maßstäbe individuell
- Sammel- und Durchschnittswerte
- Gerade und Kreisbögen in Einzelpunktmessung
- Folgepunktnummern automatisch

NEU
mit RS 232 C für
Computer/Miniprinter-
anschluß

ra-rost
A-1151 WIEN, MÄRZSTRASSE 7
TELEFON 0222/92 32 31-01, 92 32 32-01, 92 32 33 55-01

Persönliches

Professor Hauer zum 80. Geburtstag

Professor Dr. Friedrich Hauer feierte am 1. September 1986 seinen 80. Geburtstag, der der Tradition der Studienrichtung Vermessungswesen an der TU Wien entsprechend, in festlichem Rahmen im Kreise seiner ehemaligen Assistenten, Mitarbeiter und Freunde und mit der jetzigen Belegschaft der Abteilung Ingenieurgeodäsie begangen wurde.

Ich möchte hier nur kurz das Lebensbild des Jubilars skizzieren, der stets als ein Geodät im wahren Sinne des Wortes gewirkt und gelebt hat.

Hauer wurde am 1. September 1906 in Thaya, Niederösterreich, geboren, besuchte dort die Volksschule und 1917 bis 1924 die Realschule in Waidhofen an der Thaya. In Wien inskribierte er sodann gleichzeitig, seinen weit gestreuten Interessensgebieten entsprechend, Bauingenieurwesen und Vermessungswesen an der Technischen Hochschule, wie auch astronomische und mathematisch-physikalische Vorlesungen an der philosophischen Fakultät der Universität. Am 27. Juni 1932 legte er die 2. Staatsprüfung aus Vermessungswesen ab und wurde zunächst wissenschaftliche Hilfskraft, sodann wissenschaftlicher Assistent bei den Professoren Schumann und Hopfner an der Lehrkanzel für Höhere Geodäsie und Sphärische Astronomie an unserer Hochschule. Bereits am 15. Dezember 1934 wurde er zum Doktor der Technischen Wissenschaften promoviert.

Neben seiner Forschungstätigkeit war er mit besonderer Intensität in den Lehrbetrieb integriert. Von der vorzeitigen Pensionierung Hopfners im Frühjahr 1938 bis zu dessen Rückkehr 1945 sowie neuerlich nach dessen tragischem Unfalltod 1949 supplierte er im Wintersemester 1949/50 sämtliche Gegenstände der Lehrkanzel für Höhere Geodäsie und Sphärische Astronomie. Wegen des kriegsbedingten Assistentenmangels half Hauer auch beim Übungsbetrieb der Institute für Allgemeine und Angewandte Geodäsie aus. Nach dem Ableben von Professor Dokulil supplierte er ab Herbst 1947 teilweise am Institut für Allgemeine Geodäsie.

Trotz dieser Belastung habilitierte sich Hauer am 25. Juni 1940 aus Landesvermessung und Kartenentwurfslehre.

Im Juni 1949 erlangte er die Befugnis eines Ingenieurkonsulenten für Vermessungswesen.

Mit 18. Feber 1950 wurde er zum Ordentlichen Professor für Geodäsie und zehnten Vorstand des Instituts für Allgemeine Geodäsie ernannt. Hauer war erst 43 Jahre alt, was zur damaligen Zeit ein Novum darstellte.

Dort entfaltete er eine überaus fruchtbare Lehrtätigkeit. Die meisten Vermessungsschaffenden unseres Bereichs sind durch Hauers Schule gegangen und erinnern sich an die außerordentliche Klarheit in Aufbau und Sprache seiner Vorlesungen, die alle Probleme der Vermessungskunde umfaßten.

Seine eigene Forschungstätigkeit sowie die seines Instituts war von steter Anpassung an aktuelle Probleme gekennzeichnet. Besondere Erwähnung gebührt dem Aufbau des inter fakultären Rechenzentrums an der Technischen Hochschule in Wien zur Unterstützung der praktischen Arbeiten des Vermessungswesens. Die im Rahmen seines Instituts erstellten Programme für elektronische Tisch- und Taschenrechner machten sein Institut europaweit bekannt; die Programmsammlungen mußten in mehreren Auflagen, auch fremdsprachig, herausgegeben werden.

In seinen vielfältigen Funktionen, die er vor allem an der Technischen Hochschule Wien ausübte, war er sehr erfolgreich: Seit 1949 Mitglied der Kommission für die II. Staatsprüfung aus dem Vermessungswesen; von Mai 1950 bis September 1960 zweiter Stellvertreter des Vorsitzenden, seit Oktober 1960 auch Vorsitzender dieser Kommission; seit März 1950 Mitglied der Kommission für die zweite Staatsprüfung aus dem Bauingenieurwesen.

Von 1955 bis 1970 auch Prüfungskommissär für die zweite forsttechnische und die zweite kulturtechnische Staatsprüfung an der Hochschule für Bodenkultur; seit Dezember 1956 fachtechnisches Mitglied des Patentgerichtshofes.

Für das Studienjahr 1954/55 wurde Hauer vom Professorenkollegium zum Dekan der Fakultät für Angewandte Mathematik und Physik und für das Studienjahr 1955/56 zum Dekan der Fakultät für Naturwissenschaften gewählt. Er war Vorsitzender zahlreicher Berufungskommissionen sowie seit 1960 Vorsitzender des Ehrungsausschusses der Technischen Hochschule in Wien; seit April 1952 Leitungsmittglied des Österreichischen Vereins für Vermessungswesen und der Österreichischen Gesellschaft für Photogrammetrie und seit 1973 Vizepräsident der Kooperation beider wissenschaftlicher Vereinigungen; seit 1950 Mitglied der Österreichischen Kommission für die Internationale Erdmessung und seit 1972

Präsident dieser Kommission; Korrespondierendes Mitglied der Deutschen Geodätischen Kommission bei der Bayrischen Akademie der Wissenschaften und Kuratoriumsmitglied des Instituts für Kartographie der Österreichischen Akademie der Wissenschaften. Vom Bundespräsidenten mit Entschließung vom 27. Juni 1968 durch Verleihung des Großen Silbernen Ehrenzeichens für Verdienste um die Republik Österreich ausgezeichnet, erfolgte am 24. August 1982 die Verleihung des Goldenen Ehrenzeichens für Verdienste um das Land Wien. Am 13. Juni 1983 konnte er das Goldene Ingenieurdiplom und am 23. Jänner 1985 das Goldene Doktordiplom in Empfang nehmen.

