

Geowiss. Mitt. 15

1979, 257 - 307

KRUSTENBEWEGUNGSMESSUNG IM KARAWANKENPROFIL
UND AN DER TORSCHARTE

Von

K. PETERS

Univ.Doz.Dr.Kornelius Peters, Universitätsassistent am
Institut für Landesvermessung der Technischen Univ. Wien
1040, Gußhausstraße 27-29

Zusammenfassung

Nach einer kurzen Erwähnung der Problematik und der vermessungstechnischen Beobachtungsmethoden der Erdkrustenbewegungen, der Ansätze zum Nachweis von Bewegungen und der analytischen Darstellung des Trends, einschließlich eines einfachen Beispiels der Planung der Beobachtungsfolge bei linearem Bewegungsmodell, sowie des Begriffes des Strain-Tensors wird über zwei einschlägige Projekte des Institutes für Landesvermessung der TU Wien berichtet. Beide behandeln geologische Störungszonen in Kärnten.

An der Torscharte werden die dreidimensionalen Bewegungsvektoren zweier etwa 1100 m entfernter Pfeiler durch Wiederholungsmessungen mit Theodolit und konventionellem Kurzstreckendistanzer erfaßt. Die Bewegung wird an der Grenze Hohe Tauern (Hafnergruppe)/Nockgebiet (Stubeck) vermutet.

Im Karawankenprofil wird ein Netz mit Seitenlängen von 7 bis 15 km wiederholt beobachtet. Das ursprünglich nur zur Beobachtung der "periadriatischen Naht" gedachte Netz wurde über die Savelinie hinweg nach Jugoslawien erweitert; dieser Teil wird von slowenischen Fachleuten bearbeitet. Die Distanzen werden mit Lasergeodimeter beobachtet.

In beiden Fällen wurden in einem Beobachtungszeitraum von zwei Jahren noch keine signifikanten Bewegungen festgestellt.

1. Einführung

Die Bewegungsmessungen, früher ausschließlich Aufgabe der Ingenieurgeodäsie und des Markscheidewesens, umfassen ein immer größeres Interessengebiet der Landesvermessung, ja auch der Erdmessung. Abgesehen von meßtechnischen Beobachtungsverfahren, welche in von äußeren Einflüssen abgeschirmten Räumen unter Tage, möglichst mit automatischer Aufzeichnung, möglich sind, wie Tiltmeter, Schlauchwaagen, Gezeitenpendel usw., können Bewegungen der Erdkruste nur an der Erdoberfläche wahrgenommen werden. Die dort ggf. nachgewiesenen Bewegungen können nun sein: Erdkrustenbewegungen (im engeren Sinn) zufolge endogener tektonischer Kräfte; Bodenbewegungen hauptsächlich zufolge Schwerkraft, Verwitterung, menschlicher Eingriffe usw. im obersten Teil der Erdkruste.

Die Trennung der beiden Einflüsse ist eines der größten Probleme der Bewegungsmessungen, sowohl hinsichtlich Anlage als auch Auswertung. Dabei wirken sich Krustenbewegungen auch in gesteigerten Bodenbewegungen aus.

Das Interesse an Erdkrustenbewegungen reicht von der Erdgeschichte (in astronomischem und geologischem Sinn) über die erhofften Möglichkeiten einer Erdbebenvorhersage bis zur Standortwahl von Ingenieurbauten und Rohstoffgewinnung.

Wir wollen von den großzyklischen Krustenbewegungen, welche in geologischer Zeit ablaufen und durch geologisch-morphologische, paläographische und geophysikalische Methoden erforscht werden, absehen und uns auf die rezenten Krustenbewegungen beschränken. Diese ergeben sich vor allem an geologischen Störungslinien. Nur im Zusammenwirken aller Erdwissenschaften können die Krustenbewegungsmessungen sinnvoll werden:

Die geologische Synoptik liefert die interessanten Bereiche sowie dann die lokal günstigen Standorte für die Bezugspunkte, welche vor Bodenbewegungen geschützt sein müssen. Die Geophysik sollte, im Verein mit der Geologie, das vermutete Ausmaß und die Hauptrichtung der Bewegung angeben, um einen optimalen Netzaufbau zu gewährleisten. Der Geodät liefert die Meßresultate mit den zugehörigen statistischen Angaben über Vertrauensbereiche, unterstützt von geophysikalischen Messungen über Schwere, Magnetfeld, Spannungen usw. Die Geophysik erweitert oder revidiert ihre Modelle aufgrund der Messungen in Wechselwirkung mit den geologischen Vorstellungen (Beispiel: THURM et al. 1977).

Die Ursachen für rezente Krustenbewegungen sind mannigfaltig (SWOBODA 1967). Einen sehr instruktiven Einblick in das Konzept der Plattentektonik gibt WELSCH (1978).

Die mit Krustenbewegungen befaßten wissenschaftlichen Einrichtungen sind natürlich auch breit gestreut. Innerhalb der IUGG (Assoziation für Geodäsie, IAG) besteht eine sehr aktive interdisziplinäre Studiengruppe "CRCM" (Commission on Recent Crustal Movements).

1.1 Methoden der Beobachtung

Es sollen nur die nicht periodischen Bewegungen hinsichtlich ihrer Erscheinungen an der Erdoberfläche betrachtet werden.

Die Beobachtungsgenauigkeit und Methodik richtet sich im allgemeinen nach der vermuteten Größe und Richtung der Bewegung. Da meist nicht einmal qualitativ bekannt ist, ob Bewegungen stattfinden, sogar bei morphologischen Hinweisen, ist die größtmögliche Genauigkeit erforderlich, umso mehr, als man im Gegensatz zu günstigeren Gegebenheiten der Meßtechnik das Prinzip der Differenzmessung wegen der langen Zeitintervalle nicht anwenden kann. Für die Vertikalbewegungen wird allgemein das Präzisionsnivellement (mit höchster Genauigkeit bei gleichzeitig größtmöglicher Kilo-

meterleistung) verwendet.

Auch bei gleichzeitiger Horizontal- und Vertikalbewegungsmessung sucht man das Nivellement von der Lagemessung abzuspalten und über gesonderte arbeitstechnisch günstige Punkte (in Tälern, an Straßen, durch Eisenbahn- und Kraftwerkstunnel) zu legen. Nur bei kleinräumigen Netzen mit gleichzeitig sehr ungünstiger Topographie wird die trigonometrische Höhenmessung, meist mit Schrägdistanzen, verwendet; bei sehr großräumigen Netzen ist die Höhe in die Lage gleichfalls integriert (Doppler, Laser-Ranging zu oder von Satelliten, VLBI).

Unerklärliche Widersprüche zwischen verschiedenen Epochen routinemäßiger Nivellements in der Landesvermessung fanden ihre Erklärung in der Annahme vertikaler Krustenbewegungen und führten dann zum gezielten Einsatz dieser Methode für diesen speziellen Zweck, zu Rationalisierungen (motorisiertes Niv.) und Verfeinerungen. Hier ist aber sowohl das Fehlergesetz wie auch die anschauliche und noch relativ leicht in Elementarlinien zerlegbare Messungsanordnung einer Deutung zugänglich.

Bei der Wiederholung von Triangulationen der Landesvermessung gibt es hier nur in Sonderfällen schlüssige Aussagen, wie z.B. bei der hervorragend vermarkten NAGEL/HELMERT'schen Triangulation im Südostteil der DDR (THURM et al. 1977).

Der Vergleich japanischer Triangulationen I.Ordnung verschiedener Epochen (HARADA, SHIMURA 1979) bringt zwar Bewegungsvektoren bis weit über 10^{-5} der Seitenlängen, welche die Verfasser an "Taifuns und Hurrikane der Erdkruste" (in ihrer blumigen Sprache), mich aber an die Vektoren bei der Zweitausgleichung des österreichischen Dreiecksnetzes erinnern (LITSCHAUER 1973) und von Epoche zu Epoche keine irgendwie sinnvolle Fortsetzung finden. Die weitaus meisten Lagemessungen sind also Sondernetze und können wiederum meist derzeit erst als Nullmessungen angesehen werden, da Laserdistanzer hierbei die wichtigste Rolle spielen.

1979 sind die VLBI Technologien in der Praxis erst der konventionellen Technik ebenbürtig, wie ein Vergleich über 42 km in Kalifornien zeigte ($\pm 2 \cdot 10^{-6}$ innere Genauigkeit, $1,5 \cdot 10^{-6}$ Übereinstimmung mit Lasergeodimeter, d.s. ca. 6 cm).

Satellite Laser Ranging mit Impulslaser an der St.Andreas-Falte brachte ein zwiespältiges Resultat: einerseits wird die erste Längenverschiebung ($\Delta \lambda$) in Ost-West für eine Station als "nicht real" bezeichnet, die aus den geographischen Koordinaten abgeleitete Streckenänderung von (9 ± 3) cm pro Jahr für 895 km, d.s. auf 2 Jahre ca. $2 \cdot 10^{-7}$, wegen der gleichlautenden Folgeänderung als hochsignifikant gewertet (SMITH et al. 1979).

In kleinen Bereichen sind die Technologien geläufig: entweder möglichst gut konditionierte Trilaterationsnetze mit Lasergeodimeter, wie z.B. in Tasmanien zur Überprüfung des Einflusses großer Einstauungen, ca. 100 x 50 km Gesamterstreckung (LINTON 1974) oder das bekannte Rheingraben-Netz (KUNTZ et al. 1975) von etwa 40 x 50 km, wobei stolze Genauigkeiten von $6 \cdot 10^{-7}$ bzw. $3 \cdot 10^{-7}$ bei Strecken bis zu 40 km angegeben werden, oder von einem Standpunkt aus über den Horizont gleichmäßig verteilte radiale Strecken (Garm im Tianschan, UdSSR; Zweifarben-Laser-Messungen von HUGGETT & SLATER), in noch kleineren Bereichen, wenn die Störung bekannt und linienhaft ist, Richtungs- und Streckennetze kombiniert (WELSCH 1978 in den Anden, GERKE 1967 Island, CAPUTO et al. 1974 Straße von Messina) oder sogar nur reine Richtungsnetze, wie bei klassischen Deformationsmessungen, mit ggf. Sondernetzen (HRADILEK 1977 in der Hohen Tatra). Eine interessante Technologie wird von MASON et al. 1979 beschrieben: über eine vermutete Störungszone wurde ein Netz von Diagonalenquadraten aus ca. 500 Mekometerstrecken von ca. 800 m Länge gelegt und aus den Streckenänderungen auf Bewegungen geschlossen (Vermarkung einbetonierte Rohre, Genauigkeit $3 \cdot 10^{-6}$ d.s. ca. $7 \cdot 10^{-6}$ als 95% Signifikanzgrenze für Streckenänderung).

Die Zeitabstände waren meist 2 Jahre, was teils bei großen einfach überbrückten Strecken oder hohen Absolutgenauigkeiten bereits signifikante Bewegungen zeigte, meist aber, vor allem bei den uns geläufigen Netzformen, nur als Verstärkung der Nullmessung dienen mußte, wenn nicht wegen des hohen Aufwandes nur eine Nullmessung zustandekam.

1.2 Methoden der Auswertung

Die Auswertung umfaßt zwei Problembereiche: die Feststellung der Signifikanz von Bewegungen sowie die Modellierung der Bewegungen (Trendberechnung); diese führt eher auf die Planung der Beobachtungszeitabstände ("Design der 4. Koordinaten"), jene zur konventionellen Netzkonzeption hinsichtlich stochastischem und physikalischem Modell (Grundgenauigkeit, Netzform). Die beiden Hauptgruppen lassen sich aber nicht streng trennen und haben auch im Organisationsplan keine ausgeprägte Priorität: aus dem voraussichtlichen Bewegungsverhalten ist die Netzgenauigkeit abzuleiten; aus den mehr oder weniger sicher nachgewiesenen Bewegungen, ihrer räumlichen und betragsmäßigen Verteilung kann ein mehr oder weniger einfacher Trendansatz gewonnen werden.

1.2.1 Signifikanz der Bewegungen

Bewegungen können gemutmaßt werden aus Änderungen von Koordinaten und aus Änderungen von Netzelementen (Beobachtungen, Koordinatenfunktionen; im weiteren Sinne auch Koordinatendifferenzen). Eine Mischform ist die Untersuchung des Residuums bzw. des mittleren Gewichtseinheitsfehlers.

Die Signifikanz wird untersucht mit Vertrauensintervallen unter Annahme von ausschließlich Fehlern erster Art (mit a priori und a posteriori Varianzen); unter Berücksichtigung von Fehlern zweiter Art unter Vorgabe einer Alternativhypothese (von Geologen vorzugebende "erwartete" Bewegung) oder deren Berechnung nach der Zuverlässigkeitstheorie.

Leider ist in der Literatur hier keine Systematik zu bemer-

ken. Je strenger ein Verfahren, desto weniger anschaulich ist es meist und desto schwerer zugänglich sind seine EDV Programme, desto eher wird man es nur auf ein umfangreiches Netz anwenden.

Bei Nullhypothesen (Fehler 1.Art) werden häufig 95% Sicherheitswahrscheinlichkeit ($\alpha = 5\%$) angewendet, wie in der Industrie üblich; bei Alternativhypothesen und in den vorliegenden EDV Programmen nach Zuverlässigkeit hiezu aber meist $\alpha = 1\%$, $\beta = 80\%$ (Macht des Tests) anstelle von 5% bzw. 95% (bei der normierten Normalverteilung sind die zugehörigen Minimalverschiebungen 4,6 bzw. 3,9; bei empirischen Varianzen sind die Vertrauensgrenzen bei den erstgenannten Wahrscheinlichkeiten im Verhältnis zu den zweitgenannten noch größer). Allerdings ist hier das Risiko meist etwas anders verteilt wie bei Deformationsmessungen an Bauwerken (GROSSMANN 1969), wo Fehler 2.Art besonders folgenschwer sind. Bei "wertfreien" Messungen (also nicht zur Erdbebenvorhersage usw.) wird man α und β kleiner als sonst annehmen.

1.2.1.1 Bei Betrachtung der Koordinatenänderungen zeigt sich die Definition der "Festpunkte" als wichtigstes Problem.

Im einfachsten Fall können vom Geologen Bereiche angegeben werden, wo keine Bewegungen zu erwarten sind; dort werden jene Punkte angelegt, die später als "Festpunkte" für die als "Neupunkte" behandelten Punkte im Bewegungsgebiet dienen. Aus Wirtschaftlichkeitsgründen, ggf. auch wegen Verwuchs, Verbauung usw. werden die Festpunkte untereinander bei den Folgemessungen meist nicht mehr beobachtet. Die Kondition der Neupunkteinschaltung ist meist nicht so gut wie in der Landesvermessung, da diese von einer Seite aus bestimmt werden. (Abb. 1a).

Bei ausgedehnteren Netzen werden manchmal aus geometrischen Gründen Punkte beiderseits des Bewegungsgebietes als "fest" angenommen. (Abb. 1b).

