

- Kruglinski DJ (1997) Inside Visual C++. 4th edn. Microsoft Press, Redmond, WA (USA)
- LAPACK. Linear Algebra PACKage 3.0 (1998): <http://www.netlib.org/lapack/index.html>
- Meißner U, von Mitschke-Collande P, Nitsche G (1992) CAD im Bauwesen. Springer Verlag, Berlin
- Merkle B (1997) RMI: Verteilte Java-Objekte, „In die Ferne schweifen“. iX Multiuser-Multitasking Magazin 12 (1997)
- Mongan MB et al. (1996) Programmieren mit Maple V. Springer Verlag, Berlin
- Oberweis A (1996) Modellierung und Ausführung von Workflows mit Petri-Netzen. Teubner-Verlag, Stuttgart
- Petri CA (1962) Kommunikation mit Automaten. Schriften des Instituts für Instrumentelle Mathematik der Universität Bonn, Bonn
- Priese L, Wimmel H (2008): Theoretische Informatik. Petri-Netze, Springer Verlag, Berlin
- Oestereich B (1997) Objektorientierte Softwareentwicklung: Analyse und Design. Oldenburg Verlag, München
- Pflüger A (1978) Statik der Stabtragwerke. Springer Verlag, Berlin
- Pillmann W (1992) Gewinnung und Nutzung von Umweltinformationen im internationalen Bereich. Informatik für den Umweltschutz. Springer Verlag, Berlin
- Rank E, Rücker M (1996) Technische Dokumentation im Datennetz. Bauingenieur 71(1996) S 57–62
- Rational Software Corp (1997) UML v1.1 Unified Modeling Language, Set of documents submitted for standardization: <http://www.rational.com>
- Reisig W, Rozenberg G (1998) Lectures on Petri Nets 1: Basic Models, in: Lecture Notes in Computer Science vol. 1419. Springer Verlag, Berlin
- Rumbaugh J, Blaha MI u.a. (1993) Objektorientiertes Modellieren und Entwerfen. Prentice-Hall International, London
- Rüppel U, Meißner U (1995) Objektorientierter Datenaustausch zwischen CAD-Systemen. Bauingenieur 70 (1995) S 461–467
- Rüppel U, Meißner U (1996) Integrierte Planung, Fertigung und Nutzung von Bauwerken auf der Basis von Produktmodellen. Bauingenieur 71 (1996) S 47–55
- Rüppel U (1996) Multimediale Kommunikation für Ingenieure. Deutsches Ingenieurblatt (1996) H 6, S 14–23
- Rüppel U (Hrsg.) (2007) Vernetzt-kooperative Planungsprozesse im Konstruktiven Ingenieurbau – Grundlagen, Methoden, Anwendungen und Perspektiven zur vernetzten Ingenieurkooperation. Springer Verlag, Berlin Heidelberg
- Schwarzenberg E (1990) Struktogramme. Franzis Verlag, München
- Seeling R (1996) Projektsteuerung im Bauwesen, Teubner-Verlag
- Spur G, Krause F-L (1984) CAD-Technik. Hanser Verlag, München
- Stahl R (1995) GIS – Mehr als bunte Landkarten. iX Multiuser-Multitasking Magazin 9 (1995)
- Stroustrup B (1998) Die C++ Programmiersprache. Addison-Wesley, Bonn
- Tanenbaum AS (2003) Computernetzwerke. Pearson Studium Verlag, New Jersey
- Tresch M (1996) Middleware: Schlüsseltechnologie zur Entwicklung verteilter Informationssysteme. Informatik-Spektrum 19 (1996) S 249–256
- Vossen G (1995) Datenbank-Theorie. Internat. Thomson Publ., Bonn
- Westermann T (1996) Mathematik für Ingenieure mit Maple. Bd 1 u 2. Springer Verlag, Berlin
- Wolfram S (1996) The Mathematica Book II. Wolfram Media, Champaign Normen
- DIN 1356-1: Bauzeichnungen – Teil 1: Arten, Inhalte und Grundregeln der Darstellung
- ISO 9735: Electronic Data Interchange for Administration, Commerce and Transport (EDICFACT) – Application level syntax rules (11.90)
- ISO 10303: Industrial automation systems and integration – Product data representation and exchange (12.94)
- ISO 10303 – Part 1: Industrial automation systems and integration – Product data representation and exchange – Part 1: Overview and fundamental principles. (1994)

1.2 Ingenieurgeodäsie

Heribert Kahmen

1.2.1 Einführung

Das *Vermessungswesen* befasst sich mit der Vermessung und Berechnung größerer oder kleinerer Teile der Erdoberfläche und ihrer Darstellung: digital in räumlichen Informationssystemen bzw. analog in Karten und Plänen. Wenn die Bestimmung der Figur und des Schwerfeldes der Erde sowie die Erdrotation von besonderer Bedeutung sind, verwendet man den Begriff „Geodäsie“.

Im Allgemeinen beschreibt man die Objekte in erdgebundenen Koordinatensystemen. Dies schließt auch Aufgaben der Navigation ein. Die Definition und Realisierung von Koordinatensystemen sowie die Herstellung von Beziehungen zwischen ihnen ist folglich eine der wichtigsten Grundaufgaben der *Geodäsie*. Bei hohen Genauigkeitsanforderungen und bewegten Objekten kommt noch die Zeit als vierter Parameter hinzu.

Das Vermessungswesen lässt sich in vier Teilgebiete untergliedern, wobei

- die *Erdmessung* sich mit der Bestimmung der Erdrotation sowie der Form und Größe der Erde und ihres Schwerfeldes auseinandersetzt,
- die *Landesvermessung* sich mit der großräumigen Erfassung der Landesoberfläche durch Festpunktfelder, geographische Informationssysteme und amtliche topographische Karten befasst,
- der *Katastervermessung* die örtliche Feststellung, Abgrenzung und Sicherung des Eigentums an Grund und Boden durch Vermessung der Flurstücke obliegt und
- die *Ingenieurvermessung* (häufig auch Ingenieurgeodäsie genannt) sich mit der Anwendung der Methoden der Geodäsie in anderen Ingenieurdisziplinen (Bauingenieurwesen, Maschinenbau, Flugzeugbau, Fahrzeugbau usw.) auseinandersetzt.

1.2.2 Bezugsflächen

Zur Bestimmung der Position feststehender oder beweglicher Objekte sind zunächst Aussagen über Bezugsflächen zu treffen. Letztere sollen sich der Figur der Erde möglichst gut anpassen. Eine sehr einfache Bezugsfläche ist die *Kugel* mit einem Radius von 6371,0 km. Für viele Aufgabenstellungen ist diese Approximationsfläche bereits genau genug. Eine genauere Anpassung ist jedoch gegeben, wenn man die Erdfigur durch ein Rotationsellipsoid annähert. Die Definition eines solchen *mittleren Erdellipsoids* für die gesamte Erdoberfläche ist erst mit Hilfe von Messungen zu künstlichen Erdsatelliten möglich geworden. In der Vergangenheit haben aus praktischen Gründen einzelne Staaten ihre Landesvermessung auf einem eigenen sog. *Referenz-* oder *Bezugsellipsoid* berechnet, welches jeweils andere Dimensionen und eine spezielle Lagerung zum Erdkörper hat. Die Länder haben dabei stets versucht, ihr Referenzellipsoid dem jeweiligen Vermessungsgebiet möglichst gut anzupassen.

Im Vermessungswesen sind *Niveauflächen* – Flächen gleichen Schwerpotentials – von besonderer Bedeutung. Laut physikalischer Definition wird bei Bewegungen entlang einer Niveaufläche

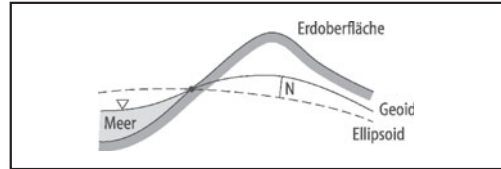


Abb. 1.2-1 Geoid, Ellipsoid

keine Arbeit verrichtet, d. h., es kann auch kein Wasser fließen. In der unendlichen Schar der Niveauflächen gibt es eine ausgezeichnete, die etwa in mittlerer Höhe der ruhend gedachten Meeresoberfläche verläuft; diese bezeichnet man als *Geoid*. Abbildung 1.2-1 zeigt die Anpassung eines Geoids und Ellipsoids an die feste sichtbare Erdoberfläche (Lithosphäre) und Meeresoberfläche (Hydrosphäre).

Die Abstände zwischen dem Geoid und dem mittleren Erdellipsoid bezeichnet man als *absolute Undulation* (Geoidundulation N); sie können Werte bis ± 100 m annehmen. Bei Referenzellipsoiden betragen die Abweichungen nur wenige Meter. Hier spricht man von *relativen Undulationen*.

In der Vergangenheit wurden geodätische *Lagenetze* auf einem Ellipsoid berechnet. Dabei wurden die Lage- und die Höhenbestimmung getrennt, da man technisch brauchbare Höhen nur erhält, wenn man sie auf eine vom Schwerfeld beeinflusste Fläche wie das Geoid bezieht. Ellipsoidische Koordinaten dienen als Ausgangsprodukt für die Herleitung ebener Kartensysteme. Für die Höhen entstand ein eigenes *Höhennetz* mit der Bezugsfläche Geoid. Aufgrund dieser Aufteilung sprach man in der Vergangenheit häufig von einer „zweidimensionalen Geodäsie“. Mit Hilfe der Satellitenpositionierungsverfahren ist heute die gleichzeitige und gleichberechtigte Bestimmung der drei kartesischen Raumkoordinaten möglich. Diese lassen sich in ellipsoidische Koordinaten (ellipsoidische Länge L , ellipsoidische Breite B , ellipsoidische Höhe h) umrechnen (Abb. 1.2-2). Die Verbindung zwischen den Geoidhöhen und den ellipsoidischen Höhen ist über die Geoidundulationen gegeben.

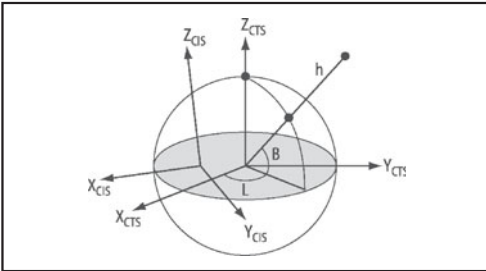


Abb. 1.2-2 Referenzellipsoid mit ellipsoidischen und kartesischen Koordinaten

1.2.3 Koordinatensysteme, Koordinatentransformationen

Je nach dem Zweck der gestellten Aufgabe arbeitet man im Vermessungswesen mit unterschiedlichen Koordinatensystemen, wobei orthogonale kartesische und orthogonale Flächenkoordinaten bevorzugt werden. Die Definition von Koordinatensystemen beruht je nach der Zielsetzung der gestellten Aufgabe auf Vereinbarungen der Nutzer. In der Geodäsie sind die Koordinatensysteme ausgehend vom globalen Bereich bis in den lokalen hinein hierarchisch gegliedert.

Allgemein unterscheidet man noch zwischen dem ideellen Konzept und der Realisierung eines Koordinatensystems; das erste nennt man international „Coordinate System“, das zweite „Coordinate Frame“.

1.2.3.1 Koordinatensysteme in ihrer hierarchischen Folge

Das moderne Vermessungswesen stützt sich heute wesentlich auf ein globales, geozentrisches, mit der Erde fest verbundenes kartesisches System: das *Conventional Terrestrial System* (CTS). Dies ist in einem Inertialsystem – *Conventional Inertial System* (CIS) – gelagert (Abb. 1.2-2). Laut Vereinbarung weist die Z-Achse des CTS zum mittleren Pol der Jahre 1900 bis 1905, bezeichnet als *Conventional International Origin* (CIO); die XZ-Ebene liegt im mittleren Meridian von Greenwich.