Weiters war Hauer seit der Einrichtung der Studienkommission für Vermessungswesen von 1970 bis 1972 deren Vorsitzender. In dieser Zeit kamen durch seinen großen persönlichen Einsatz und sein pragmatisches Geschick sehr bald praktikable und sinnvolle Studienvorschriften zustande.

Als Kongreßdirektor wurde er mit der Organisation des zehnten Kongresses der Fédération Internationale des Géomètres in Wien betraut und leitete auch die Vorbereitungen für die 100-Jahr-Feier der Österreichischen Kommission für die Internationale Erdmessung.

Seine Persönlichkeit ist vor allem durch besondere Korrektheit in allen Belangen des Lebens geprägt.

Bei seinen Assistenten war und ist der Jubilar geachtet und beliebt zugleich. Er zwang niemand seine Meinung und seine Lieblingsthemen auf, förderte aber jede sinnvolle Eigeninitiative bedingungslos.

In seiner Konsulententätigkeit kam ihm sein angeborener Sinn für wohlverstandene Exaktheit besonders zugute. Seine Ingenieurttätigkeit brachte ihm sowohl in technischer als auch wirtschaftlicher Hinsicht den Ruf überdurchschnittlicher Seriosität ein.

Wie aus seiner Laufbahn zu ersehen ist, war er jeder Neuerung gegenüber aufgeschlossen und gab sich auch am Ende seiner akademischen Tätigkeit niemals mit dem Erreichten und Gesicherten zufrieden.

Im Privatleben, das er niemals mit dem Beruf zu verbinden trachtete, ist er ein vorbildlicher Familienvater und ein Gesprächspartner von natürlicher Herzlichkeit.

Wir wünschen dem Jubilar, daß er noch viele gesunde Jahre im Kreise seiner Familie, seiner ehemaligen Schüler und Mitarbeiter, seiner Kollegen und Freunde verbringen möge.

H. Schmid

Ehrung

Herrn em. o. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. DDr.-Ing. e. h. *Karl Rinner*, Technische Universität Graz, wurde am 11. November 1986 die Ehrenmitgliedschaft der Deutschen Gesellschaft für Photogrammetrie und Fernerkundung e. V. (Bonn — Bad Godesberg) verliehen.

Die Begründung dieser Würdigung bestand in seinen Verdiensten um die moderne Darstellung der mathematischen Zusammenhänge der analytischen Photogrammetrie und deren Bereicherung um interessante Algorithmen sowie in der Bearbeitung des Bandes „Photogrammetrie, 1971“ des Handbuchs für Vermessungskunde.

Der Österreichische Verein für Vermessungswesen und Photogrammetrie gratuliert zu dieser hohen Auszeichnung herzlichst!

Ehrenpräsident Dipl.-Ing. Friedrich Hrbek Leiter des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen

Mit Wirksamkeit vom 1. Jänner 1987 wurde der bisherige Leiter der Gruppe Kataster, Grundlagenvermessung, Staatsgrenzen im Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen, Vizepräsident Dipl.-Ing. Friedrich Hrbek, mit der Leitung dieses Amtes betraut. Dipl.-Ing. Hrbek folgt damit Präsident Dipl.-Ing. Dr. techn. Friedrich Rotter nach, der mit Ablauf des Jahres 1986 in den wohlverdienten Ruhestand trat. Die feierliche Verabschiedung von Präsident Rotter wurde vom Bundesminister für Bauten und Technik Dr. Heinrich Übleis am 15. Dezember 1986 im Festsaal des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen vorgenommen. Im Anschluß an die Verabschiedung des scheidenden Präsidenten fand die Amtseinführung seines Nachfolgers Dipl.-Ing. Hrbek statt.



Mit Dipl.-Ing. Hrbek wurde erstmals eine Persönlichkeit in jungen Jahren mit der verantwortungsvollen Funktion eines Leiters des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen (BEV) betraut. Präsident Hrbek, Jahrgang 1935, trat unmittelbar nach Ablegung der 2. Staatsprüfung aus dem Vermessungswesen an der Technischen Hochschule in Wien in die Dienste des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen. Nach kaum dreijähriger Dienstzeit wurde Präsident Hrbek im Jahre 1962 bereits mit der Leitung des Vermessungsamtes Korneuburg betraut. Ab Oktober 1967 war Präsident Hrbek in der Abteilung für Technisch-administrative Angelegenheiten im Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen als Referent tätig.

Vom 1. März 1971 bis 31. Juli 1975 wurden von Dipl.-Ing. Hrbek die Belange des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen im Bundesministerium für Bauten und Technik wahrgenommen. Wieder im Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen bekleidete Hrbek zunächst die Funktion des Vermessungsinspektors für Wien, Niederösterreich und Burgenland und leitete ab Jänner 1978 jene Abteilung, der er bereits als Referent angehört hatte.

Mit Ablauf des Monats März 1982 trat der damalige Leiter der Gruppe Kataster, Grundlagenvermessungen, Staatsgrenzen, Vizepräsident des BEV Dipl.-Ing. Otto Kloiber, in den Ruhestand. Zum Nachfolger in dieser Funktion wurde Dipl.-Ing. Hrbek bestellt, der nach dem unerwarteten Ableben des Leiters des Präsidiums, Vizepräsident Dipl.-Ing. Leopold Schreiber, auch die Funktion des Stellvertreters des Leiters des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen übernehmen sollte.

Neben seiner Tätigkeit im Zusammenhang mit der Neuordnung der Rechtsvorschriften für einen zukunftsorientierten Kataster widmete sich Präsident Hrbek vor allem neuen automationsunterstützten Verfahren zur Führung des Grenzkatasters. Seine Forschungs- und Entwicklungstätigkeit im Rahmen der Mitarbeit in dem beim Bundesministerium für Bauten und Technik eingerichteten EDV-Ausschuß hat maßgeblich zum vielbeachteten Abschluß der Einrichtung der Grundstücksdatenbank Ende 1984 geführt. Gleichzeitig damit wurde die Koordinatendatenbank der etwa 50 000 Triangulierungspunkte eingerichtet und die Erfassung der Daten für die Einrichtung der Koordinatendatenbank der Grenzpunkte begonnen. Nicht zuletzt soll erwähnt werden, daß unter den Aktivitäten von Dipl.-Ing. Hrbek auch die Vorbereitungsarbeiten für den Aufbau einer Katastermappe in digitaler Form eingeleitet worden sind.