Abb. 1a

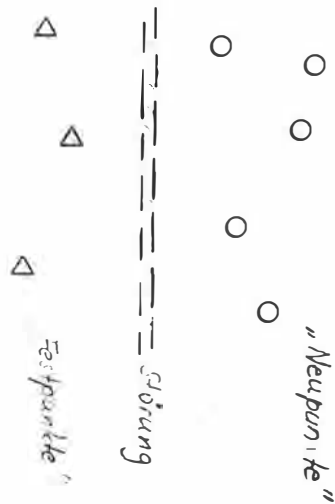
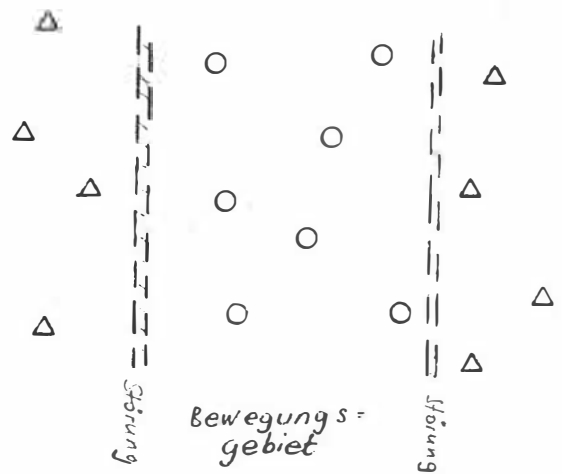


Abb. 1b



Im letztgenannten Fall vor allem, aber auch sonst ergeben sich durch Festpunktbewegungen Zwänge, welche sich in gesteigerten Widersprüchen und Verfälschungen der "Neupunkt-bewegungen" äußern. Trotzdem wird dieses Verfahren wegen der klaren Fragestellung und der Anschaulichkeit zu empfehlen sein. Wiederholungsmessungen werden entweder konventionell von den Festpunkten aus "hierarchisch" berechnet (häufigster Fall) oder nach dem "ACKERMANN-Verfahren" in die Festpunktfelder einzupassen sein, wenn die Datenstruktur es erlaubt.

Beispiele für Signifikanztests auf Bewegungen aus Koordinatenänderungen:

Eindimensional: Nullhypothese: "Keine Veränderung in x";
Vertrauensintervall für die Differenz der als unkorreliert angenommenen x Koordinaten zu beiden Epochen; ebenso für y (sehr anschaulich in REISSMANN Kap.8.4). Nullhypothese: Die Strecke zwischen den Koordinaten eines Punktes aus zwei Epochen ist Null (Test der Länge des Verschiebungsvektors). Dies wird von GERKE (1967) beschrieben. Man mag nun einwenden, daß die Länge des Verschiebungsvektors nie kleiner als Null sein kann, daher die Studentverteilung hier unkorrekt angewendet werde. Das System ist aber m.E. richtig, da man sich ein lokales Koordinatensystem in

Richtung des errechneten Verschiebungsvektors vorstellen kann und dieses Verfahren dann dem nach REISSMANN (s.o.) entspricht.

Zweidimensional: Konstruktion der Vertrauensellipse für die Erstmessung und die Zweitmessung, Überprüfung auf gemeinsame Bereiche (erfaßt gleichzeitig auch Fehler 2.Art).

Aus der "Zuverlässigkeitsrechnung": BAUMANN schlug 1972 bzw. 1974 vor, als signifikante Deformation (Koordinatenänderung) jenen Schwellenwert zu nehmen, welcher gerade durch einen noch erkennbaren groben Fehler in der hier wirksamsten Beobachtung bewirkt würde.

Sind die Festpunkte nicht per definitionem festgelegt, sondern soll erst aus der Wiederholungsmessung auf feste und verschobene Punkte geschlossen werden, liegen verschiedene Näherungsverfahren sowie das strenge aber aufwendige PELZER-Verfahren vor (natürlich können auch bei "definiertem" Festpunktsystem sich "Neupunkte" ruhig verhalten, ev. sogar auch Festpunkte bewegen).

Der Grundgedanke des PELZER-Verfahrens folgt dem Nachweis, daß die empirische Varianz beider Messungsepochen, konventionell getrennt berechnet und dann zusammengeführt, immer dann gleich ist der aus den Klaffungsvektoren der jeweils singulär ausgeglichenen Epochen gewichtet geschätzten Varianz, wenn kein Punkt von Epoche zu Epoche verschoben wurde. Dies ist auch anschaulich und läßt einen globalen F-Test auf unveränderte Gegebenheiten zu. Wird die Nullhypothese abgelehnt, müssen durch fortschreitende Matrizenoperationen und neuerliche globale F-Tests zuerst die definierten Festpunkte, dann innerhalb dieser Gruppe die unveränderten Punkte herausgeschält werden. Die Schwierigkeit dabei liegt in der Berechnung der korrekten Gewichtsmatrix für die Koordinatenklaffungen und in der Simulation der weiteren Helmerttransformationen bei der Einengung der verschobenen Punkte (NIEMEIER 1976).

Näherungsverfahren: Ist die a posteriori- (empirische) Varianz signifikant größer als die a priori-Varianz, wenn grobe Meß- und Gewichtfehler bereits eliminiert sind, ist eine Festpunktverschiebung zu vermuten.

Methode der variablen Festpunkte (LAZZARINI, BAUMANN 1972, Seite 58): Das Netz wird frei durchgerechnet mit jeweils einem (Höhen) oder zwei (Lage) willkürlich als fest angenommenen Netzpunkt. Aus den mehr oder weniger von Ausgleich zu Ausgleich bzw. von Neupunkt zu Neupunkt aufgetretenen Verschiebungen können veränderte Punkte identifiziert werden. Ist besonders bei Nivellementnetzen angenehm und kann graphisch noch weiter vereinfacht werden, wenn ein Punkt als fest angenommen werden kann und sodann ein Isobasenplan (Linien gleicher Höhenänderung) zur Punktidentifikation dient.

1.2.1.2 Die Schwierigkeiten mit Koordinaten kann man durch Testen der Netzelemente umgehen (Höhenunterschiede, Strecken, ggf. Winkel). Dabei können sowohl Beobachtungen zweier Messungsepochen oder die Funktionen von Koordinaten untereinander als auch miteinander verglichen werden. Wie oben gebührt a priori-Varianzen bei geringen Freiheitsgraden der Vorzug vor empirischen.

Diese Methode ist auch besonders vorteilhaft bei der singulären Netzausgleichung, da die Elemente hier nicht durch Festpunktzwänge verzerrt werden, andererseits dort aber die Koordinaten selbst durch die implizierte Helmerttransformation nicht das Bewegungsverhalten wiedergeben.

Beim Rangdefizit ist zu beachten, daß heute in fast allen Netzen Strecken enthalten sind, daher keine Maßstabsunbekannte ermittelt werden darf! Es mag zwar verführerisch erscheinen, eventuelle Maßstabsfehler oder Inhomogenitäten (z.B. durch Brechungsindex, Frequenzverschiebung) auf diese Art bequem und mit "gutem Grund" zu verdrücken, aber dadurch werden vor allem flächenhafte Deformationen verzerrt und gedämpft.

In kleinen Netzen können beim singulären Ausgleich bewegte Punkte fix, unbewegte gestört erscheinen (KRAUS 1976).

Die Untersuchung der Elemente anstelle von Koordinaten liegt im Einklang mit der Erkenntnis, daß man keine Absolut- sondern nur Relativbewegungen messen und nachweisen kann.

Schwieriger ist dann die endgültige Darstellung der neuen Situation, nach der Folgemessung. Entweder werden die Koordinaten aus der Folgemessung der Vorepoche nur hinsichtlich der geänderten Elemente variiert oder sie werden konventionell neu berechnet, aber Änderungen als solche nur in den signifikanten Bereichen (vektoriell) eingetragen.

Generell kann man sagen, daß die strengen Verfahren nicht nur wegen ihrer schwierigen Zugänglichkeit selten angewendet werden, sondern weil der Bedarf nicht so groß wie in der Ingenieurgeodäsie besteht. Bewegungen an oder unter der Signifikanzschwelle sollten auf keinen Fall für geodynamische Schlüsse verwendet werden, und diese Schwelle liegt nun einmal beim 4-fachen mittleren Beobachtungsfehler bzw. dessen Auswirkung auf die Koordinate.

1.2.2 Trendberechnungen

Die bewegten Punkte beschreiben einen Zufallsprozess mit dem Parameter "Zeit". Hierin sind enthalten die Meßfehler bei jeder Epoche, welche sich als hochfrequenter Anteil zeigen; mittelperiodische "Störglieder" (lokale Änderungen der Vermarkungen, Bodenbewegungen usw.) sowie langperiodische "echte" Krustenbewegungen. Wenn allerdings die Bewegungen, z.B. Entspannungen entlang Störungen, ruckartig vor sich gehen, wie sich häufig in der Praxis gezeigt hat, lassen sich diese Modelle nicht rechnerisch verwirklichen.

Der klassische Ansatz für eine Trendberechnung wäre somit das Kollokationsverfahren; hierfür sind aber die Informationen zu gering und die Zeitabstände zwischen den Beobachtungen zu groß.

Die nächste Vereinfachungsstufe wäre die "Filterung": durch ein rechnerisches oder graphisches "Tiefpaßfilter" werden die hochfrequenten Anteile (Meßrauschen, Störuschen) weggebracht. In der Praxis kennen wir an Tiefpaßfiltern z.B. das gleitende Mittel, die Ausgleichsgerade, die empirische Freihand-Anpassungskurve (im eindimensionalen Bereich, also für eine Koordinate oder Richtung). Ohne Filterung liegt dann z.B. eine Schar von Setzungsdiagrammen oder eine großmaßstäbliche Folge von Bewegungsvektoren (in einer kleinmaßstäblichen Kartierung) vor. Wegen ihrer einfachen Form ist die Ausgleichsgerade besonders verbreitet, da im Trendansatz nur eine relevante Unbekannte vorkommt: der Geradenanstieg (jährliche Änderungsrate); dabei wird eine gleichmäßige Bewegung angenommen, welche immer in die gleiche Richtung wirkt (in jedem Sinn).

1.2.2.1 Es folgt ein Beispiel über die Anwendung der Fehler- und Zuverlässigkeitsrechnung bei der Beurteilung der Messungszeitpunkte unter Annahme eines linearen Trends. Die Beobachtungen werden gleich genau und unkorreliert angenommen, es werden vorerst keine Vertrauensintervalle betrachtet. Die entsprechenden Formeln lauten ($\sigma_0 = 1$, $P_{ll} = E$ gesetzt):

$Q_{xx} = (A^T A)^{-1}$	Kov.Matrix der Unbekannten;
$Q_{vv} = E - A Q_{xx} A^T$	Kov.Matrix der Verbesserungen; die Hauptdiagonale ist der Redundanzanteil bzw. Redundanzbeitrag der entsprechenden Beobachtung; die Spur soll damit gleich sein der Gesamtredundanz.
$\nabla l_i = \frac{1}{Q_{v_i v_i}}$	grober Fehler in einer Beobachtung, welcher gerade noch aufgedeckt werden kann (vereinfachte Beziehung).
$\nabla x = Q_{xx} A^T \nabla l$	Auswirkung von ∇l auf die Unbekannten. Uns interessiert hier nur die "zweite" Unbekannte, daher von $Q_{xx} A^T$ nur die

zweite Zeile, davon die größten Glieder; von $\nabla 1$ auch wieder nur die größten Glieder.

Nehmen wir an, es wird beobachtet in den Jahren

0,1	0,10	0, 5, 10	0, 2, 4, 6, 8, 10
-----	------	----------	-------------------

Dann lauten die entsprechenden Matrizen und Resultate wie folgt:

Zeile	Spalte Nr.	1	2	3	4	
1	A^T	$\begin{vmatrix} 1 & 1 \\ 0 & 1 \end{vmatrix}$	$\begin{vmatrix} 1 & 1 \\ 0 & 10 \end{vmatrix}$	$\begin{vmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 0 & 5 & 10 \end{vmatrix}$	$\begin{vmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 0 & 2 & 4 & 6 & 8 & 10 \end{vmatrix}$	
2	Q_{xx}	$\begin{vmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 2 \end{vmatrix}$	$\begin{vmatrix} 1 & -0,1 \\ -0,1 & 0,02 \end{vmatrix}$	$\begin{vmatrix} 0,83 & -0,1 \\ -0,1 & 0,02 \end{vmatrix}$	$\begin{vmatrix} 0,524 & -0,071 \\ -0,071 & 0,014 \end{vmatrix}$	
3	$(\text{Diag. } Q_{VV})^T$	0 0	0 0	0,17 0,67 0,17	0,48 0,70 0,82 0,82 0,70 0,48	
4	$\text{Sp}Q_{VV}$	0	0	1,01	4,00	
5	m_{x_2}	1,4	0,14	0,14	0,12	$[\sigma_x \cdot a^{-1}]$
6	$\nabla 1_{\max}$	-	-	2,43	1,44	$[\sigma_x]$
7	$\nabla x_{2\max}$	-	-	0,24	0,10	$[\sigma_x \cdot a^{-1}]$

Tab. 1

Die Genauigkeit der jährlichen Bewegung (Zeile 5) ist proportional dem gesamten Beobachtungszeitraum (Sp. 1, 2); Verdichtung schafft kaum Genauigkeitsgewinn (Sp. 2 bis 4). Bei nur 2 Beobachtungen gibt es natürlich keine überschüssigen (Zeile 4, Sp. 1, 2). Bei 3 Beobachtungen ist die mittlere besonders redundant (Zeile 3, Sp. 3); bei weiterer Verdichtung werden die Beobachtungen immer gleichwertiger (Zeile 3, Sp. 4) - aus Zeile 3 ist die "innere Zuverlässigkeit" zu

sehen. Aus Zeile 7 sieht man die "äußere Zuverlässigkeit" - diese steigt sehr stark mit der Verdichtung der Messungen, wobei sich, wie auch aus Zeile 3 und 6 zu sehen ist, ein Fehler in der Nullmessung umso stärker auswirkt, je geringer die Anzahl der Beobachtungen ist. (Die Zuverlässigkeitsrechnung wurde von REICHENEDER 1941, BAARDA 1968 begründet, von CONZETT 1970 im deutschen Sprachraum wiederentdeckt und außer durch VAN MIERLO besonders anschaulich von BAUMANN (1972) und FÖRSTNER (1979) beschrieben).

Um auf das Vertrauensintervall der jährlichen Änderung zu kommen, muß Zeile 5 mit der a priori Beobachtungsgenauigkeit σ_0 und dem Fraktile der normierten Normalverteilung erweitert werden.

Bei der Beobachtungsanordnung Sp. 4, $\sigma_0 = \pm 2$ cm, $S = 95\%$, $u = 1,96$ ist das Vertrauensintervall z.B. $2 \times 0,12 \times 1,96 = 0,47$ cm pro Jahr, d.h. nach 10 Jahren wären erst absolut 5 cm Verschiebung signifikant festzustellen; nach Sp. 1 und denselben anderen Daten ergibt sich absolut ca. 5,5 cm (nach einem Jahr feststellbar), hier aber auch 5,5 cm je Jahr.