Der *International Terrestrial Reference Frame* (ITRF) ist eine Realisierung des CTS. Dieser Referenzrahmen stützt sich erdumspannend auf etwa

150 Beobachtungsstationen. Die innere Genauigkeit des ITRF wird mit wenigen Zentimetern angegeben. Da Bewegungen innerhalb der Erdkruste vergleichsweise größere Beträge pro Jahr annehmen, gelten die Realisierungen nur für einen bestimmten Zeitpunkt, was durch eine angehängte zweistellige Jahreszahl ausgedrückt wird (z.B. ITRF-89).

Das *World Geodetic System 84* (WGS-84) ist ein weiteres globales Koordinatensystem, welches ebenfalls mit dem CTS übereinstimmt. Dieses System wurde durch fünf weltweit verteilte Kontrollstationen realisiert. Das WGS-84 und der ITRF sind beide mit dem Satellitensystem *Global Positioning System* (GPS) verknüpft, so dass im Zusammenhang mit Messungen zu Satelliten auch von beiden Satellitenbahndaten zur Verfügung gestellt werden können.

Um in Europa ein noch dichteres Netz aufzubauen, hat man sich 1990 entschlossen, mit 1989-ITRF-Koordinaten von 35 europäischen Stationen den *Europäischen Terrestrischen Referenzrahmen* (ETRF-89) zu definieren. Aufbauend auf diesem Rahmen entstanden inzwischen nationale Netze, wie ein *Deutscher Referenzrahmen* (DREF). Auf diese Weise liegen inzwischen ITRF-Koordinaten in einer hohen Verdichtungsstufe vor. GPS-Messungen in Verbindung mit permanenten Referenzstationen (s. 1.2.8) stützen sich auf diese Netze.

In den vergangenen Jahrhunderten entwickelten die einzelnen Länder aus politischen und praktischen Gründen eigene Landesvermessungssysteme (LS). Basis ist ein orthogonales (rechtwinkliges) kartesisches System, dem ein Ellipsoid zugeordnet ist. (Ein geeignetes kartesisches System $(X,Y,Z)_{LS}$ für das Referenzellipsoid ist gegeben, wenn man den Ursprung in den Mittelpunkt legt und die Z_{LS} -Achse mit der kleinen Halbachse zusammenfallen lässt.) Die LS weisen gegenüber dem CTS leichte Verschiebungen und Verdrehungen auf. Beide Systeme lassen sich über Koordinatentransformationen miteinander verknüpfen:

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{CTS} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{LS}, \quad (1.2.1)$$

wobei „ $\Leftrightarrow$ “ für Hin- und Rücktransformation steht.

Über weitere Transformationen lassen sich die kartesischen und ellipsoidischen Koordinaten ineinander umrechnen:

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{LS} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} B \\ L \\ h \end{bmatrix}_{LS} \quad (1.2.2)$$

Für viele technische Aufgaben in der angewandten Geodäsie benötigt man eine ebene Abbildung des Ellipsoids, d. h. ein *ebenes rechtwinkliges Koordinatensystem*. Man bevorzugt hierfür isotherme Koordinaten, da sie eine konforme, d. h. winkeltreue Abbildung ermöglichen. „Isotherm“ bedeutet, dass die Parameterlinien (Meridiane, Parallelkreise) orthogonal sind und auf ihnen ein gleicher Maßstab gegeben ist; d. h., es wird ein Netz aus infinitesimalen Quadraten gebildet. Eine konforme Abbildung hat zwar den Nachteil, dass Längenverzerrungen unvermeidlich sind, von besonders praktischer Bedeutung ist jedoch, dass sie von der Richtung unabhängig sind.

In der Praxis hat sich heute die *Meridianstreifenabbildung* – vielfach auch Gauß-Krüger-Abbildung genannt – weltweit durchgesetzt. Ein schmaler Streifen östlich und westlich ausgewählter Mittelmeridiane wird so konform in die Ebene abgebildet, dass im Mittelmeridian Streckentreue vorliegt (Abb. 1.2-3).

Die x -Achse in der Abbildungsebene ist das Bild des Mittelmeridians des Referenzellipsoids und die y -Achse das Bild des Äquators. Die ellipsoidischen Koordinaten und die rechtwinkligen Koordinaten (X_{GK}, Y_{GK}) lassen sich über Transformationsformeln ineinander umrechnen:

$$\begin{bmatrix} B \\ L \end{bmatrix}_{LS} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} X \\ Y \end{bmatrix}_{GK} \quad (1.2.3)$$

Die Verzerrung der Strecken nimmt mit dem Abstand der Strecke vom Mittelmeridian zu. Eine 1-km-Strecke wird bei einem mittleren Abstand von 50 km (100 km) um 3,1 cm (12,3 cm) durch die Abbildung verlängert. Man begrenzt daher die Meridianstreifen in der seitlichen Ausdehnung so, dass die Verzerrungen gering gehalten werden. In Deutschland z. B. wurden Systeme mit den Hauptmeridianen 6°, 9°, 12°, 15° östlich von Greenwich

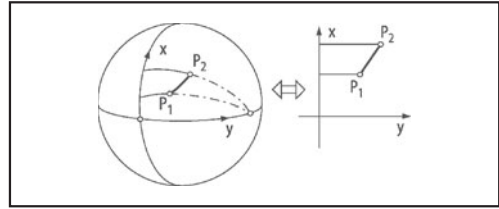


Abb. 1.2-3 Abbildung ellipsoidischer Koordinaten in rechtwinklige Koordinaten

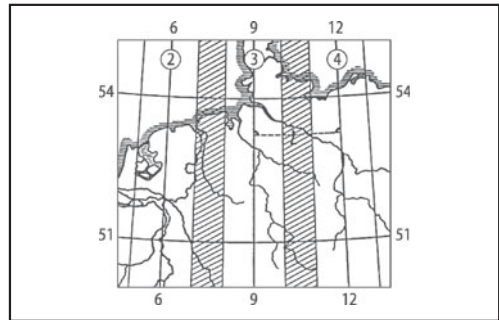


Abb. 1.2-4 Gauß-Krüger-Koordinatensysteme in Deutschland (Ausschnitt)

als Abszissenachsen eingerichtet (Abb. 1.2-4). Jedes System hat nach beiden Seiten eine Ausdehnung von 1°-40' in Länge (etwa 100 km), so dass zwei benachbarte Systeme sich mit 20 Längenzeiten, d. h. einem im Mittel rund 23 km breiten Streifen überdecken.

Auf Baustellen benötigt man spezielle *Baustellenkoordinatensysteme* (BKS) zur optimalen Anpassung an die örtlichen Gegebenheiten (s. 1.2.10 und 1.2.11). Die Definition eines speziellen Systems ist auch dann immer notwendig, wenn die Genauigkeitsanforderungen der Baustelle nicht vom übergeordneten System erfüllt werden können.

1.2.3.2 Koordinatentransformationen

Bei *Transformationen kartesischer Systeme* vollzieht man i. Allg. eine Verschiebung des Koordinatenursprungs, eine oder mehrere Drehungen um die Koordinatenachsen und Maßstabsänderungen (Abb. 1.2-5). Im Vermessungswesen wendet man vorwiegend die 7-Parameter-Ähnlichkeitstransfor-

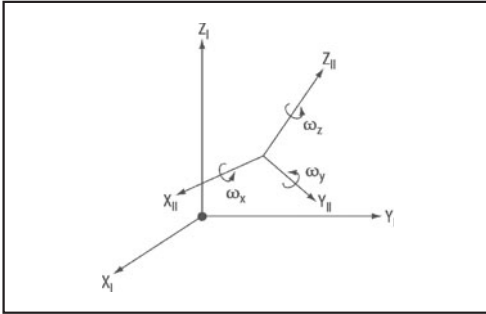


Abb. 1.2-5 Ähnlichkeitstransformation

mation an; hier benutzt man nur einen Maßstabsfaktor; sie ist damit konform. Eine 7-Parameter-Transformation hat die Form

$$\begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_I = \begin{bmatrix} \delta X \\ \delta Y \\ \delta Z \end{bmatrix} + q \mathbf{R} \begin{bmatrix} X \\ Y \\ Z \end{bmatrix}_{II} \quad (1.2.4)$$

bzw.

$$\mathbf{X}_I = \delta \mathbf{X} + q \cdot \mathbf{R} \cdot \mathbf{X}_{II}. \quad (1.2.5)$$

Dabei beschreiben die Indizes I und II die beiden Systeme, $\delta \mathbf{X}$ die Translationen, q den Maßstabsfaktor und die Matrix $\mathbf{R}$ die Rotationen um die X-, Y- und Z-Achse. Bei kleinen Drehungen hat $\mathbf{R}$ die Form

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} 1 & \omega_Z & -\omega_Y \\ -\omega_Z & 1 & \omega_X \\ \omega_Y & -\omega_X & 1 \end{bmatrix}. \quad (1.2.6)$$

Bei Transformationen eines Landessystems in ein globales geozentrisches System sind z.B. die Rotationswinkel i. d. R. sehr klein (einige Bogensekunden). Der Maßstabsfaktor hat die Form $q = 1 + m$, wobei m in der Einheit ppm (mm/km) angegeben wird.

Auf die Transformationen, Gln. (1.2.2) und (1.2.3), kann hier nicht weiter eingegangen werden; ausführliche Beschreibungen aller Transformationen findet man u. a. in [Heck 1993] und [Torge 2003].

Wie bei Vermessungsaufgaben auf Baustellen vielfach alle diese Systeme ineinandergreifen, soll

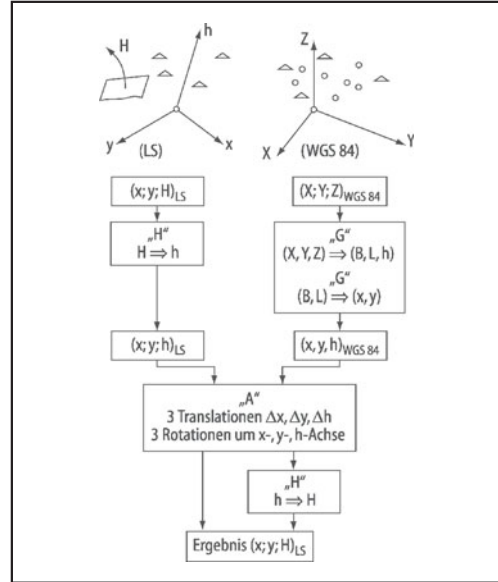


Abb. 1.2-6 Transformation eines Baustellennetzes in das Landesnetz

das folgende Beispiel zeigen, bei dem ein Baustellennetz mit hoher Genauigkeit durch das satellitengestützte GPS-Verfahren vermessen wird und in ein weniger genaues Landesnetz einzupassen ist (Abb. 1.2-6).

Aufgrund der GPS-Messungen liegen dann Koordinaten (X, Y, Z) in dem globalen Bezugssystem WGS-84 (oder ITRF) vor. Für einen Teil dieser Punkte sollen auch Gaußsche Koordinaten $(x, y)_{LS}$ und geoidbezogene Höhen $(H)_{LS}$ im Landessystem gegeben sein; bei ihnen handelt es sich somit um identische Punkte. Die Koordinaten der Neupunkte sollen optimal in das Landessystem eingepasst werden. Zunächst sind die geozentrischen kartesischen Koordinaten $(X, Y, Z)_{WGS-84}$ in ellipsoidische Koordinaten (B, L) und ellipsoidische Höhen (h) umzurechnen. Es erfolgt eine weitere Transformation, durch welche die ellipsoidischen Koordinaten (B, L) in Gaußsche (x, y) umgewandelt werden, wonach schließlich das Koordinatentripel $(x, y, h)_{WGS-84}$ vorliegt.

Im Landessystem seien für die identischen Punkte die Koordinaten $(x, y, H)_{LS}$ gegeben. Mit einer Höhentransformation sind dann zunächst mit

Hilfe der Geoidundulationen N (s. 1.2.2) die geoidbezogenen Höhen $(H)_{LS}$ in ellipsoidische $(h)_{LS}$ umzuwandeln.