Diese Leistungen haben in bemerkenswerter Weise ihre Anerkennung darin gefunden, daß das Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen und seine Einrichtungen immer mehr zum Treffpunkt in- und ausländischer Fachleute geworden sind. Ist es doch der Initiative von Präsident Hrbek zu verdanken, daß die Kontakte mit den Leitern der Vermessungsverwaltungen der an Österreich angrenzenden Länder im Westen vertieft sowie im Osten erfreulicherweise aufgebaut werden konnten.

Es hieße jedoch ein unvollständiges Bild des neuen Leiters des BEV zu zeichnen, wenn die Tätigkeiten in den verschiedensten Organisationen unerwähnt bleiben sollten. Neben der Bestellung zum Mitglied der beim Bundesministerium für Bauten und Technik eingerichteten ADV-Kommission wurde Hrbek als Vertreter des Bundes zu einem der beiden Vorsitzenden der im Rahmen der Österreichischen Raum-

ordnungskonferenz eingerichteten Arbeitsgruppe „Plangrundlagen“ des Unterausschusses der Stellvertreterkommission „Realisierung“ nominiert. Darüber hinaus erfolgte im Jahre 1986 über Antrag des Präsidenten des Österreichischen Statistischen Zentralamtes vom Bundeskanzler die Berufung zum Mitglied des Fachbeirates für Organisationsfragen.

Die hohe fachliche Qualität von Präsident Hrbek führte zu Berufungen in die verschiedensten Prüfungskommissionen im Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen, beim Bundeskanzleramt, beim Amt der Wr. Landesregierung und bei der Bundes-Ingenieurkammer für Wien, Niederösterreich und Burgenland. Seit dem Jahr 1980 unterrichtet Präsident Hrbek als Lehrbeauftragter an der Technischen Universität in Wien und an der Universität für Bodenkultur das Fach Katasterwesen und wurde in der Folge auch zum Prüfungskommissär für die 2. Diplomprüfung an den beiden Hohen Schulen ernannt.

Das so erfolgreiche Wirken von Präsident Hrbek fand auch die entsprechende Würdigung insbesondere durch die Verleihung des Goldenen Ehrenzeichens für Verdienste um die Republik Österreich im Jahre 1984.

Präsident Hrbek hat eine verantwortungsvolle Funktion übernommen, in einer Zeit, in der es auch darum geht, das Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen nach den Grundsätzen einer wirtschaftlichen und sparsamen Verwaltung zu führen, die im Maß- und Eichgesetz sowie im Vermessungsgesetz verankerten Aufgaben bestmöglich zu vollziehen und dabei insbesondere die Zusammenarbeit mit allen auf dem Gebiet des Eich- und Vermessungswesens Tätigen noch zu intensivieren.

Der Österreichische Verein für Vermessungswesen und Photogrammetrie wünscht seinem ehemaligen Präsidenten und nunmehrigen Ehrenpräsidenten viel Erfolg bei der Erfüllung seiner großen Aufgabe.

Günter Schuster

Hofrat Dipl.-Ing. Rainer Kilga – Bestellung zum Leiter der Gruppe Landesaufnahme des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen

Nach Übertritt des Leiters der Gruppe Landesaufnahme Hofrat Dipl.-Ing. Dr. techn. J. Bernhard in den Ruhestand wurde Hofrat Dipl.-Ing. Rainer Kilga mit Wirksamkeit vom 1. Dezember 1986 mit dieser Funktion betraut.

Hofrat Kilga trat nach der an der Technischen Hochschule Wien mit Auszeichnung abgelegten II. Staatsprüfung der Studienrichtung Vermessungswesen am 24. Feber 1958 in das BEV ein und wurde dem Vermessungsamt Wien zur Dienstleistung zugeteilt. Die Prüfung für den Höheren technischen Dienst legte Hofrat Kilga am 25. Feber 1959 wieder mit Auszeichnung ab. Nach mehrjähriger Tätigkeit beim Vermessungsamt Wien erfolgte am 4. April 1963 seine Versetzung zur Abteilung K 3 (Triangulierung), wo ihm auch später die Leitung des Referates 2 (Auswertung) übertragen wurde.

Kilga hat sich bereits damals sowohl durch besondere Kenntnisse und Initiative, als auch durch beispielhaften persönlichen Einsatz ausgezeichnet.

Aus dieser Zeit sind besonders seine Entwicklungsarbeiten zur Einführung der elektronischen Streckenmessung und die Organisation der Hubschraubereinsätze im Rahmen der Hochgebirgsaußendienste, sowie seine Initiative bei der Schaffung des neuen Österreichischen Grundlagentetzes hervorzuheben. Nicht zuletzt diese Leistungen hatten einen wesentlichen Anteil ihn mit Wirksamkeit vom 1. Jänner 1984 mit der Leitung seiner Abteilung K 3 (Triangulierung, nunmehr: Festpunktfeld) unbeschadet seiner Funktion als Leiter des Referates 2 dieser Abteilung zu betrauen.

Neben diesen Aufgaben ist Hofrat Kilga seit 1972 auch Mitglied der Prüfungskommission für den fachlichen Vermessungsdienst, seit 1977 auch für den gehobenen Dienst und seit 1982 für den Höheren technischen Dienst im Eich- und Vermessungswesen.

Wenn nunmehr Hofrat Dipl.-Ing. Rainer Kilga mit der Leitung der Gruppe Landesaufnahme betraut wurde, so ist dies nicht nur eine Auszeichnung seiner bisherigen Tätigkeit, sondern auch eine neue Herausforderung, zu der ihm alle Kollegen und Mitarbeiter das Beste wünschen.