Wäre die vermutete Bewegung 1 mm je Jahr, würde im erstgenannten Fall ein Beobachtungszeitraum von ca. 50 Jahren bei Beobachtung etwa alle 10 Jahre, oder aber eine Erhöhung der Grundgenauigkeit auf $\sigma_0 = \pm 4$ mm erforderlich.

Anders ist der Fall aus dem Blickwinkel der "äußeren Zuverlässigkeit". Hier wäre Spalte 7 mit σ_0 und $\sqrt{\lambda_0}$ (dem "Nicht-zentralitätsparameter", bei σ_0 a priori sowie $\alpha_0 = 1\%$ und $\beta_0 = 80\% \Rightarrow 4,13$) zu erweitern.

Bei der Beobachtungsanordnung Spalte 3, $\sigma_0 = \pm 2$ cm wäre die minimal feststellbare Änderung $2 \times 0,24 \times 4,13 = 2$ cm pro Jahr. Wäre die vermutete Bewegung 1 mm pro Jahr, müßte man in den Jahren 0, 100 und 200 beobachten bei sonst gleichbleibenden Verhältnissen, um zu einem signifikanten Resultat zu kommen. Hier wäre (wenn man z.B. nur 3 Messungen machen will) σ_0 für Nullmessung und letzte Messung auf $2 \text{ cm} \times \sqrt{\frac{0,17}{0,67}}$ zu senken,

um die Zuverlässigkeiten der Messungen anzugleichen, das wäre also ± 1 cm für diese Beobachtungen (bei Jahr 0 und 100) und ± 2 cm bei Jahr 50.

Wie sich in der Erfahrung gezeigt hat, sind stetige Bewegungen, besonders über längere Zeitabschnitte, in der Natur sehr selten aufgetreten, so daß eine Modellierung des Trends hauptsächlich rechnerische Annehmlichkeiten bietet.

1.2.2.2 Geschlossene Darstellungen:

Die Vertikalbewegungen werden durch Linien gleicher Änderung (Isobasen), oft auch Linien gleicher jährlicher Bewegung dargestellt. In dieselbe kleinmaßstäbliche Grundrißkarte trägt man auch die Linien gleicher mittlerer Fehler ein. Da die Isobasenkarten aus räumlich und zeitlich inhomogenen Nivellements, meist nur aus der Differenz zweier Epochen, ermittelt werden, haben sie eher qualitativen als quantitativen Wert. In nivellementfreien Gebieten wird gemäß der Topographie inter- und extrapoliert ("je höher das Relief, desto größer die Hebung").

Um die Lageänderungen zu objektivieren und gleichzeitig für den Geophysiker schmackhafter zu machen, hat sich in letzter Zeit die Berechnung des "Strain-Tensors" verbreitet (THURM et al. 1977). Während der "Strain-Tensor" die Verzerrungen (Lageänderungen pro Streckeneinheit) beschreibt, bedeutet der "Stress-Tensor" den aus dem HOOKE'schen Gesetz daraus abzuleitenden Spannungstensor.

Im Bewegungsgebiet werden Verschiebungsfunktionen angenommen, welche jeweils Ortsfunktionen (abhängig von den Lagekoordinaten des betrachteten Punktes) sind, und zwar der Einfachheit halber eine in Nord-Süd-Richtung wirkende: $U(x, y)$, sowie eine in Ost-West-Richtung: $V(x, y)$. Der Verzerrungstensor ist nunmehr:

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial U}{\partial x} & \frac{\partial V}{\partial x} \\ \frac{\partial U}{\partial y} & \frac{\partial V}{\partial y} \end{pmatrix}$$

Seine Komponenten sind dimensionslos, damit wird auf relative Bewegungen übergegangen. Sie werden meist in mm je km (also Einheiten 10^{-6}) angegeben und können entweder Absolutwerte sein oder auch noch pro Jahr reduziert werden ($10^{-6} \cdot a^{-1}$).

Nun wird der Strain-Tensor in einen symmetrischen und einen antimetrischen Teil zerlegt:

$$T_s = \begin{pmatrix} \frac{\partial U}{\partial x} & \frac{1}{2} \left(\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial y} \right) \\ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) & \frac{\partial V}{\partial y} \end{pmatrix} \quad T_a = \begin{pmatrix} 0 & \frac{1}{2} \left(\frac{\partial V}{\partial x} - \frac{\partial U}{\partial y} \right) \\ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U}{\partial y} - \frac{\partial V}{\partial x} \right) & 0 \end{pmatrix}$$

Die Spur von T_s nennt man "Dilatation" Δ ; die Summe seiner anderen Glieder "Scherstrain" (shear) γ .

Vorzeichen der Komponenten $\epsilon_x = \frac{\partial U}{\partial x}$, $\epsilon_y = \frac{\partial V}{\partial y}$ und von Δ :
+ ... Extension; - ... Kompression.

Das Glied von T_a nennt man "Rotation" ω ; ist $\frac{\partial V}{\partial x} > \frac{\partial U}{\partial y}$ ist $\omega > 0$ und beschreibt eine Rechtsdrehung (im Uhrzeigersinn).

Vergleichbar der Fehlerellipse gibt es Hauptstrainrichtungen $\Theta_1 = \frac{1}{2} \arctg \frac{\gamma}{\epsilon_x - \epsilon_y}$; $\Theta_2 = \Theta_1 + 90^\circ$ sowie den Hauptstrain

$$\epsilon_1 = \epsilon_x \cos^2 \Theta_1 + \gamma \sin \Theta_1 \cos \Theta_1 + \epsilon_y \sin^2 \Theta_1$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_x \cos^2 \Theta_2 + \gamma \sin \Theta_2 \cos \Theta_2 - \epsilon_y \sin^2 \Theta_2$$

Die Strainkomponenten können offensichtlich aus Koordinatenbewegungen oder auch aus Veränderungen von Netzelementen (durch deren Projektion auf die Koordinatenachsen) errechnet werden und sind damit ein universelles Darstellungsmittel, das dabei physikalisch brauchbar ist.

Beispiel: Zwischen 2 Punkten hat eine Relativbewegung stattgefunden (Maßstab 1:1); die gegenseitige Lage der Punkte sei 1:1 000 000 dargestellt.

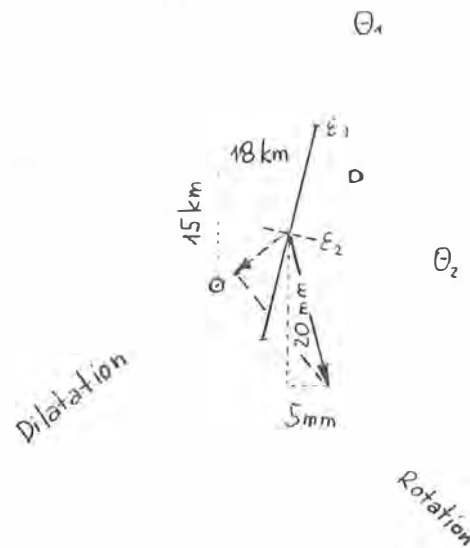


Abb. 2

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{20}{15} = 1,33 & \frac{\partial v}{\partial x} &= -\frac{5}{15} = -0,33 \\ \frac{\partial u}{\partial y} &= \frac{20}{18} = 1,11 & \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = -\frac{5}{18} = -0,28 \\ \Delta &= 1,33 - 0,28 = 1,05 \cdot 10^{-6} \\ \gamma &= 1,11 - 0,33 = 0,78 \cdot 10^{-6} \text{ (nicht anschaulich)} \\ \omega &= \frac{1}{2} (-0,33 - 1,11) = -0,72 \cdot 10^{-6} \\ \Theta_1 &= 14^\circ & \varepsilon_1 &= 1,41 \cdot 10^{-6} & \varepsilon_2 &= -0,36 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

In der DDR wurden die aus Triangulierungsvergleich erhaltenen Nord-Süd- bzw. Ost-West-Bewegungen getrennt als Iso-
linien kartiert und die Komponenten des Straintensors je-
weils mit einem über Rastermarken gelegten transparenten
Rasterfeld graphisch abgelesen (aus Differenzbildung der
Schichtlinien). Bei größeren Datenmengen könnte die gesamte
Strainanalyse aus einem digitalen Modell heraus erfolgen.

Auch bei den Vertikalbewegungen ist man teilweise zu einem
Relativmaß übergegangen: zum "tilt" (Kippung) ausgedrückt im
Bogenmaß (Setzungs- bzw. Hebungsdifferenz je Abstand, also
auch in mm je km oder 10^{-6} rad).

Die bisher nachgewiesenen Vertikalbewegungen liegen bei 1mm a^{-1}
 a^{-1} in mäßig bewegten, bis zu 10mm a^{-1} in stark bewegten
Gebieten; die Horizontalbewegungen werden beim drei- bis
fünffachen vermutet, die Dilatationen liegen dort zwischen

$0,2 \cdot 10^{-6} \cdot a^{-1}$ bis $1 \cdot 10^{-6} \cdot a^{-1}$, immer aus langfristigen Beobachtungen bestimmt, ungeachtet ruckartiger Vorgänge bzw. Beziehungen direkt beiderseits von Störungen.

2. Messungen des Institutes für Landesvermessung der TU Wien

Entsprechend seinem Aufgabenbereich in Lehre und Forschung wurde das Institut für Landesvermessung unter der Leitung von Univ.Prof.Dr.H.SCHMID zu geodätischen Krustenbewegungsmessungen eingeladen. (In den von RINNER 1974 aufgezeigten 6 geodynamisch interessanten Profilen ist unser Institut seit 1973/74 an zweien tätig; in den weiteren sind mir derzeit persönlich zumindest keine Lageuntersuchungen bekannt, siehe SCHMID 1976).

Diese Arbeiten laufen natürlich nicht selbständig und als Selbstzweck, sondern im Rahmen von geodynamisch-geophysikalischen Projekten. Interessanterweise liegt der Anteil der Vermessungs- an den Gesamtkosten hier wie in der Ingenieur-geodäsie bei 1% (dort Vermessungs- zu Gesamtbaukosten).

Unser Status ist dort aber wesentlich besser, als er es am Bau noch vor kurzem war. Die Kollegen der Erdwissenschaften vertrauen unserem technischen Können wie auch unserem Idealismus schrankenlos: es besteht einerseits so großes Interesse an verbreiteten Meßresultaten, daß wir von verschiedenen Seiten gebeten wurden "Messen Sie, messen Sie was Sie können", andererseits wird offensichtlich angenommen, daß wir ohne die geodynamische Zielsetzung eben wo anders, wertfrei aber mit demselben Aufwand vor uns hinmessen würden, so daß die Hinweise auf geodynamische Problemgebiete eigentlich eine Dienstleistung an uns seien und nicht unsere Messungen eine solche an die Erdwissenschaft.

Die Zusammenarbeit mit den Vertretern der Erdwissenschaften (im engeren Sinn - die Geodäsie strenger Richtung ist ja nach ihrem Selbstverständnis selbst eine) war für uns in vieler Hinsicht lehrreich und fruchtbar: vordergründig durch eine Sinngebung für unsere Arbeit (s.o.!), dann den steten Hin-

weis auf die nötige Berücksichtigung geologisch-geographisch-bodenmechanischer Gesichtspunkte in unserem Aufgabengebiet "Festpunktfeld", wobei wir oft an frühere Gedankenlosigkeit in dieser Richtung erinnert wurden.

Interessant war auch die verbreitete Information der Geologen hinsichtlich der neuen meßtechnischen Methoden, woraus ein unbeirrbarer Optimismus resultierte: Die Ergebnisse erfolgreicher und phantasiebegabter Geodäten, mitgeteilt auf geodynamischen Fachkongressen und in Jubelpublikationen ("cm Genauigkeit zum Mond", "Distanzergenauigkeit $3 \cdot 10^{-7}$ ", "Erdkrustenbewegungsmessungen global auf $3 \cdot 10^{-8}$ ", "Mekometer auf 0,1 mm", "Krustenbewegungen heute nur mehr extraterrestrisch") steigerten die Erwartungen in baldige Ergebnisse unsererseits. Das Umsetzen der Angaben der mittleren Nivellementfehler aus Isobasenkarten von ± 1 mm (... a^{-1} bei 80 Jahren Beobachtungsabstand) auf die trigonometrische Höhenmessung war ebenso ernüchternd wie die Tatsache, daß wir ohne Satelliten auskommen mußten. Zu unserer Ehrenrettung flackerte der Laser im AGA 8 als Fortschrittsfackel.

Nachdem sich die Vermessungstechnik also als überraschend unexakte Kunst erwiesen hatte, stellte sich für uns wieder heraus, daß in der Natur Störung an Störung liegt und daher ein maximaler Punktabstand von 1000 m, bei jährlicher Beobachtung, zweckdienlich wäre. Ein Denken in Kategorien wie "Neupunkt", "Festpunkt" erwies sich als völlig unhaltbar. Jede zusätzliche Messung in der Netzgeometrie, jeder zusätzlicher Punkt bringt keine Steigerung der Netzstärke, sondern eine zusätzliche Information über das Bewegungsverhalten, also Verlust an geometrischer, Gewinn an geologischer Information.

Daher mußte auch die "innere Zuverlässigkeit" der Netze auf geometrischer Grundlage zurückgestellt werden zugunsten Zuverlässigkeit in der Zeitreihe: "Gering redundante bzw. zuverlässige Messungen, häufig ausgeführt" anstelle von "Hoch redundant und durchgreifend aus dem Netz kontrollierte Messungen, selten ausgeführt".

2.1 Das Projekt "Torscharte"

1973 wies Prof.Dr.EXNER (Geologisches Institut d.Univ.Wien) a.o.Prof.Dr.MITTER im Rahmen des "Internationalen Geodynamik-Projektes" (IGP) auf die Problematik im Bereich der Torscharte hin: dort treffen auf engstem Raum die Hohen Tauern (Hafnergruppe, Reitereck/Sternspitze) und Nockgebiet (Stubeck) aufeinander, wobei auf engem Raum signifikante Bewegungen zu erwarten wären (EXNER 1973).