Erst nach diesen vorbereitenden Berechnungen kann man jetzt mit den Koordinatentripeln $(x,y,h)_{LS}$ und $(x,y,h)_{WGS-84}$ die Transformationsparameter in einem Teilsystem berechnen und anschließend mit diesen die Neupunkte transformieren. Bei technischen Netzen lässt man häufig den Maßstabsfaktor unberücksichtigt, wenn das neu vermessene Netz eine höhere Genauigkeit aufweist als das übergeordnete. Die Höhen sind schließlich noch einer inversen Höhentransformation zu unterwerfen, um die ellipsoidischen Höhen in geoidbezogene $(H)_{LS}$ umzuwandeln. Für jeden Neupunkt gibt es dann das Koordinatentripel $(x,y,H)_{LS}$.

1.2.4 Höhen und Höhensysteme

1.2.4.1 Grundlagen

In der Wissenschaft hat man sich bis heute nicht einigen können, welche Definition der Höhe bzw. welches Höhensystem sich für praktische Aufgaben am besten eignet. Ellipsoidische Höhen (Abb. 1.2-2) sind rein geometrisch definierte Höhen und daher nur für Spezialaufgaben von Bedeutung. Um die physikalischen Vorgänge auf der Erde besser zu erfassen, werden Höhen in der Geodäsie nicht in Metern, sondern in *Potentialdifferenzen* gemessen. Wie Wasser fließt oder welche Arbeit ein Fahrzeug zu leisten hat, wenn es einen Berg überquert, lässt sich mit Potentialdifferenzen, nicht jedoch mit ellipsoidischen Höhen, beschreiben.

Wie die einführenden Bemerkungen zeigen, ist es sinnvoll, Höhen i. Allg. auf *Niveauflächen* – Flächen gleichen Schwerepotenzials – zu beziehen (Abb. 1.2-7):

$$W = W_p = \text{const.} \quad (1.2.7)$$

Wegen der Abplattung der Erde, der Erdrotation und der ungleichen Verteilung der Massen innerhalb der Erde verlaufen die Niveauflächen nicht parallel und die Lotlinien, welche die Niveauflächen senkrecht schneiden, sind Raumkurven. Bewegt man sich auf einer Niveaufläche, so folgt $dW = 0$. Erfolgt die Bewegung in Richtung der ä-

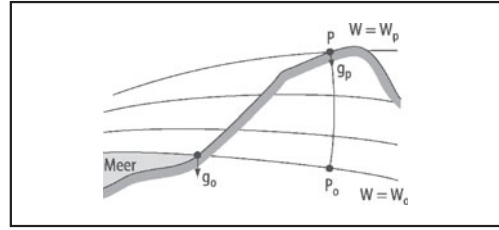


Abb. 1.2-7 Definition von Höhen

ßeren Flächennormalen $\underline{h}$, so beträgt die Potentialdifferenz

$$dW = -\underline{g} \cdot d\underline{h}, \quad (1.2.8)$$

wobei $\underline{g}$ die Schwere beschreibt, die senkrecht auf $W=W_p$ steht. Die Beziehung (1.2.8) beschreibt den fundamentalen Zusammenhang zwischen der Potentialdifferenz (physikalische Größe) und dem Höhenunterschied (geometrische Größe). Verändert sich $\underline{g}$ auf der Niveaufläche, so muss sich entsprechend Gl. (1.2.8) auch der Abstand $d\underline{h}$ zur benachbarten Niveaufläche ändern. Da die $d\underline{h}$ in der Lotlinie liegen, ist dW wegunabhängig.

Idealisiert kann man das Wasser der Meere als frei bewegliche, homogene Masse betrachten, auf welche nur die Schwerkraft wirkt. Die Oberfläche bildet dann eine Niveaufläche des Schwerefeldes, welche man sich unter den Kontinenten fortgesetzt denken kann (Abb. 1.2-1). Diese Niveaufläche wird als *Geoid* bezeichnet (s. 1.2.2); sie folgt der Gleichung

$$W = W_0 = \text{const.}$$

Sie ist eine geeignete Bezugsfläche für Potentialdifferenzen, welche das geometrische Nivellement zusammen mit Schweremessungen liefert. Ein Punkt auf der Erdoberfläche lässt sich im System der Niveauflächen durch eine negative Potentialdifferenz zum Geoid festlegen (Abb. 1.2-7). Ist P_0 ein Punkt auf dem Geoid mit dem Potential W_0 , so beschreibt das wegunabhängige Linienintegral

$$C = W_0 - W_p = - \int_{P_0}^P dW = \int_{P_0}^P \underline{g} \cdot d\underline{h} \quad (1.2.9)$$

die Potentialdifferenz gegenüber dem Geoid. C wird *geopotentielle Kote* genannt. Geopotentielle Koten lassen sich durch Nivellieren (s. 1.2.5.3) und Messen der Schwere an der Erdoberfläche hypothesenfrei bestimmen.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass das Ergebnis eines *Nivellements* (Summe der bei jeder Einzelaufstellung ermittelten Höhenunterschiede dh) wegabhängig ist. Um eindeutige Ergebnisse zu erzielen, müssen die Ergebnisse des Nivellements transformiert werden. Ausgehend von Gl. (1.2.9), gibt es hierfür mehrere Wege, wobei für die Praxis von Bedeutung ist, dass man die Höhen in Metern angeben kann. Beispielsweise lassen sich die geopotentiellen Koten in metrische Höhen transformieren, indem man durch einen Schwerewert dividiert [Torge 2003].

Nimmt man als Schwerewert eine mittlere Schwere, die sich durch Mittelbildung von Schwerewerten längs der Lotlinie ergibt, so erhält man *orthometrische Höhen* H . Diese Schwerewerte können nur durch die Annahme von Hypothesen über den Dichteverlauf in der Erdkruste bestimmt werden.

Nachteilig bei dieser Transformation ist, dass Punkte auf ein und derselben Niveaufläche unterschiedliche orthometrische Höhen haben, da unberücksichtigt bleibt, dass die Niveauflächen nicht parallel verlaufen. In vielen praktischen Fällen – insbesondere im Flachland – kann dieser Effekt jedoch vernachlässigt werden.

Ein Rotationsellipsoid kann mit einem künstlichen sog. „normalen“ Schwerefeld ausgestattet und zur Niveaufläche $U_0 = \text{const}$ einer Potentialfunktion U gemacht werden. In Bezug auf die Niveaufläche $U = U_0$ sind in einem solchen Schwerefeld die *Normalhöhen* definiert. Für die Transformation berechnet man jetzt als Schwerewert einen Normalschwerewert hypothesenfrei im definierten Normalschwerefeld.

In der Vergangenheit haben viele Länder (z. B. Deutschland und Österreich) mit orthometrischen Höhen gearbeitet. In den Staaten Osteuropas hatte man jedoch Normalhöhen eingeführt. Auch Deutschland hat sich nach der Wiedervereinigung für diese Höhen entschieden. Es ist geplant, künftig in ganz Europa die Normalhöhen zu verwenden.

1.2.4.2 Höhenfestpunktfelder

Die Ausgangspunkte nationaler und internationaler Höhensysteme sind auf das Mittelwasser bestimmter Küsten bezogen; die Mittelwassermarken wird mit Hilfe von Registrierungen an Gezeitenpegeln festgelegt. In Europa ist künftig der sog. „Europahorizont“ maßgeblich, welcher sich auf das Mittelwasser der Nordsee der Jahre 1940 bis 1958 bezieht und aus Beobachtungen am „Neuen Amsterdamer Pegel“ abgeleitet ist.

Die einzelnen Länder unterhalten *nationale Höhennetze*; für Deutschland z. B. ist dies das *Deutsche Haupthöhennetz* (DHHN). Es besteht aus Nivellements Schleifen mit einem Durchmesser von 20 bis 80 km. Die im DHHN berechneten Höhen stellen den in Meter ausgedrückten Abstand von einer Bezugsfläche (s. 1.2.4.1) dar. Dieses Netz 1. Ordnung wurde durch weitere Netze 2., 3. und 4. Ordnung so verdichtet, dass nun Höhenmarken landesweit in einem Abstand von 1 bis 2 km zur Verfügung stehen. Die Punkte werden normalerweise durch Mauerbolzen (Abb. 1.2-8a) oder Pfeilerbolzen (Abb. 1.2-8b) vermarktet.

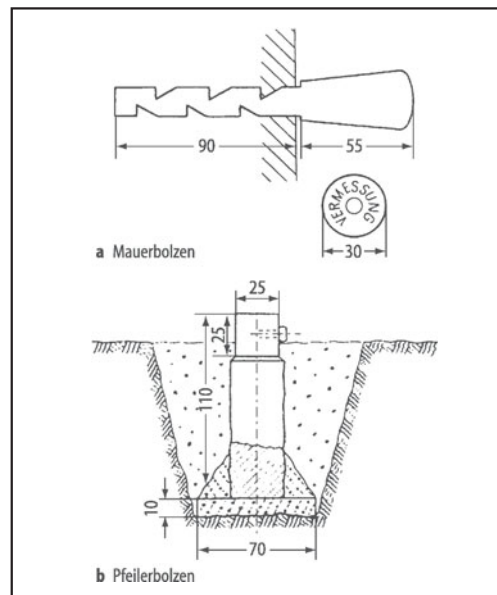


Abb. 1.2-8 Höhenmarken

1.2.5 Richtungs-, Distanz- und Höhenmessung

Um Punkte in der Ebene oder im Raum mit Koordinaten festlegen zu können, misst man Richtungen, Distanzen und Höhenunterschiede. *Richtungen* misst man mit einem Theodolit, *Distanzen* mit Stahlmaßstäben, Messbändern, Messdrähten oder elektronischen Distanzmessern, *Höhenunterschiede* mit Nivelliergeräten, hydrostatischen Messsystemen oder trigonometrischen Verfahren.

1.2.5.1 Richtungsmessung mit dem Theodolit

Der *Theodolit* ist ein Instrument, mit dem sich Horizontal- und Vertikalrichtungen messen lassen. Abbildung 1.2-9 zeigt den Aufbau eines Theodolits. Er besteht aus einem festen und einem um die Vertikalachse (Stehachse) drehbaren Teil. Der bewegliche Teil ist die Stütze, welche die Steh- und Kippachse miteinander verbindet. Die Kippachse ist in der Stütze drehbar gelagert und trägt fest verbunden mit ihr das Fernrohr und den Vertikalkreis. Die Stehachse, ein Teil der Stütze, kann sich in der Stehachsbuchse drehen. Die Stehachsbuchse trägt den Horizontalkreis und verbindet den drehbaren Teil des Theodoliten mit dem festen Unterbau, einem Dreifuß. Über Indexmarken können am Horizontal- und Vertikalkreis *Horizontalrichtungen* r und *Vertikalrichtungen* (Zenitwinkel) z abgelesen werden. Die Vertikalrichtungen bezie-

hen sich auf die Richtung zum Zenit, die Horizontalrichtungen auf die Nullmarke des Teilkreises (Abb. 1.2-10).

Die gemessenen Richtungen sollen sich auf die Koordinatenachsen der Koordinatensysteme beziehen. Man lässt daher normalerweise die Stehachse mit der Richtung zum Zenit (häufig als z -Achse bezeichnet) zusammenfallen. Praktisch erfolgt dies über das Einstellen von Dreifußschrauben und das Beobachten einer zweiaxigen Libelle. Die durch das Fernrohr definierte Zielachse lässt sich desto genauer auf eine Zielmarke einstellen, je höher die Qualität des Fernrohres ist.