L. Strenn

Hofrat Dipl.-Ing. Günter Schuster
Leiter der Gruppe „Kataster, Grundlagenvermessungen, Staatsgrenzen“
im Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen

Mit Wirksamkeit vom 1. Jänner 1987 wurde Hofrat Dipl.-Ing. Günter Schuster bei gleichzeitiger Enthebung von der Leitung der Abteilung „Planung, Organisation, Verwaltung“ zum Leiter der Gruppe „Kataster, Grundlagenvermessungen, Staatsgrenzen“ im Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen bestellt. Dipl.-Ing. Günter Schuster war vor seiner Übernahme in den Personalstand des BEV bis zum Jahre 1973 als Hochschulassistent in Graz und Wien tätig. Er hat seinen Dienst beim Vermessungsamt Neusiedl am See im Feber 1973 angetreten. 1974 wurde Dipl.-Ing. Schuster zum Vermessungsamt Bruck an der Leitha versetzt und mit dessen Leitung am 1. Feber 1975 betraut. Noch im August dieses Jahres wurde er zusätzlich auch zum Leiter des Vermessungsamtes Neusiedl am See bestellt.

Im Jahre 1978 wurde Dipl.-Ing. Günter Schuster beim Vermessungsinspektor für Wien, Niederösterreich und Burgenland als Referent für technische Angelegenheiten eingesetzt. In dieser Funktion oblag ihm die technische Koordination der 26 Vermessungsämter in den drei Bundesländern. Eine Aufgabe, der sich Dipl.-Ing. Schuster mit hervorragendem Erfolg widmete.

Mit 1. Dezember 1979 wurde er zur Abteilung K 1 „Technisch-administrative Angelegenheiten“ versetzt und dort mit der Leitung des Referates 1 „Technische Angelegenheiten“ betraut. In dieser Eigenschaft hatte er maßgeblichen Anteil an der Gesamtkoordination aller 68 Vermessungsämter Österreichs auf technischem Gebiet. In Würdigung seiner bisherigen ausgezeichneten dienstlichen Erfolge wurde Dipl.-Ing. Schuster mit 1. April 1982 mit der Leitung der Abteilung K 1, deren Bezeichnung nunmehr „Planung, Organisation und Verwaltung“ lautet, betraut.

Als Leiter der Abteilung „Planung, Organisation, Verwaltung“ hat Hofrat Dipl.-Ing. Günter Schuster überaus erfolgreich die Erstellung der im Zusammenhang mit der Neuanlegung und Führung des Grenzkatasters stehenden Planungsprogramme und deren koordinierten Vollzug betreut, an der Erstellung von Grundlagen für gesetzliche Neuregelungen mitgewirkt sowie die Planung und Koordination der Ausstattung der Dienststellen der Gruppe „Kataster, Grundlagenvermessungen, Staatsgrenzen“ mit Instrumenten und Geräten wahrgenommen.

Darüber hinaus gehört Dipl.-Ing. Schuster der Prüfungskommission für den fachlichen Vermessungsdienst und der Prüfungskommission für den gehobenen Vermessungsdienst im BEV sowie der Prüfungskommission für die Ziviltechnikerprüfung beim Landeshauptmann Wien an. Als Vertreter des BEV wirkt Hofrat Dipl.-Ing. Günter Schuster darüber hinaus in mehreren Fachnormenausschüssen sowie in der Abteilung für Kartographische Ortsnamenkunde der Österreichischen Geographischen Kommission mit.

In Anerkennung seiner Verdienste wurde Hofrat Schuster vom Bundespräsidenten mit Entschliebung vom 24. März 1986 das Goldene Ehrenzeichen für Verdienste um die Republik Österreich verliehen.

Neben seinem großen, dem Dienstvollzug gewidmeten Engagement, hat Hofrat Dipl.-Ing. Günter Schuster seit seiner Versetzung nach Wien im Österreichischen Verein für Vermessungswesen und Photogrammetrie mitgewirkt und durch die Betreuung des Ressorts „Fachliche Exkursionen“ wesentlich zum Gelingen des 1. Österreichischen Geodätentages 1982 in Wien beigetragen.

Am 7. April 1983 wurde Hofrat Dipl.-Ing. Günter Schuster über Vorschlag der Arbeitsgemeinschaft der Diplomingenieure im Bundesvermessungsdienst im Rahmen der 32. Hauptversammlung des Österreichischen Vereines für Vermessungswesen und Photogrammetrie zu dessen Präsidenten gewählt. In dieser Funktion ist es ihm in enger und überaus erfolgreicher Zusammenarbeit mit allen Vermessungsschaffenden Österreichs gelungen, die mit dem Geodätentag in Wien begonnene internationale Zusammenarbeit fortzusetzen. Seine zukunftsgerichtete Planung ist durch die anspruchsvolle Vortragsreihe des Vereines und durch die Abwicklung des 2. Österreichischen Geodätentages 1985 in Graz glänzend unterstrichen worden, in dessen Rahmen Hofrat Dipl.-Ing. Schuster anlässlich der 33. Hauptversammlung in seiner hervorragenden Funktion bestätigt wurde.

Am Ende dieses Berichtes über Hofrat Dipl.-Ing. Günter Schuster soll daher neben einer herzlichen Gratulation zur Betrauung mit der verantwortungsvollen Funktion des Gruppenleiters „Kataster, Grundlagenvermessungen, Staatsgrenzen“ nur der Wunsch stehen, daß ihm auch in dieser Funktion im Interesse der Kollegenschaft und des Vermessungswesens viel Erfolg beschieden sein mögen.

A. Hochwarter

Buchbesprechung

Petrahn/Focke, Lehrbuch Vermessungsarbeiten, Format 24 x 17 cm, steif gebunden; Band 1 von Günther Petrahn, 268 Seiten, 322 Zeichnungen, 70 Photos, 40 Tabellen, 1. Auflage 1985, öS 140,40; Band 2 von Gerd Focke und Autorenkollektiv, 244 Seiten, 230 Abbildungen, 43 Tabellen, 1. Auflage 1985, öS 140,40. VEB Verlag für Bauwesen, DDR-1086 Berlin, Französische Straße 13/14

Neben den klassischen Ausbildungsstätten, den Schulen und Universitäten, sind zusammen mit der stürmischen Entwicklung unserer Technik eine Reihe anderer Bildungsinstitutionen entstanden, die sich als Akademie, Seminar, Kurs, Lehrgang, Fachtagung usw. sehr unterschiedlich bezeichnen. Letzteren ist gemeinsam, daß gedruckte Bücher über den angebotenen Lehrstoff nicht vorhanden sind. Zwar erhalten die Teilnehmer meistens schriftliche Lehrgangsunterlagen, die jedoch den Anforderungen, die man an ein Lehrbuch stellen kann und soll, nicht entsprechen. Das muß schon aus wirtschaftlichen Gründen so sein, weil sich sonst die oft recht kostspieligen Kurse nicht mehr verkaufen würden. Der stets präsente Wissensspeicher eines Lehrbuches mit seiner Systematik und seinen unentbehrlichen Hilfsverzeichnissen kann durch kein anderes Medium ersetzt werden. An Lehrbüchern auf dem engen Fachgebiet des Vermessungswesens in Österreich besteht indessen ein echter Mangel.