GEOLOGISCHES PROFIL DURCH DIE TORSCHARTE MIT KENNZEICHNUNG DER ZERRÜTTUNGSZONE

Maßstab ~ 1:25 000

Entworfen von CH. EXNER, 1973

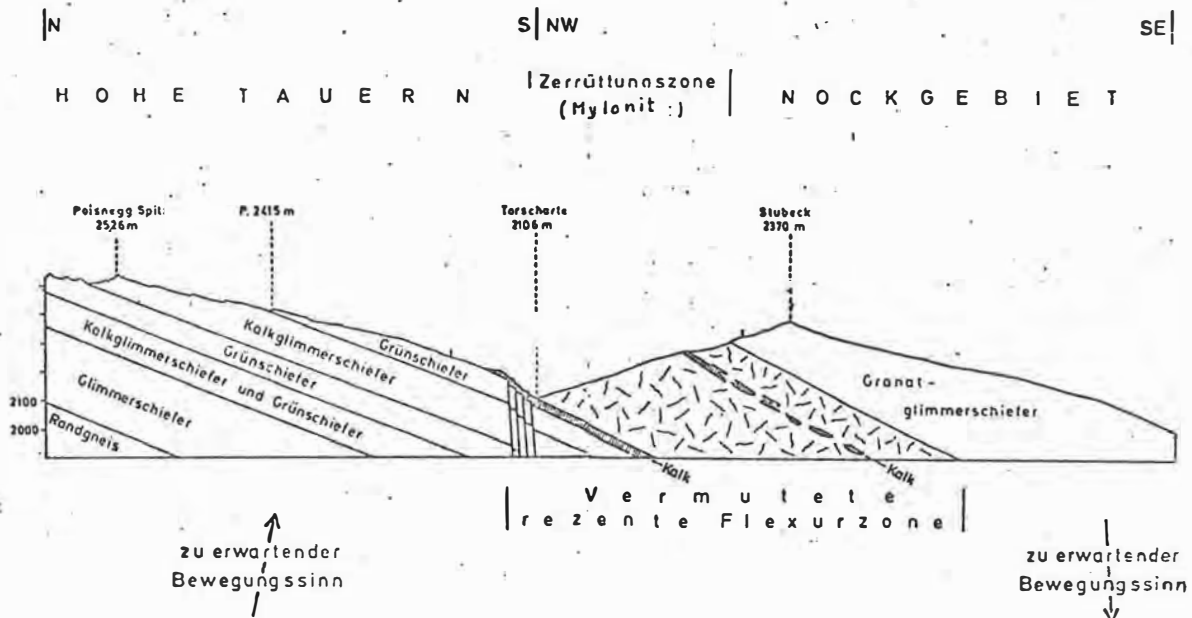


Abb. 3

Von den Herren EXNER und MITTER wurden dann auch in der Natur die geologisch repräsentativen Pfeilerstandorte festgelegt (1973). Die dreidimensionalen Bewegungsmessungen wurden 1974 beim IGP als selbständiges Projekt eingereicht und 1976 an Prof. SCHMID vergeben.

Eine Naturbegehung hatte 1974 gezeigt, daß für erste Aussagen zwei Pfeiler ausreichen würden - der nördliche ca. 100 m über der Torscharte Richtung Reitereck, der südliche knapp unter dem Gipfel des Stubecks (Abb. 3). Die 1973 erkundeten Standorte erwiesen sich als repräsentativ und es wurde die Baufirma Niedermühlbichler in Seeboden mit der Errichtung der Pfeiler beauftragt, welche schon große Erfahrungen bei Vermarkungen für Feinmessungen an der Tauernautobahn besaß. Angesichts möglicher lokaler Bodenbewegungen, besonders in der Zerrüttungszone des Stubecks, war die Anlage eines kleinräumigen Netzes zu 4 bis 6 Pfeilern oder von je 2 Hilfspfeilern in der nächsten Umgebung der 2 Hauptpfeiler erwogen worden. Aus Kostengründen, weil sich hierfür kaum günstige Standorte anboten (steiles Gelände) und auch wegen des günstigen Befundes beim Fundamentaushub wurden diese Maßnahmen aber zurückgestellt. Trotz der Hilfestellung durch einen Hubschrauber des Bundesheeres waren die Vermarkungskosten sehr hoch: Baukosten ca. 64.500.-, Hubschrauber 11.800.-, also je Pfeiler ca. 38.000.- (1976/77).

Ursprünglich war geplant, die Strecke zwischen den beiden Pfeilern mit dem Tellurometer MA 100 zu messen und die met. Endpunktwerte durch einen Sondenaufstieg aus der Torscharte zu unterstützen. Letzteres hätte sicherlich je Messung einen Hubschraubereinsatz und zusätzlich Kosten von ca. 40.000.- erfordert und war auch theoretisch nicht nötig, da bei der Kürze der Strecke auch Endpunktwerte der Grundgenauigkeit des MA 100 ($3 \cdot 10^{-6}$ auf 1 km) entsprochen hätten.

Später entschlossen wir uns auch, im Interesse eines einfacheren Arbeitsablaufes den etwas ungenaueren Wild DI 3 S dem wesentlich schwereren MA 100 vorzuziehen, da je Messung mehr

als 600 Höhenmeter Anstieg erforderlich waren.

1977 (Oktober), 1978 (Juni) und 1979 (Oktober) wurde je eine Nullmessung ausgeführt, wobei im ersten Jahr wegen Nebels nur einseitig Strecke und Zenitdistanz, 1978 nur lokal beidseitig Strecke und Zenitdistanzen gemessen werden konnten; 1979 wurde neben einer kompletten lokalen Messung auch das Pfeilerpaar vom Stubeck aus ins Landessystem gebracht (nach Lage und Höhe) und auf den Pfeilern Orientierungsrichtungen beobachtet.

Die lokale Witterung hatte sich als sehr ungünstig erwiesen, die beiden ersten Termine waren bei antizyklonaler Südwestlage, heiterem Wetter sowohl im Lungau als auch in Kärntner Tallagen von Hochnebel und sogar Graupelschauern behindert.

Die Richtungen und Zenitdistanzen wurden mit Wild T2 in 4 kompletten Sätzen, letztere gleichzeitig-gegenseitig, beobachtet. Die met. Endpunktwerte wurden mit Schleuderthermometer und Altimeter, später mit Standbarometer (Druckdose) unterstützt, beobachtet. Dabei waren am sonnigen, sehr stark windigen Junitermin 1979 Unterschiede zwischen beiden Pfeilern bis zu 7° (!) beobachtet worden.

Die Standardabweichung einer einzelnen Streckenmessung (ca. 1094 m mit Dreierprisma) aus jeweils 8 Ablesungen war ± 3 mm, einer Richtung $\pm 3^{\text{CC}}$, einer Zenitdistanz (einseitig) $\pm 5^{\text{CC}}$ (1979), sonst $\pm 9^{\text{CC}}$.

Die Partien bestanden aus 2-3 Universitätsassistenten sowie 3-4 Hörern.

Der Refraktionskoeffizient aus gegenseitigen Zenitdistanzen berechnet betrug bei den Nebellagen 1977 bzw. 1978 +0,16 bzw. +0,11, 1979 im Oktober um 14^h -0,31; um 15^h30 -0,07 bei starker Strahlung (Standpunkte ca. 1m über kahlem Boden).

Ein Vergleich der Altimeterwerte mit den Luftdruckmessungen am Sonnblick einerseits und Klagenfurt andererseits zeigte keine Übereinstimmung, da Druckgebilden in der Höhe nicht immer das vergleichbare am Boden entsprach. (Über die Reduk-

tion der Altimeterwerte mit Hilfe der Höhenskala siehe 2.2.5).

Die bisherigen Resultate waren uneinheitlich. Die meteorologisch reduzierten Schrägdistanzen zeigten keine signifikante Änderung:

1977	1094, 256
1978	244
1979	246

Unter Annahme von $\sigma_0 = \pm 5$ mm also keine Bewegung.

Die gemittelten Zenitdistanzen zeigten einen deutlichen, aber noch nicht hochsignifikanten Gang:

1977	105 ^g 63 78	\pm	10 ^{cc}
1978	63 67	\pm	7 ^{cc}
1979	63 59	\pm	4 ^{cc}

Die Standardabweichungen sind die gefühlsmäßig korrigierten, empirisch gewonnenen Werte. Die Änderung 1977/79 hat demnach $\sigma_{\Delta} = \pm 11^{cc}$, was auf $S = 95\%$ Vertrauensniveau etwa 23^{cc} signifikant werden ließe.

Wäre die Änderung reell, entspräche dies einem um 33 mm verringerten Höhenunterschied, also einer Setzung von Stubeck relativ zu Reitereck. Dies ist nur eine Ziffernspielerei, wobei aber die Übereinstimmung mit der vorhergesagten Tendenz (EXNER 1973) bemerkenswert ist!

Eine Rekonstruktion länger-fristiger Daten aus Vergleichsmessungen zu Bundesamtoperaten ist wegen der großen Entfernung Stubeck/Reitereck höchstens hinsichtlich Dilatation möglich und scheint nicht sinnvoll.

Das IGP Projekt ist 1979 ausgelaufen. Derzeit besteht kein Bedarf an einer Folgemessung, da eine größere Zeitbasis erwünscht ist. Wir werden ein entsprechendes Folgeprojekt ab 1982 ins Auge fassen. Bis jetzt hat uns jedenfalls die Österreichische Akademie der Wissenschaften - Kommission für das IGP (Prof.Dr.F.STEINHAUSER) dankenswerterweise unter-

stützt, wobei wir wegen des immer steigenden wissenschaftlichen Interesses am Problembereich Geodynamik auf ein ähnlich gerichtetes Folgeprogramm hoffen.

2.2 Das Karawankenprojekt

2.2.1 Vorbereitung, Erkundung, Vermarktung

Im Juni 1973 wurde das Institut für LV von Dr.G.RIEHL, Institut für Geologie der TU Wien, zur Mitarbeit am Karawankenprojekt "Geologisch-geophysikalische und vermessungstechnische Untersuchungen zur Frage N/S Alpengrenze und ihr Zusammenhang mit jungen Massenbewegungen", einem Teilprojekt des geowissenschaftlichen Projektes "Tiefbau der Ostalpen", eingeladen. Dieses Großprojekt lief als "Schwerpunktprogramm N 25" der Rektorenkonferenz bis 1978 und wurde vom Fonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung finanziert. Projektkoordinator war Prof.Dr.W.FLÜGEL, Institut für Geologie und Paläontologie der Universität Graz.

Als Initiator und Vertreter der geologischen Fragestellung war RIEHL damals Betreuer des gesamten Teilprojektes, seit 1974 lief es als Gemeinschaftsprojekt der Institute für Geophysik der Universität Wien, Geologie (TU Wien) und Landesvermessung (TU Wien). Die vermessungstechnische Projektleitung oblag Prof.Dr.H.SCHMID (Fondsprojekt Nr.1793 bzw.2778/5), die geologische Dr.G.RIEHL, die geophysikalische Prof.Dr.R.GUTDEUTSCH.

Die Fragestellung lautete nach Erfassung von dreidimensionalen Bewegungsvektoren zwischen der geologisch stabilen Sattnitz einerseits, der Karawankennordkette und dem Karawankenhauptkamm andererseits. Zwischen der Karawankennordkette und der die "Südalpen" im engeren Sinn vertretenden Hauptkette liegt in diesem Bereich die auch morphologisch leicht zu lokalisierende Störungszone "Periadriatische Naht", in anderen Publikationen auch "Alpinodinarische Störungsline" (z.B. RINNER 1974) oder "Gailtallinie" bezeichnet.

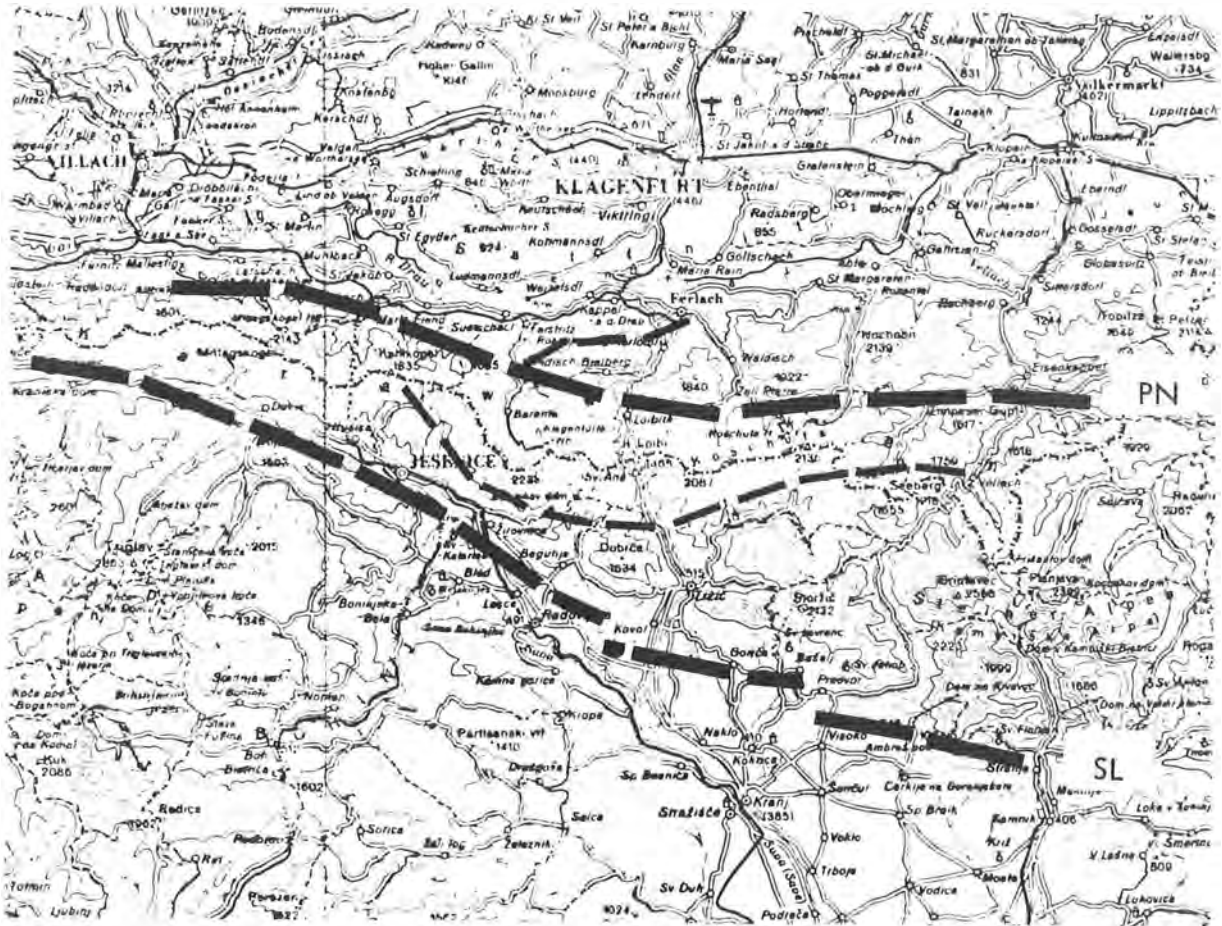


Abb. 6

Periadriatische Naht (PN) und Savelinie (SL) in einem Ausschnitt der ÖK
1: 500 000 (nach G. RIEHL)

Das ursprünglich erörterte Messungsprogramm mit drei parallelen, miteinander verknüpften Profilen und einer Punktdichte von etwa zehn Punkten je Profil mußte wegen des utopischen Aufwandes abgelehnt werden. Sodann wurde ein einziges Profil Sattnitz - Fuß Barentalkonglomerat - Nordkette - Südkette (vier Punkte) erwogen. Dessen Deutung wäre vor allem dadurch sehr einfach gewesen, daß ursprünglich nur Nord-Südbewegungen (Dilatationen) vermutet wurden.