Die zuvor beschriebenen Richtungen lassen sich nur dann fehlerfrei messen, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Die Stehachse muss streng lotrecht ausgerichtet sein.
- Die Kippachse muss senkrecht auf der Stehachse stehen.
- Die Zielachse soll die Kippachse senkrecht schneiden.
- Die Stehachse soll den Horizontalkreis senkrecht in seinem Mittelpunkt und die Kippachse den Vertikalkreis senkrecht in seinem Mittelpunkt durchstoßen.

Sind diese Bedingungen nicht erfüllt, so lassen sich die hieraus resultierenden Richtungsfehler nahezu vollständig mit Hilfe spezieller Messanordnungen beseitigen [Kahmen 2006].

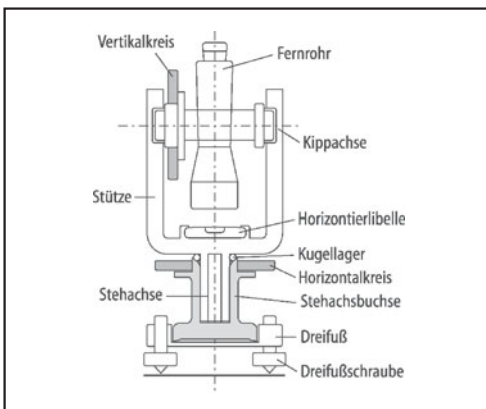


Abb. 1.2-9 Theodolit

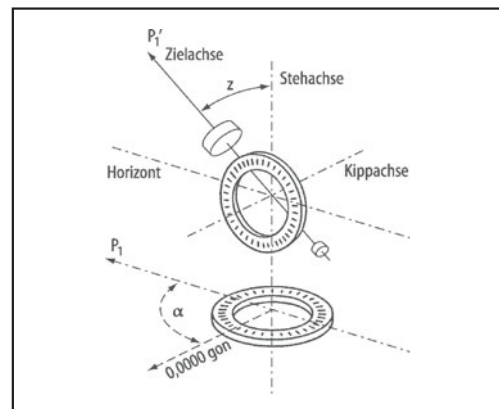


Abb. 1.2-10 Horizontal- und Vertikalrichtungen

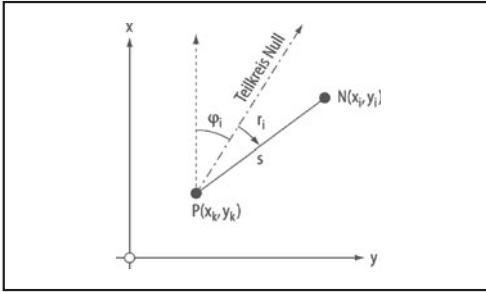


Abb. 1.2-11 Richtungen und Strecken in einem rechtwinkligen Koordinatensystem

Die gemessenen Horizontalrichtungen sind nur dann für Koordinatenberechnungen zu verwenden, wenn sie sich auch auf die horizontalen Koordinatenachsen beziehen, d. h., sie müssen noch orientiert werden. Man macht dies rechnerisch, indem die Nullrichtung des Teilkreises so lange verdreht wird, bis sie mit der x-Richtung des Koordinatensystems zusammenfällt. Hierfür muss aber zumindest ein Festpunkt angezielt werden. Den Drehwinkel bezeichnet man als *Orientierungsunbekannte* φ .

Koppelt man den Theodolit mit einem *Vermessungskreis*, so lassen sich die Horizontalrichtungen ohne Anzielen eines Festpunktes orientieren. Dieses Verfahren wendet man jedoch nur bei Spezialaufgaben an (z. B. beim Tunnelbau), da die Instrumente sehr kostspielig sind.

In einem ebenen Koordinatensystem (Abb. 1.2-11) lässt sich für jede gemessene Richtung r_i eine Beobachtungsgleichung

$$L_i = r_i = \arctan \frac{y_k - y_i}{x_k - x_i} - \varphi_i \quad (1.2.10)$$

aufstellen, wobei (x_k, y_k) die Koordinaten des Standpunktes und (x_i, y_i) die Koordinaten des Zielpunktes beschreiben.

Die Messvorgänge sind heute weitgehend automatisiert: Die Richtungen werden elektronisch abgetastet, die Achsen lassen sich über Stellknöpfe oder vom Computer gesteuert mit Servomotoren bewegen, und auch der Zielvorgang lässt sich in einigen Instrumenten automatisch ausführen. Für das Horizontieren nutzt man elektronische Libellen, über die sich geringfügige Fehlausrichtungen automatisch korrigieren lassen.

Auf der Gegenstation verwendet man spezielle *Zielmarken*. Bei hochgenauen Messungen kann der Theodolit samt Stehachsbuchse aus dem Dreifuß gelöst bzw. herausgehoben und gegen eine Zieltafel ausgetauscht werden. Der Fuß der Stehachsbuchse und der Zieltafel müssen dann identisch sein. Diese Art der austauschbaren Zentrierung bezeichnet man als *Zwangszentrierung*.

Für die Beurteilung der Qualität der Theodolite wird nach DIN-18723 angegeben, mit welcher Standardabweichung sich Richtungen messen lassen. Man unterscheidet

- Theodolite niedriger Genauigkeit 0,5...1 cgon,
- Theodolite mittlerer Genauigkeit 1 mgon,
- Theodolite hoher Genauigkeit 0,1...0,2 mgon.

1.2.5.2 Distanzmessung mit Stahlmaßstäben, Messbändern und elektronischen Distanzmessern

Stahlmaßstäbe verwendet man insbesondere, wenn Messungen auf engem Raum und mit geringem Aufwand auszuführen sind. Zweckmäßig verwendet man 1 m lange Stäbe mit schneidenförmigen Enden, deren Länge mit Hilfe der Gleichung des Längenmaßstabs

$$L = L_0 + k_K + k_t \quad (1.2.11)$$

ermittelt werden kann. Dabei bedeutet L_0 die Solänge des Maßstabs in Meter unter Normalbedingungen (z. B. 20°C), k_K die Kalibrierkorrektion und k_t die Temperaturkorrektion. Die Korrekturen berechnet man aus den Beziehungen

$$k_K = l \frac{\delta}{L_0}; \quad k_t = l \cdot \alpha_{st} (t - 20^\circ\text{C})$$

mit der zu korrigierenden Länge l , dem durch Kalibrieren des Maßstabs bei Normaltemperatur (20°C) erhaltenen Überschuss δ über L_0 , dem linearen Temperatursdehnungskoeffizienten α_{st} von Stahl und der Temperatur t während der Messung.

Diese *Normalmeter* sind gewöhnlich nicht mit einer Teilung versehen; die Reststrecken werden daher mit einem kurzen Stahlmessband oder, wenn es sich um geringe Abweichungen von einem

vollen Meter handelt, mit einem Messkeil bestimmt.

Prüfmeterstäbe werden mit einem Prüfschein satzweise geliefert. Sie sind i. d. R. mit A und B bezeichnet und haben eine Länge von $1000 \pm 0,02 \text{ mm}$. Typisches Anwendungsgebiet ist z. B. die stichprobenweise Überprüfung von Fertigteilen bei Fertigteilbauprojekten [Kahmen 2006].

Nutzt man ein *Messband*, so lässt sich seine tatsächliche Länge ebenfalls mit Gl. (1.2.11) berechnen. Bei hohen Genauigkeitsanforderungen sind allerdings noch weitere Korrekturen zu berücksichtigen [Kahmen 2006]:

- eine Durchhangkorrektur, wenn das Band nicht aufliegend benutzt wird,
- eine Spannkraftkorrektur, wenn die Zugspannung für das geradlinige Ausrichten des Bandes nicht der Zugspannung bei der Eichung entspricht.

Heute setzt man vorwiegend *elektronische Entfernungsmesser* ein. Sie messen die Laufzeit t , welche ein Messsignal benötigt, um die auszumessende Distanz D zu durchlaufen. Die Distanz berechnet sich dann aus

$$D = c \cdot t \quad (1.2.12)$$

mit

$$c = \frac{c_0}{n} \quad (1.2.13)$$

Dabei beschreibt c die aktuelle Ausbreitungsgeschwindigkeit der elektromagnetischen Wellen, c_0 die Ausbreitungsgeschwindigkeit im Vakuum und n den Brechungsindex des Ausbreitungsmediums.

Die Geräte arbeiten entweder mit dem Impuls- oder Phasenvergleichsverfahren. Als Trägerwellen nutzen sie vorwiegend Laser oder Mikrowellen. Für die Laufzeitmessung werden die Messsignale den Trägerwellen aufgeprägt; einige Geräte messen die Laufzeit auch unmittelbar mit den Trägerwellen. Für Geräte, die mit Laser arbeiten, ist die Reichweite durch die Witterung begrenzt; sie entspricht etwa der Sichtweite, d. h., bei dunstigem Wetter kann sie auf weniger als 100 m eingeschränkt sein. Mikrowellengeräte arbeiten unabhängig von der Witterung. Elektrooptische Distanzmesser setzt man für Distanzmessungen zwischen

zwei Stationen auf der Erde, Mikrowellendistanzmesser für Distanzmessungen zu Satelliten ein. Die Messprinzipien sind in Abb. 1.2-12a bis d wiedergegeben.

Bei *Laserentfernungsmessern* (Abb. 1.2-12a) befinden sich der Sender S und der Empfänger E auf einer Station, auf der Gegenstation baut man einen Reflektor R (ein Prisma) auf. Der Sender sendet durch Modulationsverfahren erzeugte Impulse aus, welche die zu messende Strecke durchlaufen, am Reflektor reflektieren und schließlich vom Empfänger empfangen werden. Zum Empfänger gelangt außerdem ein geringer Anteil des ausgesendeten Impulses unmittelbar. Ein hochgenauer Laufzeitmesser L bestimmt die Differenz der Laufzeit beider Impulse; sie entspricht der Zeit $2t$, die der externe Impuls für das zweimalige Durchlaufen der Distanz D benötigt und muss daher noch halbiert werden.

Bei *Mikrowellengeräten* befinden sich Sender und Empfänger auf verschiedenen Stationen (Abb. 1.2-12b). Für das Aussenden und Empfangen der Messsignale benötigt man Antennen A. Sender und Empfänger müssen bei diesem Verfahren mit einer hochgenauen Uhr U gekoppelt sein. Die Uhr im Sender bestimmt, wann der Impuls gesendet wird, die Uhr im Empfänger die Empfangszeit. Die Laufzeit ermittelt der Empfänger mit einem Korrelator.

Geräte, die mit dem Phasenvergleichsverfahren arbeiten (Abb. 1.2-12c, d), sind ähnlich aufgebaut wie Impulsentfernungsmesser. Hier wird mit einem Phasenmesser Ph die Differenz der Phasen gemessen, die das Messsignal im Sender und Empfänger hat. Für den einfachen Weg zwischen Sender und Empfänger soll diese F betragen. Die Laufzeit erhält man dann nach Division durch die Frequenz ϕ des Messsignals zu

$$t = \frac{\Phi}{f} \quad (1.2.14)$$

Ähnlich wie bei der mechanischen Längenmessung müssen für die gemessene Distanz noch Verbesserungen durchgeführt werden, bevor mit ihr in einem ebenen Koordinatensystem Koordinatenberechnungen ausgeführt werden können [Kahmen 2006]. Man unterscheidet physikalische Korrekturen:

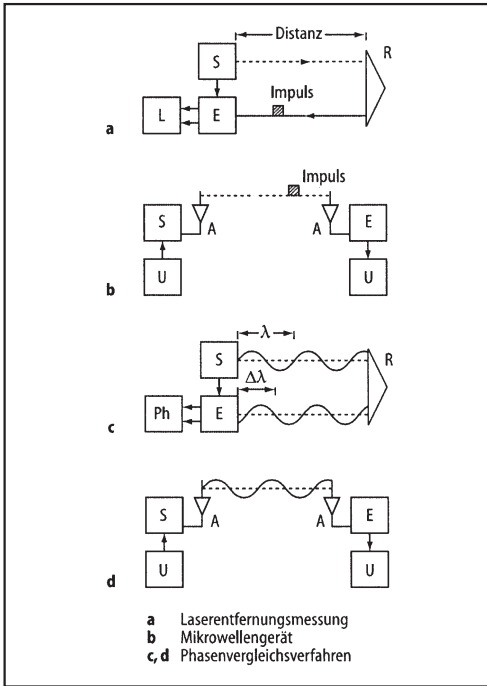


Abb. 1.2-12 Prinzipien der Distanzmessung

- Nullpunktkorrektur k_0 , (wenn der Anfang und das Ende der gemessenen Strecke nicht mit den Stehachsen der Geräte zusammenfällt),
- Korrektur wegen Brechungsindex k_n , (wenn der tatsächliche Brechungsindex des Ausbreitungsmediums nicht mit dem zusammenfällt, für welchen das Messverfahren konzipiert wurde),

und geometrische Reduktionen (Abb. 1.2-13):

- Reduktion r_s der schräg im Raum gemessenen Distanz D auf die entsprechende Länge S in der Bezugsfläche (Ellipsoid oder näherungsweise Kugel bzw. Ebene),
- Längenverzerrung r_L wegen der ebenen Abbildung des Ellipsoids (z. B. Gauß-Krüger-Abbildung).