Die letzte Ausgabe des Hand- und Lehrbuches der niederen Geodäsie von F. Hartner, J. Wastler und E. Doležal erschien 1921; dieses umfassende dreibändige Werk ist heute noch nützlich, um bestimmte Auskünfte zu erhalten. Ein vergleichbares Buch ist seitdem in Österreich nicht mehr entstanden. Dem Wissendurstigen oder dem Lehrer, der seinen Schülern ein Lehrbuch an die Hand geben will, bleibt daher nichts anderes übrig, als in das deutsche Ausland auf Suche zu gehen. Der Rezensent stieß dabei auf das zweibändige Lehrbuch *Vermessungsarbeiten* von Petrahn und Focke, das er einer Besprechung für wert hielt, wie sie nun folgen soll.

Das Buch ist in erster Linie für die Ausbildung von Lehrlingen zum Vermessungsfacharbeiter (unserem Vermessungstechniker) gedacht und in der DDR verbindlicher Lehrbehelf. Als Redaktions-schluß sind der 29. 2. 1984 und der 30. 1. 1984 angegeben. Das Werk ist zweispaltig gedruckt, mit fett gedruckten und zusätzlich durch Signaturen hervorgehobenen grundsätzlichen Aussagen, was das Zurechtfinden leicht macht. Der Text bietet in kurz gefaßter Form die Fakten. Dann folgen Arbeitsanweisungen, die auch die Fehlerquellen und den Arbeitsschutz einschließen. Jedem Abschnitt sind Aufgaben, Rechenbeispiele und Übungsbeispiele angefügt, deren Ausführung im allgemeinen erläutert wird. Gerade diese Gegebenheit ist ein Vorzug der Publikation und für den Schüler von erheblicher Bedeutung, weil er im Erlernen Fertigkeit und Sicherheit erlangen kann, wenn er die Aufgaben löst.

Der Band 1 behandelt die Vermessungskunde, die Instrumentenkunde und das geodätische Rechnen. In der Einführung wird ein kurzer Abriss der Geschichte des Vermessungswesens gegeben, aus dem man u. a. entnehmen kann, daß für das Territorium der DDR ein 1956 begonnenes und 1969 abgeschlossenes Kartenwerk im Maßstab 1:10000 vorliegt. Manche der verwendeten Begriffe, wie etwa horizontalstabilisierendes Element (Kompensator), Mikro-speicherung der Dokumentation (Datenspeicherung), allgemeine operative Vermessung und andere weichen von den bei uns gebräuchlichen Bezeichnungen ab oder sind neu, wie z. B. Technologie-katalog. Entsprechendes gilt für die Grundlagen der Koordinatensysteme: Die Höhe des Pegels von Kronstadt und das Erdellipsoid von Krassowski.

Der bei uns übliche Begriff des mittleren Fehlers ist durch die Standardabweichung ersetzt. Die vorgeschriebenen Genauigkeiten sind durch Genauigkeitsklassen bestimmt; die entsprechenden technischen Vorschriften fehlen in dem Buch. Es sei bei dieser Gelegenheit angeregt, bei einer Novelle unserer Vermessungsverordnung vom Begriff der Fehlergrenze abzugehen, die bei Fachfremden häufig falsch interpretiert wird, und stattdessen den Ausdruck zulässige Abweichung oder Toleranz einzuführen.

In dem Abschnitt Instrumentenkunde werden ausschließlich Geräte ostdeutscher Provenienz behandelt. Die heute schon klassischen Instrumententypen, wie Redta, Dahlta, Libellennivellier usw. werden ausführlich beschrieben. Ebenso werden den mechanischen Rechenmaschinen fast vier Seiten gewidmet. Die Einteilung der Taschenrechner erfolgt nach ihrer Logik. Das geodätische Rechnen wird an Hand von Vordrucken und Taschenrechnern gelehrt. Beispiele werden aus der orthogonalen Aufnahme und der Ingenieurgeodäsie u. a. gewählt. Computer, Drucker und Plotter werden nicht behandelt. Das Literaturverzeichnis führt 16 ostdeutsche Werke an. Das Sachwörterverzeichnis am Schluß ist knapp gehalten.

Der Band 2 enthält die Kartenherstellung, die Photogrammetrie, die Ingenieurgeodäsie, die Liegenschaftsdokumentation und die Liegenschaftsvermessung. Es wird zunächst die konventionelle Herstellung „großmaßstäbiger“ Karten und topographischer Karten beschrieben. Sodann folgen die Grundlagen der Photogrammetrie, die Aerophotogrammetrie und die terrestrische Photogrammetrie mit interessanten Beispielen, schließlich die Orthophototechnik und die Luftbildinterpretation.

Im Teil Ingenieurgeodäsie werden Trassierungsaufgaben, Aufnahme und Entnahme von Profilen, Massenberechnungen, Gebäudeaufnahmen, Absteckungen von Bauwerken, Lotungen, Baukontrollmessungen, Bauwerksüberwachungsmessungen und die Grundlagen der Eisenbahnvermessung dargestellt. Es ist ein sehr knappes, aber umfassendes Kompendium der Ingenieurgeodäsie, das hier gebracht wird.