Bei der ersten Begehung in der Natur zeigte sich bereits, daß einerseits auch im Bereich der vom Singerberg abgeleiteten Massen ein Meßpunkt zweckmäßig wäre, andererseits eine

gesicherte Aussage zur Herausfilterung von großräumigen bzw. lokalen Einflüssen nur durch mindestens zwei Meßpunkte je Kette möglich schien.

Während in der Sattnitz der als stabiler Zentralpunkt anzunehmende Plöschenberg sowie der genau südlich gelegene Singerberg unbestritten waren, wurde als zweiter Nordkettenpunkt das Ferlacher Horn, ein morphologisch, topographisch und geologisch markanter Gipfel herangezogen. Leider war dieser Berg sowohl arbeitstechnisch (langer Anstieg nach gefährlicher Zufahrt), als auch geometrisch ebenso wie geologisch sehr eigenwillig: wegen der starken Exposition der isolierten Gipfelschuppe mußten zwei lokale Versicherungspfeiler errichtet und mitbeobachtet werden, eventuelle Bewegungen können auch bei homogenem Verhalten des Lokalnetzes nicht als charakteristisch für die Karawankennordkette erachtet werden. Bei der Südkette war die Erkundung noch wesentlich schwieriger.

Während die befahrbaren Punkte einfach und preisgünstig (unter Mitwirkung eines Straßenbautrupps der Kärntner Landesregierung) und das Ferlacher Horn sehr mühsam durch Dr. RIEHL und 5 weitere Helfer, unter Mitwirkung eines Bundesheerhubschraubers, in einem Monat vermarktet wurden, war vorerst an eine Pfeilervermarkung der Hauptkettenpunkte nicht zu denken, da sie durch Materialflüge wegen Grenznähe und Exposition nicht zu erreichen schienen.

Daher sollten als Vermarkungen Festpunkte der Österreichischen Landesvermessung verwendet und im Zuge einer Folge-messung, nach entsprechend aufwendiger Organisation, auf im Laufe der Zeit zu errichtende Pfeiler zentriert werden können. Die Punkte sollten Sicht nach Nord und Süd besitzen, um das Netz ggf. nach Slowenien hin ausdehnen zu können. In der Westhälfte wurde der KT "Bevsica" 49-211 gewählt. In der Osthälfte wäre der KT 34-211, östlich nahe dem alten Loiblpaß, geometrisch und arbeitstechnisch günstig gewesen, da er mit einem Distanzer hätte bestückt werden können, dafür lag

er auf einer extrem labilen Schuppe und mußte daher aufgegeben werden. Schließlich wurden auf einer statisch günstigen Kammverzweigung, zwar nur 300 Höhenmeter über dem Paß, aber sehr exponiert zu erreichen, eine Anzahl von Monobloc-Schlagmarken gesetzt ("Scheriauualm").

Insgesamt waren Erkundung und Vermarkung reich an widersprüchlichen Forderungen, sehr mühsam und äußerst kostspielig. Bereits hier wurde das Schlagwort vom "Kärntenwetter" geboren, worunter Nebel, Hochnebel, Nieseln bei Schönwetter-Druckverteilungen zu verstehen waren.

Manche Visuren wurden nur aus der topographischen Karte erkundet, obwohl die Endpunkte mehrfach begangen worden waren. Die Liegenschaftseigentümer der zukünftigen Pfeilerstandorte mußten natürlich um schriftliche Einwilligung ersucht werden, wobei der über 80-jährige Besitzer der Gipfelwiese am Plöschenberg für den durch Meßpartien - und vor allem neugierige Fremde - entstandenen Flurschaden regelmäßig abgefunden werden mußte. Wie später noch berichtet, bauten unsere jugoslawischen Kollegen östlich der "Bevsica" (korrekt Belscica, d.i. "weißer Berg"; die angegebene Schreibweise stammt aus der Punktkarte) am "Mali vrh" am Grenzkamm einen Pfeiler, wobei damit eine private Baufirma beauftragt werden mußte, da sogar hier in einem sozialistischen Staat Militäreinsatz zu teuer und umständlich gekommen wäre. Das Material wurde dort händisch bzw. mit Maultieren zu Berg gebracht.

Auf der Scheriauualm wurde, nach der Nullmessung auf den Schlagmarken, von der Baufirma Niedermühlbichler (Seeboden) ein fundierter Pfeiler mit Versicherungen errichtet. Die Kosten hiefür waren unter anderem deswegen besonders hoch (in Summe 1976/77 öS 115.000.-), da der endlich bereitgestellte Bundesheerhubschrauber wegen aufgekommenen Windes nicht über der Baugrube "rütteln" und den Beton ablassen konnte. Dadurch waren alle Kosten eines Silotransportes zum Loiblpaß a fonds perdu. Die Schwierigkeiten wegen Grenznähe, Wetter usw. sind nicht aufzuzählen. Dabei muß ich die Kollegen aus

der Triangulierungsabteilung des BAFeuV beneiden, welche offenbar einen besseren Draht zur Lufteinsatzzentrale als wir besaßen.

2.2.2 Überlegungen zur Netzqualität

Das Netz wurde als kombiniertes Richtungs- und Streckennetz ausgelegt, so daß durch Messen von gleichzeitigen gegenseitigen Zenitdistanzen neben den Lage- auch die Höhenverschiebungen erfaßt werden können. Zur Messung der Richtungen und Zenitdistanzen (Höhenwinkel) wurden Präzisionstheodolite Wild T 3 bzw. Zeiss Th II, der Strecken ein Lasergeodimeter AGA 8 vorgesehen, letzteres wegen der universellen Reichweite und relativen Unempfindlichkeit gegen Unsicherheit der meteorologischen Reduktionsgrößen.

Alle Randbedingungen zusammen ergaben das vorliegende Netz fast zwingend ohne gleichwertige Alternativen, wobei folgende Nachteile in Kauf genommen werden mußten (Abb. 7).

1. Als Bezugspunkt gilt der Plöschenberg, als einzige Orientierungsrichtung der Ulrichsberg. Für die Stabilität dieser Punkte werden als Grobkontrolle Richtungs- und Streckenmessungen nach dem Pyramidenkogel vorgenommen. Die geologisch erwünschte Einbeziehung des Schrottkogels nördlich der Rauscheleseefurche war wegen dichter Bewaldung sowie widrigem Relief nördlich des Plöschenbergs unmöglich. Das Netz ist dadurch allerdings zwangfrei aufgebaut; außerdem sind eventuelle signifikante Koordinatenänderungen leicht zu deuten.

Wie später zu sehen, sind die Genauigkeiten der Koordinatenänderungen nicht isotrop, d.h. eine Aussage in Nord/Süd-Richtung ist schärfer zu präzisieren als in Ost/West-Richtung. Ein fehlertheoretisch günstigerer Ansatz als reines Streckennetz hätte noch ein bis zwei weitere Pfeiler auf der Sattnitz erfordert, solche ließen sich aber wegen der Randbedingungen damals nicht erstellen.

2. Die Netzseiten sind länger als in der Landesvermessung für trigonometrische Höhenmessung vorgesehen, so daß sich

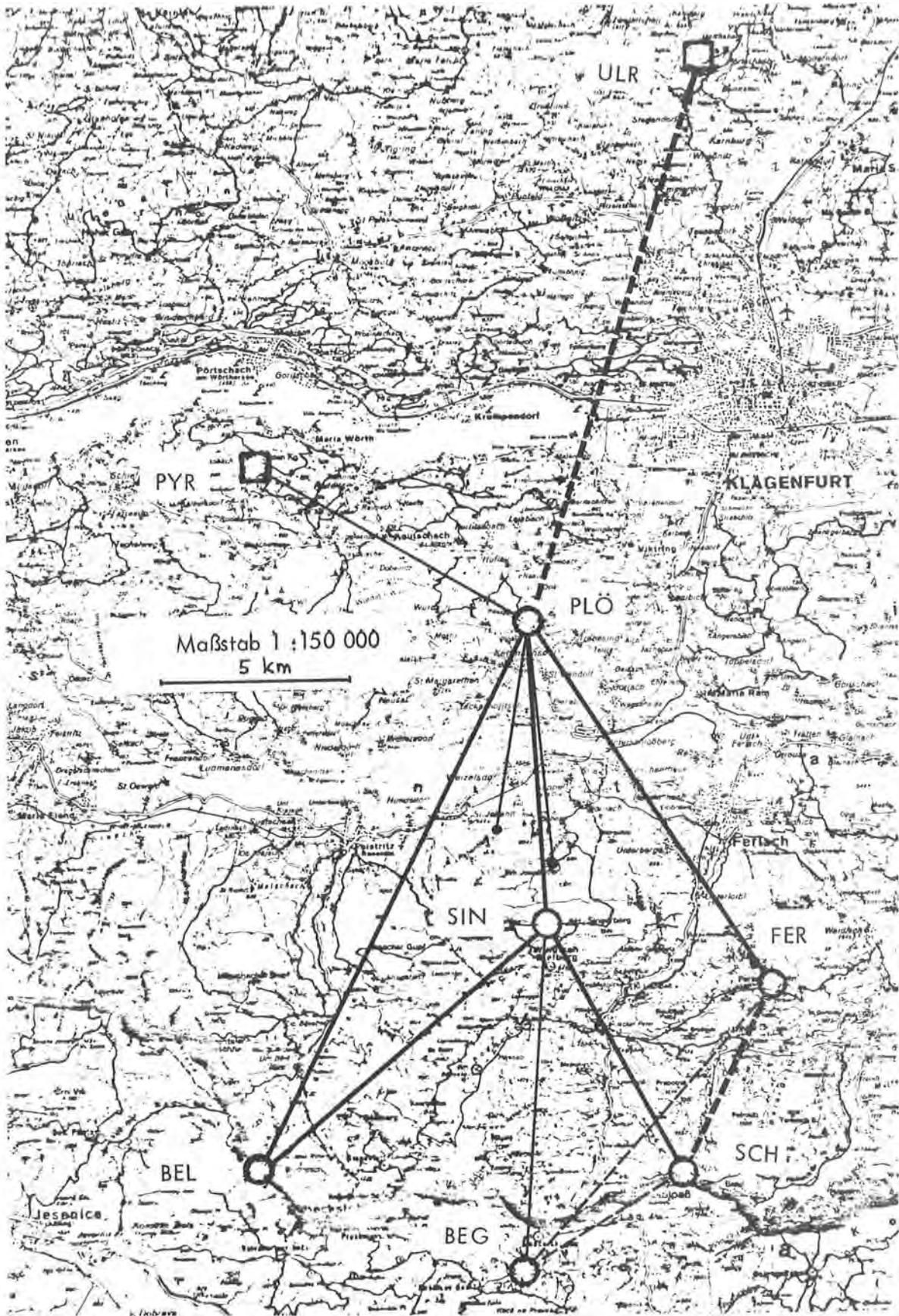


Abb. 7 : Österreichischer Netzteil

○ Stand- und Zielpunkt

□ Zielpunkt

————— Richtungs-, -Zenitdistanz- und Streckenmessung

----- Richtungsmessung
ggf. mit Zenitdistanzen

Grundnetz stark, Ergänzungs- und Anschlußmessungen dünn ausgezogen

Kartenausschnitt : F&B- Wanderkarte 23

die Höhen nur mit einer der Fragestellung nicht entsprechenden Genauigkeit bestimmen lassen. Einem gesonderten trigonometrischen Nivellement zwischen den Pfeilern mit Schrägdistanzen von etwa 2-4 km Länge steht die ungünstige Topographie entgegen.

Das von den Geologen geforderte Liniennivellement, welches natürlich fehlertheoretisch die einzig vertretbare Art der Höhenbestimmung gewesen wäre, wäre nur dann innerhalb der Kapazität eines Hochschulinstitutes gelegen, wenn es sich auf die in der Natur ersichtliche Störungszone im Bäental beschränkt hätte. Dann wären noch etwa 2 km Liniennivellement bei 200 m Höhenunterschied angefallen. Sonst hätten periodische Nivellements von insgesamt 50 km und an die 2000 Höhenmeter (ins Bäental und zum Loiblpaß) gelegt werden müssen.

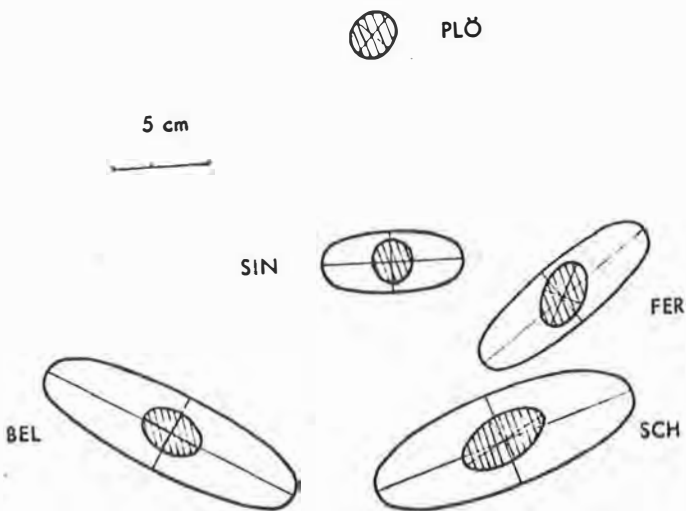
Hinsichtlich der Lage waren nur sehr geringe Redundanzen gegeben: in der Westhälfte 1 Strecke und 2 Winkel, in der Osthälfte überhaupt nur 2 Winkel. Die reichlichen Redundanzen in der Höhe konnten deren Genauigkeit nicht entscheidend verbessern. Damit ist klar, daß hier von den zwei Wegen zur Genauigkeitssteigerung bei Bewegungsmessungen, nämlich ein hochredundantes Netz in großen oder ein Minimalnetz in geringen Zeitabständen zu beobachten, der zweite vorlag, welcher auch den praktischen Möglichkeiten eher entgegenkam.

Wie leicht aus dem Netzbild, ohne Berechnung der Redundanzbeiträge, ersichtlich, sind auch die Zuverlässigkeitskenn-
daten einer einzelnen Messung nicht zufriedenstellend. Daher gilt, in Übereinstimmung mit Abs. 1.2.2.2, auch hier das zuvor Gesagte.

Die Ausgleichung des Netzes erfolgte mittels des äußerst flexiblen Programmes "NETZ 3D" von A.ELMIGER in der Fassung von J.FÜRST auf der Cyber der TU Wien.