Je nach ihrer Genauigkeit (Standardabweichung d_s einer gemessenen Distanz) kann man die Distanzmesser in zwei Gruppen aufteilen:

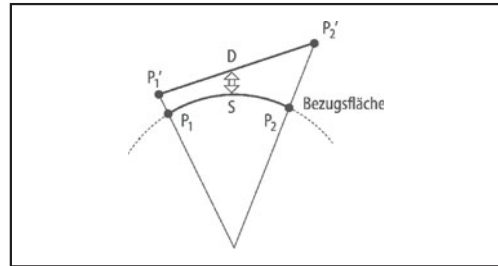


Abb. 1.2-13 Geometrische Reduktion der Strecken

- Distanzmesser hoher Genauigkeit
1...5 mm + 1...3 ppm,
- Distanzmesser mittlerer Genauigkeit
0,1...3 m.

Die Strecke s berechnet sich aus der am Gerät abgelesenen Distanz D nach

$$s = D + k_0 + k_n + r_s + r_L. \quad (1.2.15a)$$

Sie lässt sich in einem ebenen Koordinatensystem (Abb. 1.2-11) durch die Beobachtungsgleichung

$$L_i = s_i = q \sqrt{(x_k - x_i)^2 + (y_k - y_i)^2} \quad (1.2.15b)$$

darstellen. Ein Maßstabsfaktor q ist dann zu berücksichtigen, wenn die Maßeinheit des Festpunktfeldes sich von der des Messgeräts unterscheidet.

1.2.5.3 Höhenmessung durch Nivellieren und trigonometrische Höhenübertragung

Der Höhenunterschied zweier Punkte A und B wird ermittelt, indem man ihren lotrechten Abstand in Bezug auf eine horizontale Linie oder Ebene misst (Abb. 1.2-14a bis c). Die Bezugslinie bzw. Bezugsebene stellt man mit einer Nivelliereinrichtung her, und zum Ausmessen der lotrechten Abstände dienen Nivellierlatten oder andere Maßstäbe.

Das am häufigsten verwendete *Nivelliergerät* besteht aus einem Fernrohr, mit dem eine Ziellinie definiert wird, und einer Zusatzeinrichtung, mit der sich die Ziellinie horizontalisieren lässt (Abb. 1.2-14a). Die Ziellinie ist durch den Mittelpunkt des Objektivs und ein Strichkreuz in der Abbildungsebene des Objektivs gegeben. Das Fernrohr ist über einen

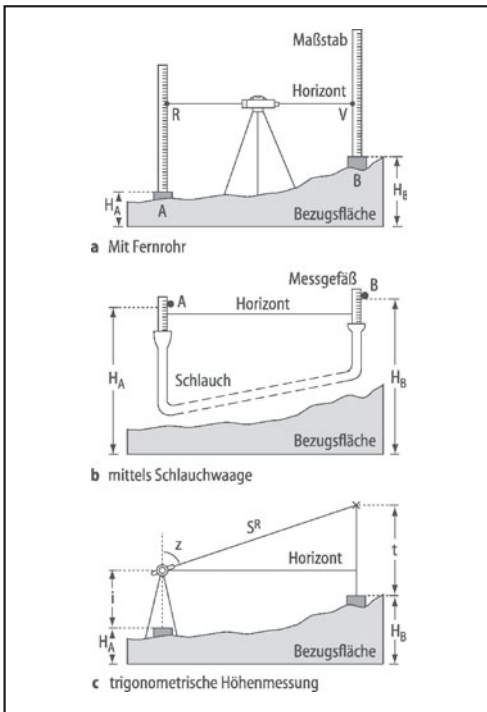


Abb. 1.2-14 Messprinzipien für Höhenmessungen

festen Unterbau mit dem Dreifuß verbunden. Der Dreifuß wird mit einer Klemmschraube auf dem Teller eines Stativs befestigt. Über Dreifußschrauben kann der Dreifuß relativ zum Stativ bewegt und mit einer Libelle in Zielachsenrichtung horizontalisiert werden. Die zuvor beschriebenen Nivelliergeräte bezeichnet man als *Libellennivelliere*.

Heute werden vorwiegend *Kompensatornivelliere* verwendet. Der äußere Aufbau entspricht dem der Abb. 1.2-15. Um Zeit beim Einstellen einzusparen, horizontalisiert man diese Instrumente nur noch näherungsweise mit einer Dosenlibelle. Wie Abb. 1.2-15 zeigt, verläuft dann der durch den Mittelpunkt des Objektivsystems gehende horizontale Zielstrahl nicht mehr durch das Strichkreuz. Er muss daher an der Stelle K durch ein optisches Bauelement entsprechend umgelenkt werden. Die Steuerung der Strahlumlenkung erfolgt mit Hilfe der Schwerkraft, und zwar i. d. R. durch Pendel, die mit beweglichen Umlenkprismen gekoppelt sind.

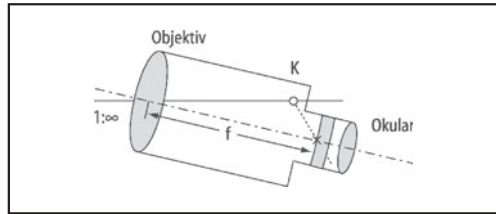


Abb. 1.2-15 Prinzip des Kompensatornivelliers

Im Vergleich zu Libellennivellieren erhöht sich die Messgeschwindigkeit um 30% bis 40%.

Nivellierlatten sind normalerweise 3 m lang und haben eine Teilung auf der Vorderfläche; der Teilungsnulldpunkt liegt in der Ebene der Aufsatzfläche. Präzisionslatten haben genauere Teilungen. Bei *analogen Nivelliergeräten* liest der Beobachter mit Hilfe der Strichmarke im Fernrohr den Messwert an der Nivellierlatte ab. *Digitale Nivelliere* arbeiten mit Latten, bei denen Teilung und Ziffern durch einen Code ersetzt sind. In den optischen Strahlengang dieser Nivelliere ist eine digitale Kamera eingebaut, die Bilder des Codes dort aufnimmt, wo die horizontale Ziellinie die Latte trifft. Der Code der gesamten Latte ist auch in einem Computer des Nivelliers gespeichert. Die Ableseung erhält man mit Methoden der digitalen Bildverarbeitung, indem der Codeausschnitt so lange längs des gespeicherten Codes verschoben wird, bis dieser detektiert ist. Der Messwert entspricht dem Betrag der Verschiebung.

Die Ablesung der vorderen Latte bezeichnet man als Vorblick V, die an der zurückliegenden Latte als Rückblick R. Der gemessene Höhenunterschied beträgt dann (Abb. 1.2-14a)

$$h = R - V. \quad (1.2.16)$$

Höhere Genauigkeiten erzielt man mit Nivellierverfahren nur dann, wenn die Zielweite begrenzt wird; je nach Anforderung beträgt sie etwa 20 bis 100 m. Bei größeren Punktabständen muss man daher die Nivellementsline durch Wechsellpunkte W_i in einzelne Messabschnitte unterteilen (Abb. 1.2-16). Der gemessene Höhenunterschied berechnet sich dann aus

$$h = h_1 + h_2 + \dots + h_n = \sum h_i. \quad (1.2.17)$$

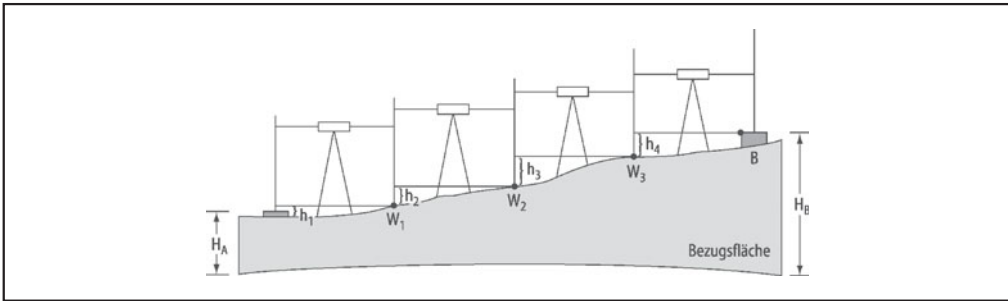


Abb. 1.2-16 Nivellieren längs einer Nivellementslinie

Für die Beurteilung der Messgenauigkeit von Nivellieren und Messausrüstung wird nach DIN 18723 die Standardabweichung für 1 km Doppelnivellement angegeben. Man unterscheidet

- Nivelliere mittlerer Genauigkeit ≤ 10 mm/km,
- Nivelliere hoher Genauigkeit ≤ 3 mm/km,
- Nivelliere höchster Genauigkeit $\leq 0,5$ mm/km.

Neben der Qualität der Nivellierausrüstung ist die Wahl der Messanordnung für die Genauigkeit von großer Bedeutung. Um den Einfluss von Erdkrümmung und Refraktion zu eliminieren, sollte das Nivellier möglichst in der Mitte zwischen den Laten aufgestellt werden. Bei höheren Genauigkeiten macht man Doppelablesungen in der Reihenfolge R_1, V_1, V_2, R_2 und bildet schließlich den Vor- und Rückblick aus $(V_1 + V_2)/2$ und $(R_1 + R_2)/2$.

Ein Spezialnivellier ist die *Schlauchwaage* (Abb. 1.2-14b). Sie besteht aus Messgefäßen – i. d. R. Glaszylinder mit einer Teilung – und einem Schlauch, der die Messgefäße miteinander verbindet. Die Messeinrichtung wird mit einer Flüssigkeit gefüllt; die Flüssigkeitsoberfläche bildet dann den Bezugshorizont. Den Höhenunterschied zweier Messmarken erhält man aus den Skalenablesungen der Messgefäße in Bezug auf den Horizont. Die Messeinrichtungen können auch mehrere Messgefäße umfassen.

Die Messungen lassen sich automatisieren, wenn die Änderungen der Flüssigkeitspegel in den Gefäßen mit einem elektrischen Sensor (Extensometer) beobachtet werden. Ein Computer kann dann den Zeitpunkt der Messungen steuern und eine Auswertung in Echtzeit vornehmen. Genauigkeiten von 0,5 bis 0,1 mm bei Gefäßabständen von mehreren

hundert Metern sind möglich. Wichtige Einsatzgebiete sind Deformationsmessungen zur Überwachung von Bauwerken und Maschinenanlagen.