Die Liegenschaftsdokumentation gliedert sich in das Grundbuch, das Liegenschaftskataster, beide im wesentlichen unseren Einrichtungen entsprechend, sowie das uns fremde Wirtschaftskataster (EDV im Gange). Die Notwendigkeit der letzteren Einrichtung ergab sich offensichtlich durch die Schaffung von landwirtschaftlichen Produktionsgenossenschaften. Die früheren Bauern sind Eigentümer ihrer Grundstücke geblieben, die aber von den Genossenschaften bewirtschaftet werden. Das Wirtschaftskataster dient nun der Darstellung der sich daraus ergebenden Nutzungsrechtsgrenzen und Nutzungsartgrenzen. Die Einteilung der 18 Nutzungs- und Kulturarten weist eine einleuchtende Systematik auf. Urkundsvermessungen dürfen nur von Inhabern einer Urkundsvermessungsberechtigung ausgeführt werden. Dieser letzte Abschnitt bietet einen instruktiven Einblick in das System sozialistischer Bodenbewirtschaftung und Raumplanung. Ein 30 ostdeutsche Werke umfassendes Literaturverzeichnis und ein sparsames Sachwörterverzeichnis schließen das Buch ab.

Das Lehrbuch ist in seiner Diktion und seinem Aufbau als höchst gelungen zu bezeichnen. Wie schon in der Besprechung angeklungen, ist eine Verwendung in der Ausbildung österreichischer Vermessungstechniker nur bei einer gezielten Auswahl zu empfehlen. Wird das berücksichtigt, kann ein Lernender rechten Nutzen aus dem Buch ziehen, wie praktische Erfahrungen gezeigt haben. Es sei an dieser Stelle die Hoffnung geäußert, ein von berufswegen mit der Lehre der Vermessungskunde befaßter Fachkollege möge sich der Aufgabe annehmen, für Österreich ein ähnliches Lehrbuch zu schaffen, wenn gleich die mit einem solchen Vorhaben verbundenen Probleme bekannt sind und auch nicht unterschätzt werden. Eine Variante wäre es, das Werk für österreichische Verhältnisse zu bearbeiten; ein entsprechendes und sehr erfolgreiches Vorbild ist allgemein bekannt. Zum Schluß sei auf den mäßigen Preis der beiden Bände hingewiesen.

Wolfgang Bosse

Zeitschriftenschau

Mitteilungsblatt, Landesverein Bayern, Heft 3/86: *Ziegler, Th.:* Das staatliche Vermessungswesen in Bayern – Wege und Ziele. *Ankenbrand, E.:* Flurbereinigung und Bodenschutz. *Hoermann, W. v.:* Zur Rechtsprechung im Umlageverfahren.

Vermessung, Photogrammetrie, Kulturtechnik, Heft 10/86: *Oettli, H.:* Von der alten Sternwarte Bern zum Gedenkstein des Koordinatensprunges. *Zentralvorstand SVVK, Husmann, X.:* Berufsausübung der Ingenieurgeometer.

Heft 11/86: *Wunderlich, Th.:* Geometrische Methoden der Refraktionsbestimmung. *Schneider, J.-R.:* L'informatique graphique interactive dans la formation du géomètre. *Anneveld, J. C.:* Sicherheit bei Eigentumsgrenzen von Immobilien.

Heft 12/86: *Grimm, K., Frank, P., Giger, K.:* Distanzmessung nach dem Laufzeitmeßverfahren mit geodätischer Genauigkeit. *Flury, A.:* Erfolgskontrolle von Güterzusammenlegungen. *Grunow, H.-G.:* Die automatische Messung von Fließzeiten und die Bestimmung von Fließgeschwindigkeiten in Bergbächen.

Vermessungstechnik, Heft 9/86: *Bürger, M., Illhardt, E.:* Rechnergestützte photogrammetrische Auswertung mit dem DZT 90 x 120/RGS aus dem VEB Carl Zeiss JENA. *Joachim, R., Bach, E.:* Elektronische und optoelektronische Methoden der Fernerkundung. *Lehmann, E.:* Zur Geschichte der Feldmessung auf dem Territorium der Deutschen Demokratischen Republik. *Eck, J., Schmidt, M.:* Programmkonzept zur automatischen Berechnung von Näherungskoordinaten in geodätischen Lagenetzen. *Mühlig, H., Rahne, E.:* Mathematische Modellierung des zeitlichen Setzungsverlaufes bei Wohnungsbauten. *Cacitti, R., Hoffmeister, H.:* Grundlagen des Verfahrens der freien Standpunktwahl.

Heft 10/86: *Marckwardt, W.*: Photogrammetrische On-line-Datenverarbeitung. *Stellmach, C.*: Fernerkundungstechnologien zur Umweltkontrolle von Bergbaufolgelandschaften. *Stoye, H., Schmidt, I.*: Interpretation multispektraler Luftbilder für städtebauliche und territorial-planerische Zwecke. *Sandner, E.*: Einige der ältesten landschaftskundlichen Karten. *Bahnert, G.*: Zur Genauigkeit der Refraktionsbestimmung. *Möbius, G., Oliberius, P.*: Zur Genauigkeit der trigonometrischen Höhenmessung in ingenieurgeodätischen Netzen.

Zeitschrift für Vermessungswesen, Heft 10/86: *Kanngieser, E., Bodenstein, H.*: Methoden zur Ermittlung sanierungsbedingter Werterhöhungen. *Crosilla, F., Marchesine, C.*: Statistische Methoden zur Verbesserung der meteorologischen Korrektur bei Mekometer-Streckenmessungen. *Heck, B., Jäger, R.*: Zur Sensitivität von Strecken- und Streckenverhältnismessungen in Deformationsnetzen. *Teichert, B.-D.*: Das erweiterte Kalman-Filter zur automatischen Zielverfolgung von Mondreflektoren.

Weitere Zugänge zur Vereinsbibliothek

Bill, R.: Kriteriummatritzen ebener geodätischer Netze. *Büllsfeld, F.-J.*: Ein Beitrag zur harmonischen Darstellung des gezeitenerzeugenden Potentials. *Erker, E.*: Möglichkeiten der lokalen Geoidbestimmung im Gebirge. *Heitz, S.*: Grundlagen kinematischer und dynamischer Modelle der Geodäsie (2., erweiterte Auflage). *Kröll, F. S.*: Analyse der Grundlagen für die Entwicklung interaktiver Systeme in der Photogrammetrie. *Schroth, R.*: Ein erweitertes mathematisches Modell der Aerotriangulation zur hochgenauen Punktbestimmung.