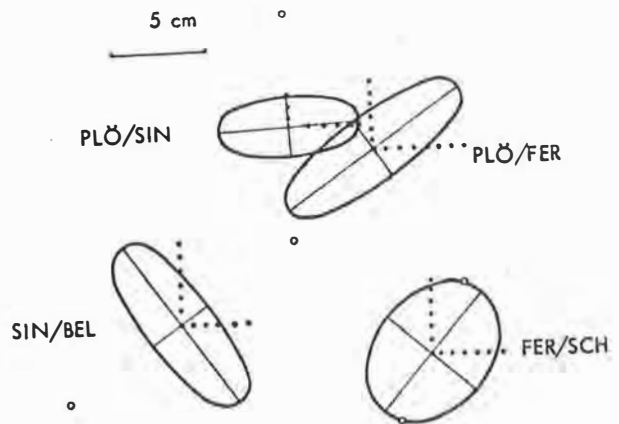
Vor Beginn der Nullmessung wurden Genauigkeitshochrechnungen mit Hilfe der bekannten Formmatrix und den a priori-Standardabweichungen von ± 2 cm für eine Strecke (außer ± 3 cm PLÖ/BEL),

$\pm 3^{\text{cc}}$ für eine gemittelte Richtung, $\pm 5^{\text{cc}}$ für eine gemittelte Zenitdistanz vorgenommen, und zwar mit der konventionellen Annahme gemäß 1.2., dann als singuläres Netz mit Rangabfall 4 bzw. 3, nur um einen Vergleich zu den in den einschlägigen Veröffentlichungen angegebenen Fehlerdaten zu erhalten. Mit großen Halbachsen der Fehlerellipsen zwischen 12 und 26 mm liegen diese meist innerhalb des legendären Einschillingstückes (Abb. 8 a). Weiters wurden die relativen Fehlerellipsen benachbarter Punkte vorausberechnet (Abb. 8 b); die beim konventionellen Koordinatenausgleich ersichtliche Benachteiligung der Südkettenpunkte ist hier merklich kleiner. Die mittleren Höhenfehler allerdings liegen zwischen ± 10 cm (SIN) und ± 17 cm (BEL).



Fehlerellipsen aufgrund der im Text erwähnten Genauigkeitsvoranschläge als singuläres Netz, Rangabfall 3 (schraffiert) und als konventionelles, zwangsfreies Netz

Abb. 8 a



Relative Fehlerellipsen und mittlere Fehler der Koordinatenunterschiede benachbarter Punkte a priori, stochastisches Modell wie zuvor

Abb. 8 b

Da außer der Scheriaualm alle Punkte unmittelbar neben Festpunkten des BAfEuV lagen, waren die vorläufigen Koordinaten einfach zu erlangen. (Eine Trendrückberechnung ist aber nicht möglich, da die Triangulierungspunkte verschiedenen Operaten entstammen).

Anhand von Tab.1 ist ersichtlich, daß eine Höhenänderung von 5 mm/Jahr mit dem Beobachtungsrhythmus Sp.4, $\sigma_0 = \pm 10$ cm, $S = 95\%$, $u = 1,96$ nach ca. 50 Jahren (0, 10, 20, 30, 40, 50) und eine Lageänderung in N-S Richtung derselben Größe, bei $\sigma_0 = \pm 4$ cm, nach 20 Jahren signifikant nachweisbar ist. Bei günstigeren Fehlern in der Bewegungsrichtung verringern sich die Beobachtungsintervalle entsprechend.

Bei der Beobachtungsplanung wurde häufig dem "Parallaxen-Prinzip" vertraut.

So bestand die Hoffnung, ausschließlich während herbstlicher Hochdrucklagen beobachten zu können und dadurch bei den einzelnen Terminen die Distanzen über die gleichartigen atmosphärischen Verhältnisse so zu korrelieren, daß ihre Änderungen von Zeit zu Zeit ohne Brechungsindexfehler anfallen sollten. Dies hat sich dann in der Praxis als undurchführbar erwiesen.

Lokale Lotabweichungsdifferenzen von Punkt zu Punkt gehen in den Netzausgleich wie zufällige Fehler ein. Die empirische Varianz (m_0 aus dem Ausgleich) wird dadurch zu pessimistisch geschätzt. Zwischen verschiedenen Messungsepochen besteht eine Korrelation dergestalt, daß die Differenzen der Netzelemente und Koordinaten frei von Lotabweichungseinflüssen sind, soferne sich nur diese nicht mit der Zeit ändern. Die Konfidenzbereiche der Änderungen aufgrund von empirischen Varianzen sind dadurch allerdings zu weit.

Es ist daher ratsam, nur aufgrund von a priori Varianzen Fehlerberechnungen und Vertrauensbereiche anzugeben, umso eher, als bei den geringen Redundanzen der Netzelemente (Lage), Auswirkung sehr unsicherer Gewichtsrelationen zwischen den Lage- und Höhenmessungen im 3 D Programm und ver-

steckten Korrelationen zwischen den Streckenmessungen die mittleren Fehler aus dem Ausgleich heraus nicht verlässlich erhalten werden können.

2.2.3 Nullmessungen

Die Richtungen und die Zenitdistanzen wurden in je 8 vollständigen Sätzen mittels T3, DKM2A oder T2 gemessen, letztere gleichzeitig-gegenseitig.

Die Strecken wurden von den befahrbaren Punkten Plöschenberg und Singerberg mittels Lasergeodimeter AGA8 (im Eigentum des Fonds) zwei- bis dreifach gemessen.

Die meteorologischen Werte wurden außer auf den Endpunkten auch noch je nach Möglichkeit auf einer Fesselballonsonde der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, welche in Weizelsdorf im Drautal stationiert war, beobachtet.

Nach Probemessungen im Juni 1975 wurde das Grundnetz erstmals im Oktober 1975 durchgemessen.

Nach dem Friauler Starkbeben vom Mai 1976 sollte das Gebiet auf signifikante Verschiebungen untersucht werden. Daher wurden im Juni 1976 wichtige Netzelemente, im Oktober 1976 das gesamte Netz beobachtet, einschließlich der polaren Anhänger nördlich des Singerberges, der Zentrierung von KT Bevsica auf Pfeiler Belscica und der Versicherungen am Ferlacher Horn (letztere beide mit T2 und DI 3S).

Da die Änderungen der Netzelemente innerhalb der statistischen Vertrauensbereiche ($S = 95\%$) lagen, konnte keine signifikante Bewegung nachgewiesen werden.

Die Messungen wurden von Angehörigen des Institutes für Landesvermessung ausgeführt, jene im Oktober teilweise im Rahmen der lehrplanmäßigen Feldübungen. Trotz Aufenthaltes von jeweils 2 Wochen im Einsatzgebiet gab es nur wenig günstige Beobachtungstermine, so daß in diesen 2-3 günstigen Tagen alle Messungen unter großem Organisations- und Personaleinsatz sowie 3 Leih-VW-Bussen durchgepeitscht werden mußten.

Häufig vergingen ganze Tage auf meßbereit besetzten Stationen im Nebel und Dunst, ohne daß produktiv gemessen werden konnte. Mikrowellendistanzmessungen waren schon durch den Bedarf des aktiven Reflektors (auf Hochgipfeln) und der Grenznähe (Funkerlaubnis), sodann wegen des Dampfdruckeinflusses (bei häufig sehr inhomogenen Feuchteverhältnissen und Unmöglichkeit, diese aus der Fesselsonde besser zu schätzen) als Bestimmungsmessungen ausgeschieden, wurden aber doch parallel zu den AGA 8 Messungen mittels DI 60 ausgeführt.

Aus dem Netzkonzept ergab sich die unbedingte Notwendigkeit von Richtungsmessungen, wenngleich diese etwa nur 10% - 20% des Streckengewichtes erreichten. Die Höhenwinkel waren in der vorliegenden Meßanordnung, welche großen Aufwand mit sich brachte, nötig, da zu diesem Zeitpunkt noch an Berechnung von trigonometrisch ermittelten Höhenänderungen gedacht war. Bei den Theodolitbeobachtungen in Richtung "dunstige Tiefe" oder "Gegenlicht" erwies sich der AGA 8 Laser sowohl direkt wie auch via Reflektor als gute Zielhilfe. Auf Heliotropieren oder Nachtbeobachtungen wurde aus organisatorischen Gründen (z.B. Grenznähe, Hochlagen) verzichtet.

Probleme gab es auch durch den Grenzübertritt am Bärensattel und Benützung der slowenischen Karawankenmagistrale am Weg zur Belscica, mit Sprechfunkgeräten und anderen "militärischen" Gepäckstücken belastet.

Der Grenzbehangsteig vom Loiblpaß zur Scheriaualm mußte von Hörern durch Holzstufen versichert werden, da er sonst beim Begehen mit dem schweren Instrumentarium zu glitschig und exponiert gewesen wäre.

2.2.4 Zusammenarbeit mit jugoslawischen Dienststellen

1974 wurde mit dem Geodetski savod SRS entsprechend einer Anregung von G.RIEHL, das Netz bis südlich der Savelinie auszudehnen, besprochen, das Profil Plöschenberg-Singerberg-Belscica südlich über Sveti Katerina nach Hom hinweg zu ver-

längern. Nach dem Friauler Katastrophenbeben, welches auch in Slowenien starke Schäden verursacht hatte, wurde das Karawankenprojekt von allen jugoslawischen Fachdienststellen stark forciert und im Herbst 1976 in Katerina, Hom, auf den Hochgipfeln Belscica und Begunjscica Pfeiler errichtet sowie im Juni 1977 die Nullmessungen durchgeführt (Abb. 9). Für die Verbindungsmessungen über die Staatsgrenze hinweg wirkte hierbei ein Meßtrupp des Institutes für Landesvermessung der TU Wien mit.

Richtungen und Zenitdistanzen wurden nach demselben Schema wie bei uns gemessen; die Distanzen wurden zweimal mittels Geodimeters AGA 710 beobachtet, und zwar von den befahrbaren Punkten Katerina, Hom und Radovljica (südlicher Endpunkt der slowenischen Invarbasis) aus. Die Messungen und Auswertungen wurden durch die Geodetska uprava SRS organisiert und beauftragt (GOLOREJ), durch den Geodetski zavod SRS Ljubljana (JENKO) und erreichten ein technisch sehr hohes Niveau.

Obwohl Katerina (KAT) und Radovljica (JBT) beiderseits der Save liegen, gehören sie geologisch zu einer Einheit (südlich der Savelinie?) und der jugoslawische Netzanteil ist vor allem dann wesentlich besser konditioniert als der österreichische, wenn man HOM als homogen mit den vorgenannten Punkten annehmen kann. Die beiden Hochgipfel sind bezüglich einer Basis KAT/JBT allein aus Strecken heraus besser bestimmt als unsere aus kombinierten Messungen. Die Eichung der Distanzer kann leicht von der mittels Invardrähten und Mekometer periodisch wiederholt gemessenen Radovljicer Basis her auf das Netz übertragen werden.

Die Anschlußrichtung nach Sv.Sodoci (JOST) entspricht in der Visurlänge, nicht aber in der Bedeutung für die Netzorientierung unserer Richtung Plöschenberg/Ulrichsberg.

Gerade an der Nahtstelle beider Netze zeigt sich ein wenig versteiftes Gelenk. Darum und wegen der streifenartigen Gestalt des vereinigten Netzes ist ein gemeinsamer, zwangsfreier, aber nicht singulärer Ausgleich sinnlos. Ein singu-

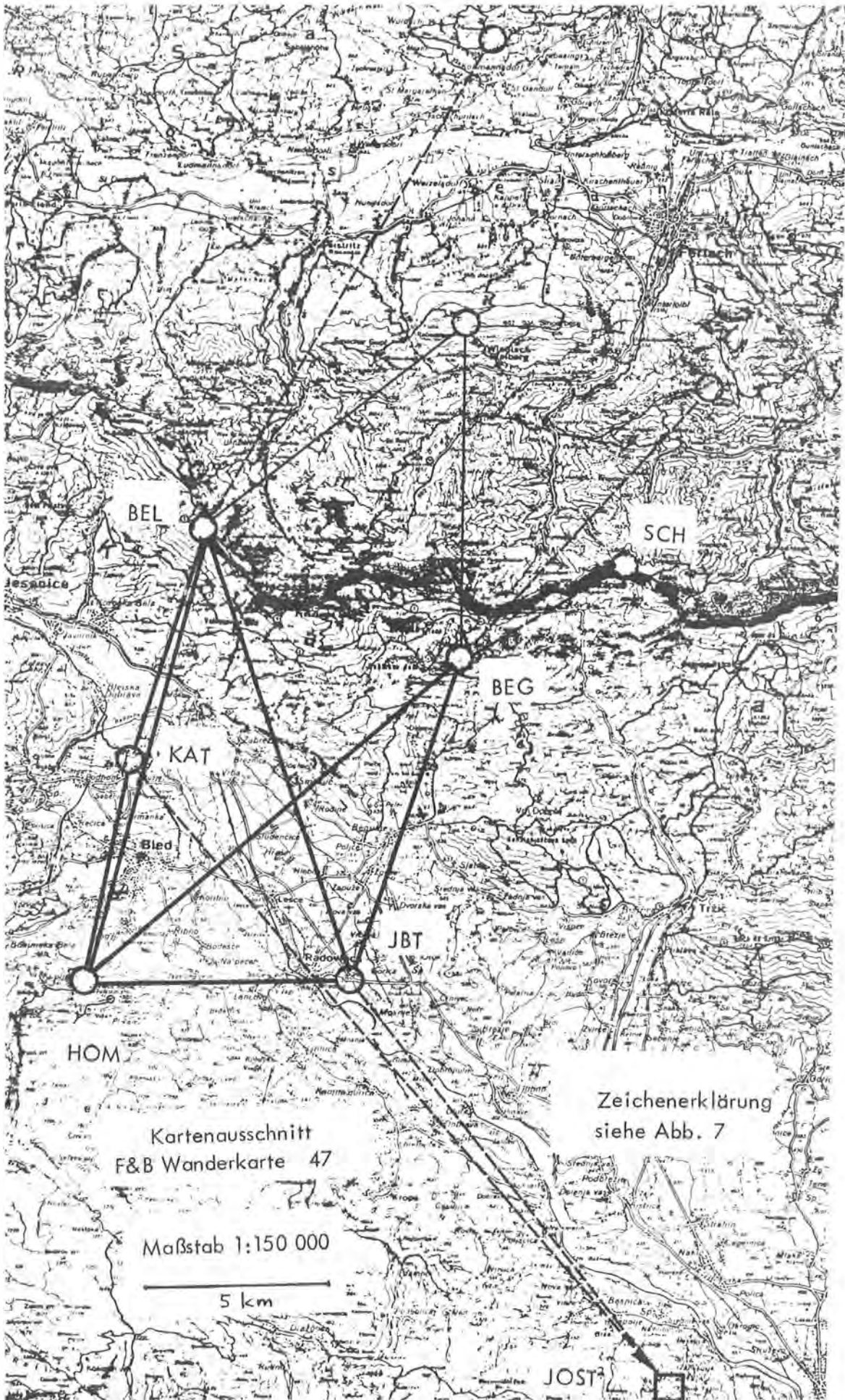


Abb. 9 : Jugoslawischer Netzteil

lärer Ausgleich ist ebensowenig erfolgversprechend, unter anderem da unsere Orientierung dabei untergehen würde.