Bei der *trigonometrischen Höhenmessung* (Abb. 1.2-14c) misst man mit Theodolit und Entfernungsmesser vom Punkt A aus den Zenitwinkel z und die Schrägdistanz S^R zu einer Zielmarke, die sich über dem Punkt B befindet. Den Horizont erhält man hier durch trigonometrische Berechnungen. Der gemessene Höhenunterschied berechnet sich aus

$$h = i + S^R \cos z - t \quad (1.2.18)$$

mit der Höhe i der Kippachse des Theodolits über dem Punkt A und der Höhe t der Zielmarke über dem Punkt B. Vergleicht man das Verfahren mit dem der Abb. 1.2-14a, so ist jetzt der Rückblick R durch i und der Vorblick V durch $t - S^R \cos z$ gegeben. Genauigkeiten besser als 1 mm sind möglich. Bei hohen Genauigkeiten müssen allerdings eine Korrektur r_E wegen der Erdkrümmung und eine Korrektur r_{Ref} wegen Zielstrahlverbiegungen aufgrund von Refraktionserscheinungen berücksichtigt werden. Beide Einflüsse nehmen mit dem Quadrat des Abstands der Messpunkte zu. Der Einfluss der Erdkrümmung beträgt bei einem Punktabstand von 200 m 3,2 mm. Für alle Höhenmessverfahren (Abb. 1.2-14) gilt die Beobachtungsgleichung

$$h = H_B - H_A + \text{Korrekturen}, \quad (1.2.19)$$

die jetzt neben der Messgröße h und den Korrekturen die Höhen (H_A, H_B) der Punkte A und B über dem Bezugshorizont enthält.

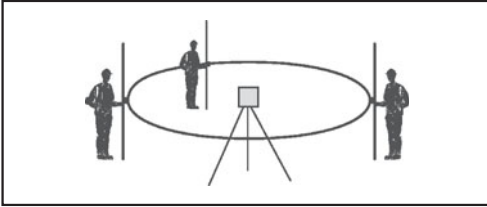


Abb. 1.2-17 Lasernivellier mit rotierendem Laser

Die *Höhenaufnahme* lässt sich mit den Messeinrichtungen der Abb. 1.2-14 auch *flächenhaft* ausführen. Die horizontale Bezugslinie muss dann um eine vertikale Achse geschwenkt werden. Bei einem Nivelliergerät mit Fernrohr und Theodolit ist dies aufgrund der Gerätekonstruktion immer möglich.

Insbesondere auf Baustellen verwendet man auch Lasernivelliere, bei denen ein durch Prismen und einen Kompensator horizontal ausgerichteter Laserstrahl um eine Vertikalachse rotiert. Die vom Laser auf Nivellierlatten erzeugten „Laserstriche“ können von einem Beobachter abgelesen oder von einer elektrooptischen Abtasteinrichtung automatisch registriert werden (Abb. 1.2-17). Bei Schlauchwa-

gen lässt sich eine flächenhafte Überwachung von Höhenpunkten in Bezug auf einen konstanten Horizont ausführen, wenn eines der Gefäße – das Referenzgefäß – als Überlaufgefäß gebaut ist. Von einer Pumpe müssen dann kontinuierlich geringe Mengen Flüssigkeit nachgefüllt werden.

1.2.5.4 Gerätekonzepte

Theodolit und elektronischer Distanzmesser bilden normalerweise eine Geräteeinheit. In diesem Fall spricht man auch von einem *Tachymeter*. Als besonders vorteilhaft erweist es sich, wenn die optischen Achsen des Theodolits und des Entfernungsmessers zusammenfallen. Ein Beispiel für ein Tachymeter zeigt Abb. 1.2-18a. Heute stehen Theodolite und Tachymeter zur Verfügung, die vom Anzielen der Zielmarken über das Registrieren der Messwerte bis zur Auswertung der Ergebnisse alle Arbeitsgänge – gesteuert durch einen Computer – automatisch ausführen. Diese Gerätesysteme bezeichnet man auch als *Messroboter*.

Bei den Nivelliergeräten setzen sich zunehmend *digitale Nivelliere* durch (Abb. 1.2-18b). „Digital“ kennzeichnet hier, dass die Daten digital ausgegeben werden.



a Digitales Tachymeter



b Digitaler Nivellier

Abb. 1.2-18 Messgeräte

1.2.6 2D-Positionsbestimmung mit Theodolit und Distanzmesser

Wenn einige Punkte mit Koordinaten in einem ebenen rechtwinkligen Koordinatensystem gegeben sind, so kann man von ihnen ausgehend die Koordinaten weiterer Punkte bestimmen. Die gegebenen, bereits durch Koordinaten festgelegten Punkte bezeichnet man als *Festpunkte*, die neu zu bestimmenden Punkte heißen *Neupunkte*. Die messtechnische Bestimmung von Neupunkten erfolgt durch Messen von Richtungen (bzw. Winkeln) und Distanzen.

Misst man zur Berechnung von Neupunkten nur so viele Größen, wie zu ihrer im geometrischen Sinne eindeutigen Festlegung notwendig sind, so liegt eine *eindeutige Punktbestimmung* vor. Werden zusätzlich Größen gemessen, so spricht man von einer *überbestimmten Punktbestimmung*. Die Lösung ist in diesem Fall über ein Ausgleichungsverfahren – z. B. unter Anwendung der Methode der kleinsten Quadrate – gegeben. Überbestimmte Lösungen haben den Vorteil, dass Genauigkeits- und Zuverlässigkeitsuntersuchungen angestellt werden können.

Ausgangsbasis für Koordinatenberechnungen sind die Beobachtungsgleichungen (1.2.10) und (1.2.15b), die vielfach in ihrer linearisierten Form verwendet werden. Für das Linearisieren nutzt man die Taylorsche Reihe

$$L_i = f_i(x_0, y_0, K) + \left(\frac{\partial f_i}{\partial x} \right)_0 dx + \left(\frac{\partial f_i}{\partial y} \right)_0 dy + K \quad (1.2.20)$$

mit $x = x_0 + dx$, $y = y_0 + dy$, ... Wie aus Gl. (1.2.20) zu erkennen ist, benötigt man in diesem Fall für die neu zu bestimmenden Parameter Näherungskordinaten x_0, y_0 . Stehen diese nicht zur Verfügung, so kann man die Berechnungen mit trigonometrischen Ansätzen durchführen; dies ist z. B. bei der topographischen Geländeaufnahme mit Hilfe des Polarverfahrens der Fall.

Das Berechnen geodätischer Netze ist sehr komplex und benötigt viel Erfahrung. Hier soll die Vorgehensweise nur anhand einfacher Beispiele deutlich werden. Im Folgenden wird zunächst vorbereitend auf die eindeutige Punktbestimmung

eingegangen. Der Übergang zu Ausgleichungsverfahren folgt in Abschn. 1.2.9.

1.2.6.1 Punktbestimmung durch Distanzmessung

Die Punktbestimmung durch Distanzmessung bezeichnet man auch als *Bogensschlag*. Zur Bestimmung eines Neupunktes N_i werden zwischen ihm und mehreren Festpunkten P_i Strecken s_i bestimmt (Abb. 1.2-19). Für jede aus Messungen abgeleitete Strecke kann man eine Beobachtungsgleichung des Typs (1.2.15b) aufstellen. Sie lautet in allgemeiner Form

$$L_i = s_i = f(x_N, y_N, q). \quad (1.2.21)$$

Es treten drei Unbekannte auf: die Koordinaten des Neupunktes (x_N, y_N) und der Maßstabsfaktor q . Eine eindeutige Lösung des Bogenschlags ist demnach gegeben, wenn mindestens drei aus Messungen abgeleitete Strecken s_i vorliegen. Im Beispiel der Abb. 1.2-19 sind dies die Strecken s_1, s_2, s_3 ; sie wurden vorbereitend mit der Beziehung (1.2.15a) aus den gemessenen Distanzen D_i abgeleitet.

Die Linearisierung ergibt sich aus der Taylorsche Reihe mit $x = x_0 + dx$, $y = y_0 + dy$ und $q = q_0 + dq$, wobei x_0, y_0 Näherungskordinaten des Neupunktes N sind und $q_0 = 1$ ein Näherungswert des Maßstabsfaktors ist. Mit den Gln. (1.2.20) und (1.2.15b) folgt

$$s_i = s_i^0 + \frac{x_0 - x_i}{s_i^0} dx + \frac{y_0 - y_i}{s_i^0} dy + s_i^0 dq,$$

$$\text{mit } s_i^0 = f_i(x_0, y_0) = \sqrt{(x_0 - x_i)^2 + (y_0 - y_i)^2}. \quad (1.2.22)$$

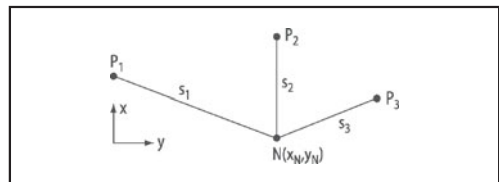


Abb. 1.2-19 Bogenschlag

In verkürzter Schreibweise lässt sich Gl. (1.2.22) darstellen durch

$$s_i = s_i^0 + a_{i1}dx + a_{i2}dy + s_i^0 dq. \quad (1.2.23)$$

Fasst man nun noch die Absolutglieder s_i und s_i^0 zu $l_i = s_i - s_i^0$ zusammen, so gilt für das System der Beobachtungsgleichungen

$$\mathbf{l} = \mathbf{A} \mathbf{x}, \quad \text{mit } \mathbf{l} = \begin{bmatrix} l_1 \\ l_2 \\ l_3 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{A} = \begin{bmatrix} \frac{x_0 - x_1}{s_1^0} & \frac{y_0 - y_1}{s_1^0} & s_1^0 \\ \frac{x_0 - x_2}{s_2^0} & \frac{y_0 - y_2}{s_2^0} & s_2^0 \\ \frac{x_0 - x_3}{s_3^0} & \frac{y_0 - y_3}{s_3^0} & s_3^0 \end{bmatrix} \quad \text{und} \quad \mathbf{x} = \begin{bmatrix} dx \\ dy \\ dq \end{bmatrix}. \quad (1.2.24)$$

Der Lösungsvektor lautet

$$\mathbf{x} = \mathbf{A}^{-1} \mathbf{l}. \quad (1.2.25)$$

Schließlich berechnen sich die Koordinaten des Neupunktes aus

$$\begin{aligned} x_N &= x_0 + dx \\ y_N &= y_0 + dy \end{aligned} \quad (1.2.26)$$

1.2.6.2 Punktbestimmung durch Richtungsmessung

Beim *Vorwärtseinschneiden* misst man auf zwei oder zusätzlichen Festpunkten P_i Richtungen r_i zu einem Neupunkt N_i und zu weiteren Festpunkten

(Abb. 1.2-20). Für jede gemessene Richtung kann man dann eine Beobachtungsgleichung des Typs (1.2.10) aufstellen. Diese lauten in allgemeiner Form

$$L_i = r_i = f(\varphi_i), \quad (1.2.27a)$$

wenn ein Festpunkt bzw.

$$L_i = r_i = f(x_N, y_N, \varphi_i), \quad (1.2.27b)$$

wenn ein Neupunkt mit den Koordinaten (x_N, y_N) angezielt wird.

In dem Fall (Abb. 1.2-27b) treten vier Unbekannte auf. Sie sind bei jeder Aufstellung des Theodolits die Orientierungsunbekannten (φ_i) und die Koordinaten (x_N, y_N) . Eine eindeutige Lösung ist gegeben, wenn von zwei Festpunkten (P_1, P_2) aus die Richtungen zu den Festpunkten (P_3, P_4) und einem Neupunkt N_i gemessen werden.

Man kann die Lösung der Aufgabe in zwei Operationen aufteilen: Im ersten Schritt berechnet man zunächst aus den Richtungen (r_3, r_4) , die zwischen Festpunkten gemessen wurden, mit Gl. (1.2.10) auf P_1 und P_2 die Orientierungsunbekannten. Die zwei verbleibenden Beobachtungsgleichungen haben dann die vereinfachte Form

$$r_{iN}^0 = \arctan \frac{y_N - y_i}{x_N - x_i}, \quad (1.2.28)$$

wobei $r_{iN}^0 = r_{iN} + \varphi$ als orientierte Richtung bezeichnet wird.