Norbert Höggerl

Contents

Bretterbauer, K.: The height problem in geodesy.
 Höggerl, N.: The adjustment of the Austrian levelling network.
 Waalewijn, A.: The Normal Amsterdam Peil (NAP) (The levelling datum gauge of Amsterdam).
 Zeger, J.: The historical development of the Austrian levelling network.

Adressen der Autoren der Hauptartikel

Bretterbauer, Kurt, Dipl.-Ing., Dr. techn., o. Univ.-Prof., Technische Universität Wien, Institut für Theoretische Geodäsie und Geophysik; Gußhausstraße 27–29, A-1040 Wien.
 Höggerl, Norbert, Dipl.-Ing., Rat, Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen, Abt. K 2 (Erdmessung); Schiffamtsgasse 1–3, A-1025 Wien.
 Waalewijn, A., Voorburgseweg 58, 2264 AH Leidschendam, Nederland.
 Zeger, Josef, Dipl.-Ing., Dr. techn., Hofrat, Leiter der Abt. K 2 (Erdmessung), Schiffamtsgasse 1–3, A-1025 Wien.

Österreichische Staatskartenwerke

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

Österr. Karte 1 : 50 000 - ÖK 50 mit Wegmarkierungen (Wanderkarte)	S 54,-
Österr. Karte 1 : 50 000 - ÖK 50 mit oder ohne Straßenaufdruck	S 46,-
Österr. Karte 1 : 25 000 (Vergrößerung der Österr. Karte 1 : 50 000) - ÖK 25 V mit Wegmarkierungen	S 66,-
Österr. Karte 1 : 200 000 - ÖK 200 mit oder ohne Straßenaufdruck)	S 52,-
Österr. Karte 1 : 100 000 (Vergrößerung der Österr. Karte 1 : 200 000) - ÖK 100 V mit Straßenaufdruck	S 66,-
Generalkarte von Mitteleuropa 1 : 200000	S 30,-

Übersichtskarte von Österreich 1 : 500 000

mit Namensverzeichnis, gefaltet	S 120,-
ohne Namensverzeichnis, flach	S 80,-
Politische Ausgabe, mit Namensverzeichnis, gefaltet	S 120,-
Politische Ausgabe, ohne Namensverzeichnis, flach	S 80,-
Namensverzeichnis allein	S 35,-

Sonderkarten

Kulturgüterschutzkarten: Österreichische Karte 1 : 50 000, je Kartenblatt S 80,-

Österreichische Luftbildkarte 1 : 10 000, Übersicht S 110,-

Neuerscheinungen

Übersichtskarte von Österreich 1 : 300 000 (Vergrößerung der Übersichtskarte
von Österreich 1 : 500 000 in 4 Teilen) - **ÖK 300 V**

Halbkarte (West- oder Osthälfte), gefaltet	S 90,-
Viertelkarte, flach, je Kartenblatt	S 60,-

Österreichische Karte 1 : 25 000 V

Blatt 179 Lienz	Blatt 180 Winklern	Blatt 190 Leibnitz
Blatt 211 Wind. Bleiberg	Blatt 212 Vellach	Blatt 213 Eisenkappel

Österreichische Karte 1 : 50 000

Blatt 179 Lienz	Blatt 180 Winklern	Blatt 190 Leibnitz
-----------------	--------------------	--------------------

Österreichische Karte 1 : 200 000

Blatt 47/11 Innsbruck

In letzter Zeit berichtigte Ausgaben:

Österreichische Karte 1 : 25 000 V

Blatt 29, 38, 49, 55, 56, 68, 76, 102, 107, 111, 140, 141, 145, 157, 161, 172, 202, 203

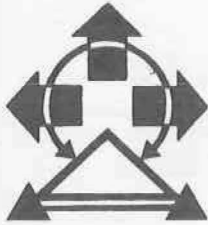
Österreichische Karte 1 : 50 000

Blatt 29, 39, 47, 54, 60, 75, 99, 101, 102, 106, 116, 145

Österreichische Karte 1 : 200 000

Blatt 47/12 Bruneck

Blatt 48/11 München



18.–21. Mai 1988
Brucknerhaus Linz



3. Österreichischer

GEODÄTENTAG 1988

- Leitthema: Ingenieurgeodäsie
Dokumentation der Umwelt
- Fachvorträge
- Fachexkursion und -besichtigungen
- Fachfirmenausstellung
- Fachausstellung
- Rahmen- und Damenprogramm
- Empfänge und Gesellschaftsabend

Wir bitten um Terminvormerkung!

Auskünfte und Anforderung von Unterlagen:

Örtlicher Vorbereitungsausschuß – ÖVA Linz 1988
Prunerstraße 5, Postfach 376, 4010 Linz, Tel. 0732 / 27 38 81

Sonderhefte der Österreichischen Zeitschrift für Vermessungswesen und Photogrammetrie