Zur Deformationsbeurteilung scheint ein regional getrennter, jeweils zwangsfreier Ausgleich am wirkungsvollsten, wobei am Übergriff die jeweiligen Richtungswinkel (Rotation), Strecken (Dilatation) und Koordinaten (Scherung) der Hochgipfel BEL und BEG von Epoche zu Epoche verglichen werden können.

2.2.5 Meteorologische Messungen und Parallelmessungen

Die meteorologischen Daten an den Streckenendpunkten wurden mit Psychrometern und Thommen-Altimetern, teilweise auch mit Schleuderthermometern bestimmt. Die Altimeter wurden täglich untereinander und mit den in der Wetterkarte für Klagenfurt angegebenen Bodendruckwerten verglichen.

Wegen der großen Höhe ließ sich bei vielen Punkten nicht der Luftdruck am Ort ablesen, da die Druckskala nicht so weit reichte. Es wurde dann die Höhenskala nicht auf Null, sondern auf einen runden Wert " H_{Alt} " eingestellt, auf der Druckskala " P_{Alt} " abgelesen und der gesuchte Luftdruck " P_{ist} " in der Höhe " H_{ist} " mit folgenden Formeln ermittelt, welche leicht für Taschenrechner zu programmieren sind (Dimensionen mb bzw. m):

$$(1) P_{ist} = P_{Alt} - 1013,25 (1 - 2,26 \cdot 10^{-5} H_{ist})^{5,256} - 1013,25 (1 - 2,26 \cdot 10^{-5} (H_{ist} - H_{Alt}))^{5,256}$$

genähert:

$$P_{ist} \doteq P_{Alt} - 0,12037 H_{Alt} + 5,8 \cdot 10^{-6} H_{Alt} (2H_{ist} - H_{Alt})$$

$$(2) P_{ist} = 1013,25 (1 - 2,26 \cdot 10^{-5} H_{Norm})^{5,256}$$

$$H_{Norm} = H_{Alt} + (44308 - 11874,5 \cdot P_{Alt}^{0,19026})$$

(jene Höhe, die am Altimeter eingestellt werden müßte, um 1013,25 mb auf der Druckskala abzulesen).

Beide Formeln wurden aus Beziehungen der Gebrauchsanleitung für den "THOMMEN-Altimeter 2000" abgeleitet.

Die schon erwähnten Fesselsondenaufstiege sollten untersuchen, ob im vorliegenden Relief bei den gegebenen Meßmitteln und -bedingungen und den Streckenlängen von 6 bis 15 km überhaupt auf die aufwendigen Sondenaufstiege zu verzichten wäre und die Messungen unter Berücksichtigung auf Gerätegenauigkeit nur aus Endpunktwerten zu reduzieren wären (SCHMID 1977).

In den in Abb.10 dargestellten Profilen wurden die Messungen gemäß Tab.2 ausgeführt. Da das Meßprogramm nur auf das Lasergeodimeter zugeschnitten war, wurde unter Berücksichtigung auf die o.a. unsichere Feuchteerfassung bei der Radio-sonde und den geringen Dampfdruckeinfluß auf elektrooptische Messungen auf eine Feuchteregistrierung überhaupt verzichtet.

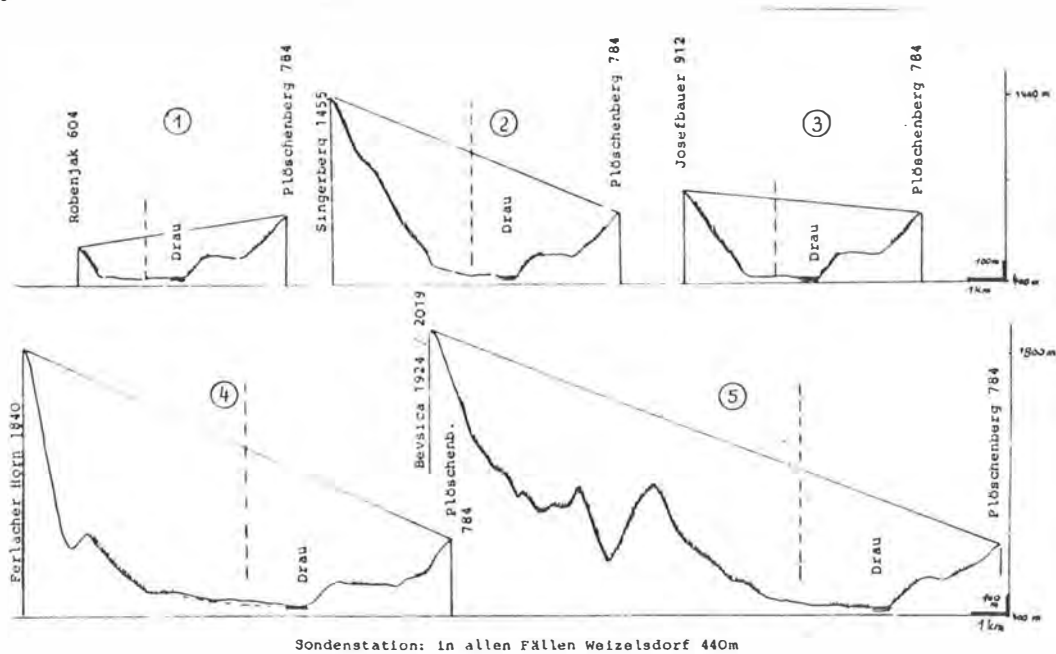


Abb. 10 Längsschnitt durch die Strecken Kärnten (Längen 1:200 000, Höhen 1:40 000).

Die Wetterlagen vom 2. Oktober 1975 bzw. 6. Oktober 1976 waren in ihrer Entstehungsgeschichte grundverschieden: am erstgenannten Tag Schönwetter vor einer Störung, am zweitgenannten baute sich nach einer langen Schlechtwetterperiode ein mächtiges Hoch auf. Strahlung erwärmte die bodennahen

Schichten, die freie Atmosphäre war noch sehr kalt. Dies war der einzige Termin, an welchem die Sonde eine signifikante Verbesserung brachte (Vorzeichen und Betrag stimmen mit den Erfahrungen überein, z.B. JEK VI Seite 238). Trotz anscheinend guter Durchlüftung und fast wolkenlosem Himmel gab es an diesem Tag starke Inhomogenitäten in der Atmosphäre (Abb.11 a).

Tabelle 2

1 f.Nr.	Datum, Uhrzeit	Profil Nr.	Witterung	Wetterlage	Temperatur °C			Streckenänderung wegen Temperatur- differenz (cm)
					Mittel der End- punktwerte	Sonde in mittl. Höhe der Endpunkte	Differenz	
1	1.Okt. 1975 16h 20	2		SW	15,6	15,1	+0,5	-0,4
2	17 00	2		SW	14,8	15,3	-0,5	+0,4
3	2.Okt. 1975 9 20	3		h	15,8	14,2	+1,6	-1,0
4	10 10	1		h	16,1	15,2	+0,9	-0,5
5	10 35	1		h	16,8	15,2	+1,6	-0,9
6	13 40	5		h	14,3	14,2	+0,1	-0,2
7	14 10	4		h	14,6	13,4	+1,2	-1,3
8	14 40	4		h	14,3	13,4	+0,9	-1,0
9	30.Sept.1976 16 40	2		HF	12,6	12,1	+0,5	-0,4
10	18 10	2		HF	11,8	12,0	-0,2	+0,2
11	6.Okt. 1976 11 40	5		H	10,7	8,2	+2,5	-3,8
12	12 40	5		H	10,8	8,5	+2,3	-3,5

Ein noch extremeres Beispiel bietet Abb.11 b, als bei zyklonaler Südwestströmung, bedecktem Himmel und böigem Süd Sturm bis in die Niederung eine ausgesprochene Temperaturumkehr auftrat.

Die bei ruhigem Wetter auftretenden Inversionen waren im Testnetz Kärnten ohne Bedeutung, da beide Streckenendpunkte über der Inversionsobergrenze lagen.

Abb. 11 a

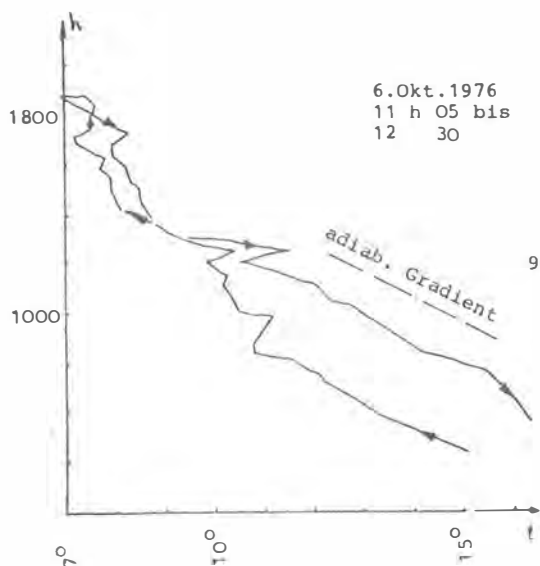
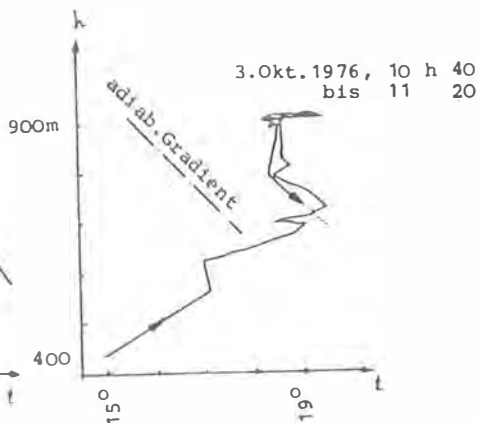


Abb. 11 b



Beispiele für vertikale Temperaturverteilung über dem Drautal aus Sondenaufstiegen im Testnetz Kärnten

Es wurde eine von der Sondenabteilung der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik hergestellte Fesselballonsonde verwendet. Die Sonde wog 3 kp, der zugehörige Ballon 4 kp. Der Ballon hatte aufgeblasen einen Inhalt von 12 m³. Die maximale Steighöhe war 1200 m über Grund. Die Organisation der Aufstiege war sehr mühsam, da jeweils ein luftfahrtbehördliches Genehmigungsverfahren mit entsprechenden Sicherheitsauflagen voranging: Nachtflugverbot, Verständigung vor jedem Aufstieg, Kennzeichnung der Fesselleine alle 50 m mit Luftballons usw. Auch die Beschaffung und Lagerung der Wasserstoffflaschen war aufwendig.

Die Höhe der Sonde über Grund wurde durch einen Flughöhenmesser mit elektronischer Abtastung ± 10 m genau erfaßt (eine direkte Messung am Seil war durch Abdrift und starke Ausdehnung des Seils unmöglich). Sowohl die Temperatur als auch die relative Feuchte wurden durch Widerstandsmessung erfaßt; ein Fühler nahm abwechselnd den Widerstand des Thermistors, den Referenzwiderstand und den feuchtigkeitsbedingten Wider-

stand einer Karbongelatineschicht auf. Die Widerstände wurden durch einen Modulator in Frequenzen umgewandelt, diese durch den Sender der Sonde zur Station gefunkt. Die jeweils empfangene Tonhöhe wurde gleichgerichtet, in einem digitalen Analogwandler integriert und mit einem x/t Schreiber aufgezeichnet.

Aufgrund der bekannten Eichdaten wurden die Kurvenwerte des o.a. Gleichstromschreibers händisch digitalisiert und die Temperatur- bzw. Feuchtwerte in Abhängigkeit von der Höhe ü.G. mittels Taschenrechner berechnet und sodann elektronisch geplottet. Eine automatische Verarbeitung mit Datenfluß von der Sonde bis zum Plotter ist derzeit noch nicht möglich, da die optimale Verarbeitung der Relationen Widerstand/Frequenz /meteorologischer Wert wegen Nichtlinearität und Verzerrungen von der persönlichen Erfahrung des Auswerters abhängt.

Für die Temperatur wird eine Standardabweichung von $\pm 0^{\circ}1$ C, für die relative Feuchte von $\pm 10\%$ angegeben. Letztere erscheint sehr unbefriedigend und soll durch Verwendung eines Aluminiumoxydelementes verbessert werden.

Insgesamt erwies sich die Verwendung der Fesselsonde als sehr interessant, aber wegen des großen Aufwandes (1 VW Bus blockiert, heikle Standortwahl, Personalaufwand größer als ein Meßtrupp, Schwerfälligkeit, Windabhängigkeit, Stehzeiten) in Relation zum Genauigkeitsgewinn als unwirtschaftlich. Bei Verwendung eines eigenen, problemorientierten Instrumentariums könnte sich die Situation etwas zugunsten der Sonden verschieben, wobei die Belastung durch die Gasflaschen, Energie, Winde, Lagerung usw. erhalten bleibt!

Die Parallelmessungen AGA 8/DI 60, welche gleichzeitig im Rahmen des Fondsprojektes 2480 zwischen Singerberg/Plöschenberg bzw. Plöschenberg/Belscica abgehalten wurden, zeitigten in Summe für 5 Messungen eine mittlere "RINNER'sche Ortskonstante" $\frac{AGA - DI60}{AGA}$ von $+ 3.10^{-6} \pm 2,4.10^{-6}$, wobei Werte von $+ 6,8.10^{-6}$ bis $+ 0,2.10^{-6}$, alle auf der kürzeren Strecke, vorkamen. Dieser Wert deckt sich mit den Erfahrungen anderer

Autoren, welche umfangreichere Meßreihen inszenieren konnten (z.B. RINNER 1976). Ein Weiterführen der Distanzmessungen mit Mikrowellen- anstelle von Lasergeräten schien schon der inneren Genauigkeit zufolge nicht sinnvoll.

2.2.6 Auswertung

Vor der elektronischen Berechnung wurden die Beobachtungsdaten hinsichtlich ihrer "Präzision" mit den Genauigkeitsvoranschlägen verglichen.

Für die Richtungen ergab sich als Standardabweichung einer gemittelten Richtung $\pm 2^{\text{CC}}6$, aus "Doppelmessungen" (Periodenvergleich) $\pm 3^{\text{CC}}1$ ohne die signifikant größer streuenden PLÖ-BEL, SIN-BEL, SIN-SCHER und $\pm 7^{\text{CC}}7$ für alle "Doppelmessungen". Die genannten großen Richtungsabweichungen zwischen 1975 und 1976 waren aber gegensinnig und ließen keinen Trend, sondern nur "Szintillationen" erkennen. Es waren dies die Richtungen mit besonders schlechter Zielansprache, interessanterweise gerade jene mit Laserzielhilfe.

Die gemittelten Zenitdistanzen hatten aus den Satzmitteln heraus eine Standardabweichung von sogar nur $\pm 2^{\text{CC}}3$, aus "Doppelmessungen" (Periodenvergleich) aber von $\pm 7^{\text{CC}}2$ und aus periodenweisen Differenzen der Differenz der Hin- und Rückmessung, welche von Lotabweichung und Erdkrümmung, aber auch Trend, bereinigt sind, sogar $\pm 8^{\text{CC}}0$.