Im zweiten Schritt lassen sich dann mit der linearisierten Form von Gl. (1.2.28) die Neupunktkoordinaten berechnen. Mit Hilfe der Taylorschen Reihe erhält man

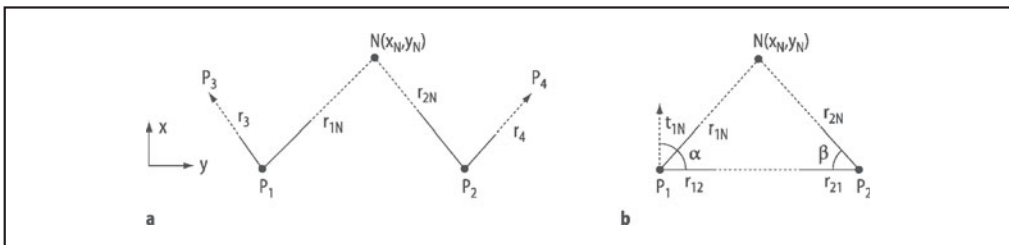


Abb. 1.2-20 Vorwärtseinschneiden mit a vier und b zwei Festpunkten

$$r_{iN}^0 = t_i^0 - \frac{y_0 - y_i}{(s_i^0)^2} \varphi dx + \frac{x_0 - x_i}{(s_i^0)^2} \varphi dy$$

mit $(s_i^0)^2 = (x_0 - x_i)^2 + (y_0 - y_i)^2$ und

$$t_i^0 = \arctan \frac{y_0 - y_i}{x_0 - x_i} \quad (1.2.29)$$

$$r_{iN}^0 = t_i^0 - a_{i1} dx + a_{i2} dy.$$

Die x_0 und y_0 sind die Näherungskoodinaten des Neupunktes und $\rho = 200^{\text{gon}}/\pi$.

In verkürzter Schreibweise lässt sich Gl. (1.2.29) auch darstellen durch $r_{iN}^0 = t_i^0 - a_{i1} dx + a_{i2} dy$.

Fasst man nun noch die Absolutglieder r_{iN}^0 und t_i^0 zusammen zu $l_i = r_{iN}^0 - t_i^0$, so gilt in Matrizen-schreibweise

$$\mathbf{l} = \mathbf{A} \mathbf{x}, \quad (1.2.30)$$

$$\text{mit } \mathbf{l} = \begin{bmatrix} l_1 \\ l_2 \end{bmatrix}, \mathbf{A} = \varphi \begin{bmatrix} \frac{y_0 - y_1}{(s_1^0)^2} & \frac{x_0 - x_1}{(s_1^0)^2} \\ \frac{y_0 - y_2}{(s_2^0)^2} & \frac{x_0 - x_2}{(s_2^0)^2} \end{bmatrix}; \mathbf{x} = \begin{bmatrix} dx \\ dy \end{bmatrix}.$$

Die Neupunktkoordinaten ergeben sich schließlich wieder aus

$$\mathbf{x} = \mathbf{A}^{-1} \mathbf{l}$$

mit $x_N = x_0 + dx$ und $y_N = y_0 + dy$.

Eine weitere Lösung ist gegeben, wenn man von P_1 aus den Punkt P_2 und von P_2 aus den Punkt P_1 anzielt (Abb. 1.2-20b). Der trigonometrische Ansatz lautet dann

$$x = s_{12} \frac{\sin \beta \cos t_{1N}}{\sin(\alpha + \beta)}, \quad y = s_{12} \frac{\sin \beta \sin t_{1N}}{\sin(\alpha + \beta)} \quad (1.2.31)$$

$$\text{mit } \alpha = r_{12} - r_{1N}, \beta = r_{2N} - r_{21}, t_{1N} = r_{1N} + \alpha.$$

1.2.6.3 Punktbestimmung durch kombinierte Richtungs- und Distanzmessung

Bei der *polaren Punktbestimmung* stellt man sich mit einem Tachymeter auf einem Festpunkt P_1 auf und misst Richtungen und Distanzen zu mindes-

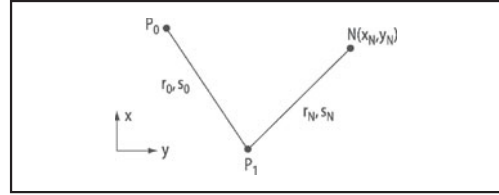


Abb. 1.2-21 Polare Punktbestimmung auf einem Festpunkt

tens einem Festpunkt P_1 und den Neupunkten N (Abb. 1.2-21). Bei der Bestimmung eines Neupunktes treten vier Unbekannte auf: die Orientierungsunbekannte φ bei der Aufstellung des Theodolits, ein Maßstabsfaktor q und die zwei Koordinaten (x_N, y_N) des Neupunktes. Mit der gemessenen Richtung zwischen den Festpunkten berechnet man zunächst die Orientierungsunbekannte nach Gl. (1.2.10). Die Neupunktkoordinaten erhält man dann aus dem trigonometrischen Ansatz

$$\begin{aligned} x_N &= x_1 + q s_N \cos r_N^0 \\ y_N &= y_1 + q s_N \sin r_N^0 \end{aligned} \quad (1.2.32)$$

mit $r_N^0 = r_N + \varphi$ und $q = s^*_0/s_0$. s^*_0 ist die aus Koordinaten berechnete und s_0 die aus Messungen nach Gl. (1.2.15a) abgeleitete Strecke zwischen P_1 und P_0 .

Häufig muss man sich bei der Polaraufnahme auf einem frei gewählten Standpunkt aufstellen. Dieses Verfahren nennt man dann *polare Punktbestimmung bei freier Stationierung* (Abb. 1.2-22). Von dem frei gewählten Standpunkt S aus werden die Distanzen und Richtungen zu den Festpunkten P_1 und Neupunkten N_i gemessen. Es treten sechs Unbekannte auf: eine Orientierungsunbekannte φ , ein Maßstabsfaktor q , zwei Koordinaten (x_s, y_s) des frei gewählten Standpunktes und zwei Koordinaten (x_N, y_N) des Neupunktes. Man benötigt also sechs Beobachtungen, um die Unbekannten mit sechs Beobachtungsgleichungen eindeutig bestimmen zu können. Eine Lösung ist gegeben, wenn die Richtungen zu zwei Festpunkten und dem Neupunkt sowie die Distanzen zu den Festpunkten und dem Neupunkt gemessen werden.

Zunächst vergegenwärtige man sich, dass durch das Tachymeter, mit dem die Richtungen r_i und die Strecken s_i ermittelt werden, ein ebenes karte-

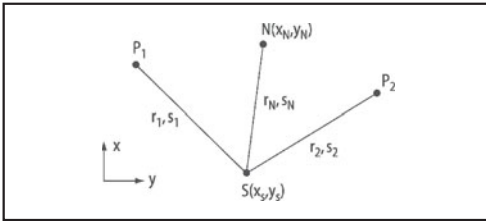


Abb. 1.2-22 Polare Punktbestimmung auf einer frei gewählten Station

sisches Koordinatensystem definiert wird. Es liegt in der Ebene des Teilkreises, Ursprung ist der Mittelpunkt des Kreises, und eine Koordinatenachse fällt mit „Teilkreis Null“ zusammen. In diesem Koordinatensystem sind die Punkte P_1 und P_2 durch ihre Polarkoordinaten r_1, r_2 und s_1, s_2 gegeben. Da P_1 und P_2 außerdem Festpunkte im x-y-Koordinatensystem des Festpunktfeldes sind, können sie in beiden Systemen als identische Punkte betrachtet werden. Die Koordinaten des Neupunktes lassen sich daher durch eine Ähnlichkeitstransformation (s. 1.2.3.2) berechnen:

- Im ersten Schritt berechnet man die Translationsparameter x_s, y_s sowie den Drehwinkel φ und den Maßstabsfaktor q .
- Im zweiten Schritt folgt dann die Transformation der Neupunkte. Hierfür können die Gl. (1.2.32) herangezogen werden, wenn man $x_1 \int x_s$ und $y_1 \int y_s$ betrachtet (vgl. beispielsweise [Kahmen 2006]).

Mit einem *Polygonzug* lassen sich längs einer Linie angeordnete Neupunkte berechnen (Abb. 1.2-23). Als Beispiel sei zunächst der Zug $P_0, P_1, N_1,$

N_2, N_3 betrachtet. Gegeben seien die Koordinaten der Festpunkte P_0, P_1 , gesucht die Koordinaten der Neupunkte N_1, N_2, N_3 . Auf P_1, N_1 und N_2 seien jeweils die Richtungen zu benachbarten Punkten gemessen. Damit sind auch die Winkel β_1 bis β_3 bekannt, die sich jeweils aus der Differenz der Richtungen ergeben. Außerdem sollen aus Distanzmessungen die Strecken s_{N1} bis s_{N3} abgeleitet sein.

In einem ersten Schritt berechnet man zunächst mit Gl. (1.2.10) die orientierte Richtung r_{01}^0 der Seite $P_0 P_1$. Mit Hilfe der Winkel β_1 erhält man dann in einem zweiten Schritt die orientierten Richtungen r_{Ni}^0 für die Seiten s_{Ni} :

$$\begin{aligned} r_{N1}^0 &= r_{01}^0 + \beta_1 \pm 200^{\text{gon}}, \\ r_{N2}^0 &= r_{N1}^0 + \beta_2 \pm 200^{\text{gon}}, \\ r_{N3}^0 &= r_{N2}^0 + \beta_3 \pm 200^{\text{gon}}. \end{aligned} \quad (1.2.33)$$

Mit diesen orientierten Richtungen und den Seiten s_i lassen sich dann von Punkt zu Punkt fortschreitend die Koordinaten von N_1 bis N_3 durch polare Punktbestimmung nach Gl. (1.2.32) berechnen.

In der Regel führt man bei den zuvor beschriebenen Aufgaben mehr Messungen aus, als zur eindeutigen Lösung notwendig sind. Die Berechnungen erfolgen dann mit Hilfe eines *Ausgleichungsverfahrens*. Dies hat den Vorteil, dass dann die Genauigkeit und die Zuverlässigkeit der Messungen sowie der berechneten Parameter bewertet werden können. Ein Beispiel hierfür sei der in Abb. 1.2-23 dargestellte erweiterte Polygonzug. Bei linearen Netzen dieser Art führt man normalerweise noch die Strecke $N_3 P_2 = s_{N4}$ und die Winkel β_4 und β_5 auf N_3 und P_2 in die Berechnungen ein.