- Sonderheft 1: *Festschrift Eduard Doležal. Zum 70. Geburtstag.* 198 Seiten, Neuauflage, 1948. (Vergriffen.)
- Sonderheft 2: Lego (Herausgeber), *Die Zentralisierung des Vermessungswesens in ihrer Bedeutung für die topographische Landesaufnahme.* 40 Seiten, 1935. (Vergriffen.)
- Sonderheft 3: Ledersteger, *Der schrittweise Aufbau des europäischen Lotabweichungssystems und sein bestanschließendes Ellipsoid.* 140 Seiten, 1948. (Vergriffen.)
- Sonderheft 4: Zaar, *Zweimedienphotogrammetrie.* 40 Seiten, 1948.
- Sonderheft 5: Rinner, *Abbildungsgesetz und Orientierungsaufgaben in der Zweimedienphotogrammetrie.* 45 Seiten, 1948.
- Sonderheft 6: Hauer, *Entwicklung von Formeln zur praktischen Anwendung der flächenreuen Abbildung kleiner Bereiche des Rotationsellipsoids in die Ebene.* 31 Seiten, 1949. (Vergriffen.)
- Sonderheft 7/8: Ledersteger, *Numerische Untersuchungen über die Perioden der Polbewegung. Zur Analyse der Laplace'schen Widersprüche.* 59+22 Seiten, 1949. (Vergriffen.)
- Sonderheft 9: *Die Entwicklung und Organisation des Vermessungswesens in Österreich.* 56 Seiten, 1949.
- Sonderheft 11: Mader, *Das Newton'sche Raumpotential prismatischer Körper und seine Ableitungen bis zur dritten Ordnung.* 74 Seiten, 1951.
- Sonderheft 12: Ledersteger, *Die Bestimmung des mittleren Erdellipsoides und der absoluten Lage der Landstriangulationen.* 140 Seiten, 1951.
- Sonderheft 13: Hubany, *Isotherme Koordinatensysteme und konforme Abbildungen des Rotationsellipsoides.* 208 Seiten, 1953. (Vergriffen.)
- Sonderheft 14: *Festschrift Eduard Doležal. Zum 90. Geburtstag.* 764 Seiten und viele Abbildungen, 1952.
- Sonderheft 15: Mader, *Die orthometrische Schwerekorrektion des Präzisions-Nivellements in den Hohen Tauern.* 26 Seiten und 12 Tabellen, 1954.
- Sonderheft 16: *Theodor Scheimpflug — Festschrift.* Zum 150jährigen Bestand des staatlichen Vermessungswesens in Österreich. 90 Seiten mit 46 Abbildungen und XIV Tafeln.
- Sonderheft 17: Ulbrich, *Geodätische Deformationsmessungen an österreichischen Staumauern und Großbauwerken.* 72 Seiten mit 30 Abbildungen und einer Luftkarten-Beilage.
- Sonderheft 18: Brandstätter, *Exakte Schichtlinien und topographische Geländedarstellung.* 94 Seiten mit 49 Abb. und Karten und 2 Kartenbeilagen, 1957.
- Sonderheft 19: *Vorträge aus Anlaß der 150-Jahr-Feier des staatlichen Vermessungswesens in Österreich, 4. bis 9. Juni 1956.* (Vergriffen.)
- Sonderheft 20: H. G. Jerie, *Weitere Analogien zwischen Aufgaben der Mechanik und der Ausgleichsrechnung.* 24 Seiten mit 14 Abbildungen, 1960.
- Sonderheft 21: Mader, *Die zweiten Ableitungen des Newton'schen Potentials eines Kugelsegments — Topographisch berechnete partielle Geoidhebungen. — Tabellen zur Berechnung der Gravitation unendlicher, plattenförmiger, prismatischer Körper.* 36 Seiten mit 11 Abbildungen, 1960.
- Sonderheft 22: Moritz, *Fehlertheorie der Graphisch-Mechanischen Integration — Grundzüge einer allgemeinen Fehlertheorie im Funktionenraum.* 53 Seiten mit 6 Abbildungen, 1961.
- Sonderheft 23: Rinner, *Studien über eine allgemeine, voraussetzungslose Lösung des Folgebildanschlusses.* 44 Sellen, 1960.
- Sonderheft 24: *Hundertjahrfeier der Österreichischen Kommission für die Internationale Erdmessung 23. bis 25. Oktober 1963.* 125 Seiten mit 12 Abbildungen, 1964.
- Sonderheft 25: *Proceedings of the International Symposium Figure of the Earth and Refraction; Vienna, March 14th—17th, 1967.* 342 Seiten mit 150 Abbildungen, 1967.
- Sonderheft 26: Waldhäusl, *Funktionale Modelle der Streifen- und Steifenblockausgleichung mit einfachen und Spline-Polynomen für beliebiges Gelände.* 106 Seiten, 1973.
- Sonderheft 27: Meyer, *Über die transalpine Ölleitung.* 26 Sellen, 1974.
- Sonderheft 28: *Festschrift Karl Ledersteger.* 317 Seiten, 1970.
- Sonderheft 29: Peters, *Problematik von Toleranzen bei Ingenieur- sowie Besitzgrenzvermessungen.* 227 Seiten, 1974. (Vergriffen.)
- Sonderheft 30: Bauer, *Aufsuchen oberflächennaher Hohlräume mit dem Gravimeter.* 140 Seiten, 1975.
- Sonderheft 31: Ackerl u. Foramitti, *Empfehlungen für die Anwendung der Photogrammetrie im Denkmalschutz, in der Architektur und Archäologie.* 78 Seiten, 41 Abbildungen, 1976.
- Sonderheft 32: Zeger, *Untersuchungen über die trigonometrische Höhenmessung und die Horizontierung von schräg gemessenen Strecken.* 138 Seiten, 20 Abbildungen, 23 Tabellen, 1978.

Die Sonderhefte sind über das Sekretariat des Vereines (Dipl.-Ing. Stöhr, Schiffamtsgasse 1–3, 1025 Wien) zu beziehen. Der Preis beträgt pro Heft öS 100,—.

WENN SIE SICH EINEN WIRKLICH UNIVERSELLEN

TACHYMETER WÜNSCHEN

Der THEOMAT Wild T1000 wird mit jedem DISTOMAT zum elektronischen Tachymeter. Kombiniert mit dem Datenterminal Wild GRE3 erreicht der T1000 seine höchste Leistungsstufe. Mit einem einzigen Tastendruck werden Winkel und Distanz automatisch gemessen und registriert.

Immer mehr Fachleute entscheiden sich für den Wild T1000, der gleich vier der modernsten Distomate aufnimmt und steuert. Als leichter und handlicher Tachymeter mit dem DI1000, sehr genau mit dem DI55, weitreichend und schnell mit dem DI3000 und sogar reflektorlos mit dem DIOR3002. So kann Ihnen dieser Universalist Wild T1000 durch verschiedene Kombinationen gleich vier Spezialisten ersetzen.

Wild T1000 und DI1000 bilden mit geringem Gewicht, hoher Leistung und attraktivem Preis die ideale Kombination. Form, Leistungsspektrum und Funktionen sind optimal aufeinander abgestimmt. Zusammen mit dem Datenterminal Wild GRE3 eine handliche und wirtschaftliche Totalstation.

Verlangen Sie die Dokumentation.



Alleinvertretung für Österreich:
A-1151 WIEN - Märzstr. 7
Telef. 1-33731 - Tel.: 0222-92 32 31-0

r+a rost

WILD[®]
HEERBRUGG