Die aus Gegenzentritdistanzbeobachtungen nach der Formel:

$$k = 1 - \frac{\Delta \text{Zen}^c}{S_{\text{km}}} \cdot \frac{R_{\text{km}}}{S^c} = 1 - \frac{\Delta \text{zen}^c}{S_{\text{km}}}$$
$$\Delta \text{zen} = (|\alpha_i| - |\alpha_j|)_{t_1} - (|\alpha_i| - |\alpha_j|)_{t_2}$$

$\alpha_{i,j}$... Höhenwinkel aus gegenseitigen Beobachtungen zu Zeitpunkten t_1, t_2

berechneten lokalen Refraktionskoeffizienten lagen in der "Hochregion" zwischen 0,12 und 0,17, hingegen zwischen den Hangpunkten und Plöschenberg zwischen 0,24 und 0,27, wobei sich von Termin zu Termin noch Verschiebungen bis 0,03 (in

der Tiefregion) zeigten.

Die Strecken hatten eine Standardabweichung aus den 3 Meßfrequenzen heraus von ± 10 mm, was aber natürlich wesentlich zu optimistisch ist, und aus Epochenvergleich von ± 22 mm.

Aus diesen Überlegungen zeigte sich ohne Notwendigkeit tief-schürfender Untersuchungen, daß ~~es sich~~

- o die Netzelemente während der "Nullmessungsperiode" konsistent waren
- o die a priori Varianzen für Festlagerung der Gewichtsrelationen weiterverwendet werden konnten, wenngleich vielleicht die Richtungsmessungen gegenüber den Strecken mit dieser Annahme zu optimistisch behandelt scheinen.

Der Netzausgleich wurde vermittelnd in verschiedenen Varianten nach dem Programm NETZ 3 D von AESCHLIMANN-ELMIGER ausgeführt, wobei die Epochen 1975 und 1976 teils getrennt, teils vereinigt (mit gesonderten Punktnummern für beide Epochen), mit gesonderter Eingabe aller mehrfach gemessenen Elemente ausgeglichen wurden.

Dabei wurde sowohl dreidimensional als auch nur die Lage, sowohl zwangsfrei mit Hauptpunkt Plöschenberg und Orientierung nach Ulrichsberg, als auch singular mit Rangdefizit 3 ausgeglichen.

Wie zu erwarten, ergab sich für keine Variante eine signifikante Koordinatenverschiebung. Die Epoche "1976" war signifikant genauer beobachtet als "1975", wie sich aus dem empirischen Gewichtseinheitsfehler ergab. Bei der Gesamtausgleichung ergab sich zwischen 3D- und Lageausgleich keine signifikante Änderung der empirischen Varianz, daher kann die Gewichtsannahme für die Höhenwinkel als verträglich mit jener der Lagemessungen angenommen werden.

Allerdings ist der empirische Gewichtseinheitsfehler a posteriori insgesamt mit ca. $\pm 4^{\text{cc}}$ signifikant größer als jener a priori von $\pm 3^{\text{cc}}$.

Wegen der geringen Anzahl übergreifender Messungen wurde auf

eine gemeinsame Ausgleichung mit den jugoslawischen Daten verzichtet.

Vergleicht man die Koordinaten der Paßpunkte Belscica und Begunjsica aus dem österreichischen Ausgleich (in M 31, Lagerung in Plöschenberg, Orientierung nach Ulrichsberg) mit den jugoslawischen Werten (gleichfalls Gauß-Krüger Koordinaten, Lagerung in Radovljica, Orientierung nach Sv. Jost) und reduziert von der Rechenfläche in den Messungshorizont, divergieren die Strecken um 3 cm auf 7,5 km ($4 \cdot 10^{-6}$) und die Orientierungswinkel (auf 3 unabhängige Arten gerechnet) um 0^{CC} bis 7^{CC} ; dies sind unter Berücksichtigung der Kondition ausgezeichnete Werte.

Eine Änderung dieser später angeführten Transformationselemente ist ein Indikator für Bewegungen beider Netzteile.

2.2.7 Ausblick

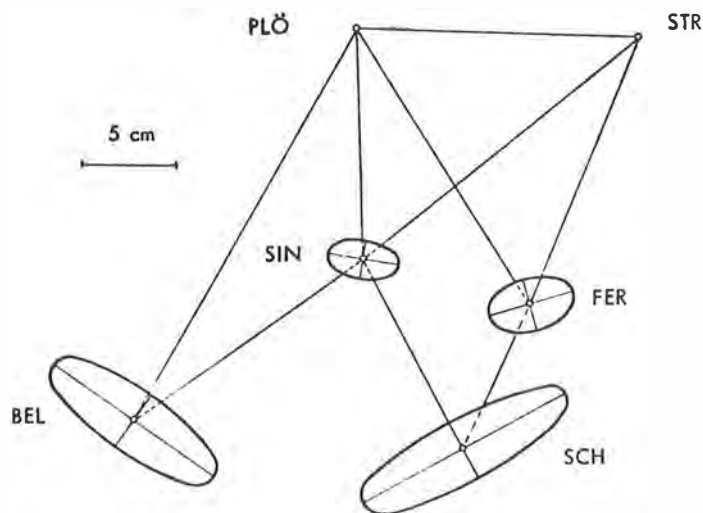
Am 15.1.1979 fand unter Vorsitz des Kärntner Landesgeologen Dr.HERZOG in Klagenfurt eine Aussprache über "Beobachtung von Gebirgsbewegungen in Kärnten" statt. Dort wurde von Hofrat Dr.SENFTL (Leiter der Wissenschaftlichen Abteilung des BAfEuV) über vergleichende Präzisionsnivellements Villach-Tarvis berichtet, welche ebenfalls keinen signifikanten Einfluß des Friauler Starkbebens von 1976 erkennen ließen. Weiters zeigte sich die Möglichkeit, durch periodische Nivellements durch den Karawankentunnel (Rosenbach-Jesenice) der ÖBB, ggf. über Sonden, welche mit dem Gestein Kontakt herstellen, das Höhenänderungsverhalten beiderseits der periadriatischen Naht zwar nicht in unserem Gebiet direkt, dafür aber mit vergleichsweise geringem Aufwand bei großer Genauigkeit zu verfolgen.

Im Rahmen dieser Sitzung wurde unter Zustimmung zahlreicher Erdwissenschaftler folgende neue Strategie erarbeitet:

Unser Karawankennetz soll auf lange Sicht nur mehr auf Aussagen über Lageänderungen ausgelegt sein, hiefür ist aber eine bessere Konditionierung anzustreben. Die Höhenmessungen

sind von der trigonometrischen Messung in der Gipfflur, unter Verzicht auf dreidimensionale Bestimmung jedes Punktes, in die wirtschaftlich vorteilhaften Tallagen als Tunnelnivellements zu verlegen, wofür die Abt. K 2 des Bundesamtes federführend sein wird.

Zur Verbesserung der Lagekondition wurde ein zweiter Sattnitzpfeiler im Bereich von Strantschitschach, ca. 9 km östlich des Plöschenberges, erkundet, welcher zumindest für die Nordkettenpunkte eine fühlbare Verbesserung mit sich bringen wird: wie aus Abb. 12 in Vergleich zu Abb. 8 a zu ersehen, werden unter Annahme einer stabilen Basis Plöschenberg-Strantschitschach die großen Halbachsen der Fehlerellipsen nunmehr bei den Nordkettenpunkten mit ca. 40% bzw. 50%, bei der Südkette mit 70% bzw. 90% der bisherigen Werte zu erwarten sein.



A-priori Fehlerellipsen für das um den 2. Sattnitzpfeiler STR erweiterte Netz ;
Genauigkeitsannahmen wie zu Abb. 8

Abb. 12

Der Pfeiler wird im Zuge eines neuen Fondsprojektes 3858 errichtet werden. Die geplanten Verbindungsmessungen des neuen Pfeilers zum Plöschenberg werden leider eine schlüssige Aussage, ob die Annahme eines gleichartigen Verhaltens beider

Sattnitzpunkte und damit das neue geometrische Konzept gerechtfertigt ist, zumindest hinsichtlich der N-S Richtung nicht liefern können, ebensowenig, wie es hiezu tektonische Voraussagen gibt (deshalb wurde ein solcher Pfeiler nicht von Anfang an ins Auge gefaßt).

Während die Situation des Scheriaupfeilers ev. später mit masseärmeren Distanzern und Energiequellen verbessert werden kann (Distanz FER-SCH), bleibt die Belscica im derzeitigen Netz benachteiligt. Die Zuteilung des o.a. Fondsprojektes wird die für Herbst 1980 geplante Folgemessung ermöglichen.

Abschließend möchte ich noch der angenehmen Pflicht nachkommen, meine Kollegen zu erwähnen, welche unter Leitung von Herrn Univ.Prof. SCHMID unsere Kärntner Projekte in Gang gebracht haben:

Herr Dipl.Ing.E.KORSCHINECK sorgte für Kontinuität, da er mit mir zusammen von Anfang an "dabei" war und wir gemeinsam am Projekt lernten, was Landesvermessung wirklich ist. Die Herren Dipl.Ing.'e W.FRANTZ und H.GAENGER unterstützten uns bei den ersten Nullmessungen, Herr Dipl.Ing.R.BRÜCKMÜLLER führte die besonders anspruchsvollen Verbindungsmessungen mit Jugoslawien aus, Studienassistent R.KLÖSCH leitete den "alpinen Wegebau" auf die Scheriaualm. Die numerischen Berechnungen wurden zuerst von Herrn J.FÜRST, sodann von Herrn Dipl.Ing.R.LEPUSCHITZ betreut.

Die Arbeiten selbst, mit weit überproportionalem Organisations- und Verwaltungsaufwand, ohne spektakuläre Ergebnisse und auch ohne das Flair der "Forschung", waren durch die sehr breit gestreuten Kontakte zu Nachbarwissenschaften, die notwendige Vertiefung in sonst nicht aktuelle Fragen der EDM und Theorie der geodätischen Netze und auch die Tätigkeit mit aufmerksamen, idealistischen Hörern in alpiner Landschaft zu einem Zweck, der nicht im Alltag und nicht im Heute verhaftet ist, dennoch ein nachhaltiges Erlebnis.

Literatur:

- ACKERMANN, F.: Ergebnisse einer Programmentwicklung zur Blockausgleichung großräumiger Polaraufnahmen. Sammlung Wichmann, Heft 19, S. 57-81, Karlsruhe 1973.
- BAUMANN, E.: Die Anwendung statistischer Methoden bei der Untersuchung geodätischer Netze. DGK Reihe C, Nr. 175, München 1972.
- EXNER, Ch.: Geologische Hinweise auf rezente Erdkrustenbewegungen an der Torscharte (Lieser-Maltatal, Kärnten). Geologisches Institut der Univ.Wien, 1973.
- FÖRSTNER, W.: Das Programm TRINA zur Ausgleichung und Gütebeurteilung geodätischer Lagenetze. ZfV 1979, S. 61-72.
- GERKE, K.: Ein Beitrag zur Bestimmung rezenter Erdkrustenbewegungen. Festschrift Großmann, Stuttgart 1967.
- GROSSMANN, W.: Grundzüge der Ausgleichsrechnung. 3.Aufl., Springer 1969.
- HARADA, T., SHIMURA, M.: Horizontal Deformation of the Crust in Western Japan revealed from first-order Triangulation carried out three times. Tectonophysics 52, S. 469-478, Elsevier 1979.
- HRADILEK: Bestimmung von Erdkrustenbewegungen durch räumliche Triangulation. ZfV 2/77, S. 57-63.
- KRAUS, K.: Verschiedene Transformationen und Indikatoren zur Lokalisierung grober Datenfehler. AVN 1976, S. 23-34.
- KUNTZ, LICHTER, MÄLZER: Ein geodätischer Beitrag zur Geodynamik des Oberrheingrabens. Vermessung, Photogrammetrie, Kulturtechnik III/IV/75, S. 179-184.
- LINTON: Geodetic Surveys to monitor the Effect of Large Water Storages on the Earth's Crust in South-West Tasmania. FIG Washington 1974, Vortrag 503.6.
- LITSCHAUER, J.: Die zweite Ausgleichung des österr.Dreiecksnetzes 1.Ordnung. BAfEuV, Wien 1973.

- MASON, R.G., BRANDER, BILL: Mekometer Measurements in the Imperial Valley, California. Tectonophysics 52, S. 497-503. Elsevier 1979.
- NIEMEIER, W.: Grundprinzip und Rechenformeln einer strengen Analyse geodätischer Deformationsmessungen. VII. Internationaler Kurs für Ingenieurmessungen hoher Präzision, Bd. II, S. 465-482, TH Darmstadt 1976.
- REISSMANN, G.: Die Ausgleichsrechnung. VEB Verlag für Bauwesen, 4. Aufl. 1976.
- RINNER, K.: Der geodätische Beitrag zu geodynamischen Projekten. ZfV 1974, S. 325-335.
- RINNER, K.: Bericht über Laser- und Mikrowellenmessungen im Testnetz Steiermark. Mitt.geod.Inst. TH Graz Nr.22, 1976.
- SCHMID, H.: Karawankenprojekt. Internationale geodätische Woche Obergurgl, Univ.Innsbruck, Inst.f.Vermessungswesen und Phot. Nr.2, 1976, S. 41-54.
- SCHMID, H.: Radiosondenaufstiege zur Berechnung des mittleren Brechungsindex der Atmosphäre bei der elektronischen Distanzmessung. Veröff.des Geod.Inst.der Rh WTH Aachen, Nr.23, 1977, S. 381-388.
- SCHMID, H., PETERS, K.: Bericht über vermessungstechnische Untersuchungen zur Frage der N/S Alpengrenze im Zusammenhang mit rezenten Krustenbewegungen (Periadriatische Naht/Karawankenprofil). Mitt.d.Öst.Geologischen Gesellschaft 71/72 f.Jg. 78/79, Themenband "Geologischer Tiefbau der Ostalpen", im Druck (1980).
- SMITH, R.S.U. et al.: The measurement of Fault Motion by Satellite Laser Ranging. Tectonophysics 5, S. 59-67, Elsevier 1979.
- SWOBODA, K.: Geodätische Erforschung der Erdkrusten- und Bodenbewegungen. DGK, Reihe B, Heft 119, München 1967.
- THURM, H., BANKWITZ, HARNISCH: Rezente horizontale Deformationen der Erdkruste im Südostteil der DDR. Petermanns

Geographische Mitteilungen, S. 281-304, Heft 4/1977.

WELSCH, W.: Überwachung mikrotektonischer Bewegungen mit Hilfe lokaler geodätischer Netze, gezeigt an einem Beispiel in den peruanischen Anden. Internationale Geodätische Woche Obergurgl 1978. Inst.f.Vermessungswesen und Photogrammetrie, Univ.Innsbruck, Nr.3, 1978.