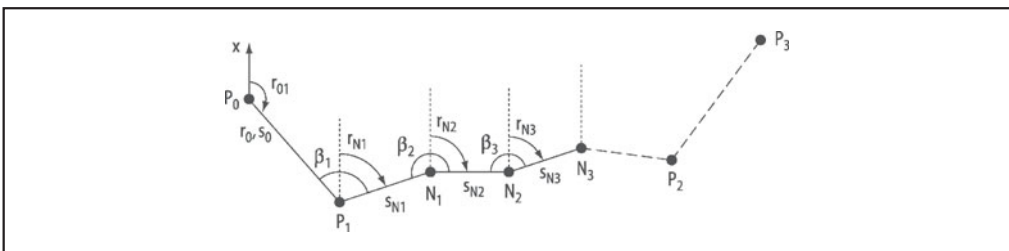


Abb. 1.2-23 Polygonzug

1.2.7 Optische 3D-Messverfahren

1.2.7.1 Punktbestimmung durch Richtungsmessungen mit Theodoliten

Bei einer einfachen Messanordnung mit zwei Theodoliten spricht man auch von *räumlichem Vorwärtseinschneiden* (Abb. 1.2-24). Man denke sich durch den Schnittpunkt P'_1 der Achsen des über dem Punkt P_1 aufgebauten Theodolits eine Horizontalebene gelegt. Diese schneidet die Stehachse des zweiten Theodolits in P'_2 . In der Horizontalebene ist dann das Koordinatensystem des Theodolitmesssystems festgelegt: Die y-Achse verläuft durch P'_1 und P'_2 , die x-Achse steht senkrecht auf ihr und verläuft durch P'_1 . P_1 hat als Koordinatenursprung die Lagekoordinaten (0,0), und die Koordinaten von P_2 sind festgelegt, wenn die Strecke $s_{12} = P_1 P_2$ zuvor bestimmt wurde. Die z-Achse steht senkrecht auf der x- und y-Achse. H_1 und H_2 seien die Höhen über der Bezugsfläche. Bei dieser Messanordnung treten fünf Unbekannte auf: zwei Orientierungsunbekannte φ_1 auf den Stationen P_1 und P_2 sowie die drei Koordinaten x_N, y_N, z_N . Eine einfache Lösung ergibt sich, wenn man drei nacheinander ablaufende Lösungsschritte vorsieht:

- Bestimmung der beiden Orientierungsunbekannten mit Gl. (1.2.10), nachdem zuvor mit den Theodoliten die Richtungen r_{12} und r_{21} gemessen wurden. Bei hohen Genauigkeitsanforderungen wendet man spezielle Verfahren wie die gegenseitige Kollimation an.
- Bestimmung von x_N und y_N durch Vorwärtseinschneiden (s. 1.2.6.2).
- Bestimmung von z_N von P_1 oder P_2 aus mit

$$\begin{aligned} z_N &= H_1 + i_1 + s_{12} \frac{\sin \beta \cot z_{1N}}{\sin(\alpha + \beta)} \\ &= H_2 + i_2 + s_{12} \frac{\sin \alpha \cot z_{2N}}{\sin(\alpha + \beta)}. \\ s_{12} &= P_1 P_2 \end{aligned}$$

Die Transformation in das Objektkoordinatensystem (z. B. Baustellensystem) erfolgt mit Gl. (1.2.5). Zuvor müssen jedoch die sieben Transformationsparameter bestimmt werden; hierfür benötigt man mindestens zwei 3D-Festpunkte in beiden Systemen und eine Höhenmarke.

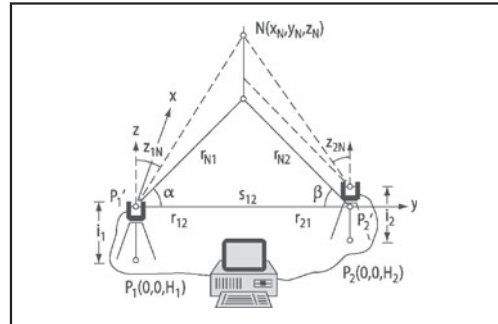


Abb. 1.2-24 Räumliches Vorwärtseinschneiden

Theodolitmesssysteme bestehen aus zwei oder mehreren Theodoliten und einem Computer, der die Steuerung des Messsystems, die Auswertung der Daten sowie die Speicherung und Visualisierung der Ergebnisse übernimmt (Abb. 1.2-24). Heute stehen automatisierte Systeme zur Verfügung. Typische Anwendungsgebiete dieses Messverfahrens sind

- die Qualitätskontrolle von Fertigteilen bei Fertigteilmfabriken,
- Deformationsmessungen an Bauwerken und Maschinenanlagen,
- die Erfassung der Geometrie von Bauwerken.

1.2.7.2 Punktbestimmung durch Richtungsmessungen mit photogrammetrischen Verfahren

Bei photogrammetrischen Verfahren werden Raumrichtungen mit analogen oder digitalen Kameras bestimmt. Die Abbildung eines Objektpunktes P auf den Film oder einen elektrischen Sensor (CCD-Array) der Kamera ist in Abb. 1.2-25 wiedergegeben.

Mit einer *6-Parameter-Transformation* wird zunächst ein Punkt (x_0, y_0, z_0) des Objektkoordinatensystems in einen Punkt (x_K, y_K, z_K) des Kamerakoordinatensystems transformiert. Die Transformation folgt Gl. (1.2.5) (drei Translationen, drei Rotationen), allerdings bleibt der Maßstabsfaktor mit $m=0$ unberücksichtigt:

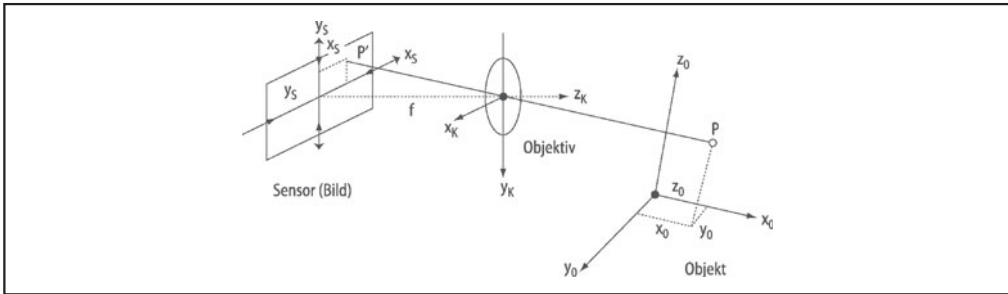


Abb. 1.2-25 Abbildungsvorgang bei photogrammetrischer Punktbestimmung

$$\begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix}_K = \begin{bmatrix} \delta x \\ \delta y \\ \delta z \end{bmatrix} + \mathbf{R} \begin{bmatrix} x \\ y \\ z \end{bmatrix}_0 \quad (1.2.34)$$

Es folgt eine perspektive Abbildung dieses Punktes in das Bild bzw. Sensorkoordinatensystem

$$x_s = f \cdot \left(\frac{x_K}{z_K} \right); \quad y_s = f \cdot \left(\frac{y_K}{z_K} \right), \quad (1.2.35)$$

dabei bezeichnet f die Kammerkonstante der Kamera, welche näherungsweise der Bildweite des Objektivsystems entspricht.

Die Kombination der Gln. (1.2.34) und (1.2.35) führt zu den Beobachtungsgleichungen (Kollinearitätsgleichungen)

$$\begin{aligned} x_s &= -f \cdot \frac{r_{11}(x_0 - \delta x) + r_{12}(y_0 - \delta y) + r_{13}(z_0 - \delta z)}{r_{31}(x_0 - \delta x) + r_{32}(y_0 - \delta y) + r_{33}(z_0 - \delta z)}, \\ y_s &= -f \cdot \frac{r_{21}(x_0 - \delta x) + r_{22}(y_0 - \delta y) + r_{23}(z_0 - \delta z)}{r_{31}(x_0 - \delta x) + r_{32}(y_0 - \delta y) + r_{33}(z_0 - \delta z)} \end{aligned} \quad (1.2.36)$$

Die Koeffizienten $r_{11} \dots r_{33}$ sind Funktionen, welche die räumliche Orientierung der optischen Objekt-Achse in Bezug auf das Koordinatensystem beschreiben. Sind sie nicht bekannt, so werden sie in Gl. (1.2.36) neben den s_x , s_y und s_z als weitere Unbekannte betrachtet. Für ihre Berechnung benötigt man einige Festpunkte (sog. „Passpunkte“) im Objektkoordinatensystem. Messwerte (bzw. Beobachtungen) sind die Bildkoordinaten (x_s, y_s) .

Ein Punkt ist im Raum jedoch erst durch den Schnitt zweier im Raum festgelegter Richtungen eindeutig bestimmt. Für die 3D-Punktbestimmung benötigt man daher mindestens zwei Aufnahmekameras. Vielfach wählt man jedoch eine „Multi-Stationen-Lösung“, bei der mehrere Kameras benutzt werden. Die Auswertung erfolgt dann über ein Ausgleichungsverfahren.

Für das Ausmessen der Bildkoordinaten, die Auswertung des Modells Gl. (1.2.36) und die Darstellung der Ergebnisse in numerischer oder graphischer Form stehen analytische Auswertegeräte – analytische Stereoplotter (Abb. 1.2-26) – zur Verfügung. Das Messsystem besteht im Wesentlichen aus dem Komparator für die Messaufgaben, einem Computer für die Steuerung und Auswertung sowie einem Zeichentisch und einem Drucker. Heute stehen weitgehend automatisierte Systeme zur Verfügung.

Die Bilder werden entweder mit Kameras auf der Erde oder von Flugzeugen aus aufgenommen. Typische Anwendungsbereiche sind

- die Herstellung von Planungsunterlagen für Großbaustellen und
- die Fassadenvermessung bei der Altbausanierung.

Sonst entsprechen die Einsatzgebiete denen des Abschn. 1.2.7.1, wobei nicht immer leicht zu entscheiden ist, ob es sinnvoller ist, Kameras oder Theodolite für die Messwerterfassung zu verwenden.

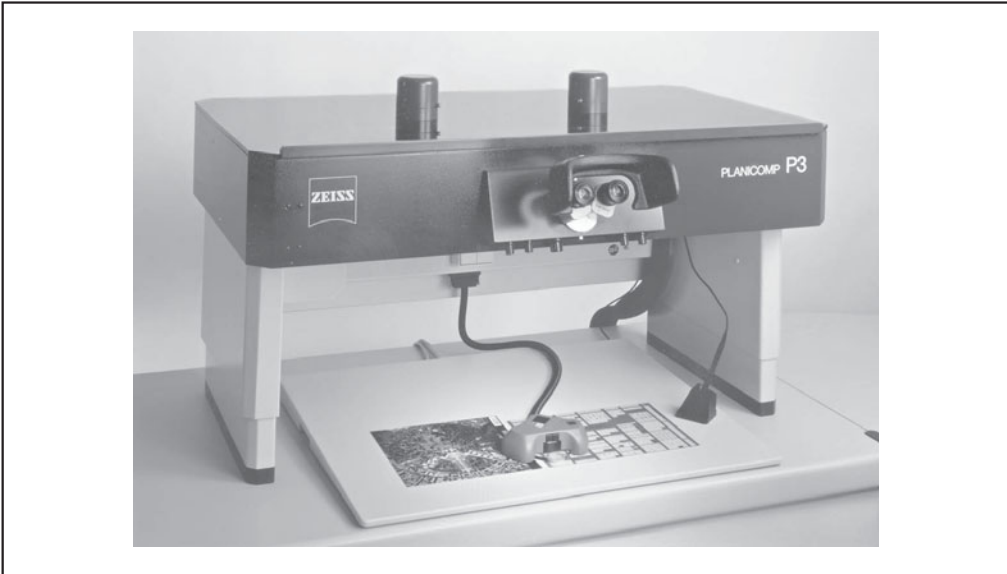


Abb. 1.2-26 Analytischer Stereoplotter

1.2.7.3 Punktbestimmung mit polaren Vermessungssystemen

Bei diesen Messeinrichtungen (elektronischen Tachymetern und Messrobotern) ist das Basiskoordinatensystem (Abb.1.2-27) durch den Schnittpunkt der Achsen des Theodolits und den Horizontalkreis vorgegeben. Die h-Achse ist durch die Stehachse, die x-Achse durch eine Parallele zur Richtung „Teilkreis Null“ und der Ursprung durch den Schnittpunkt P_0 von Steh-, Kipp- und Zielachse vorgegeben.

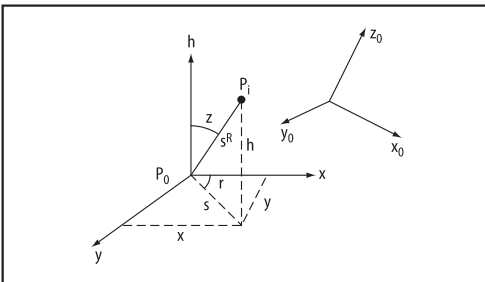


Abb. 1.2-27 Konzept eines polaren Vermessungssystems

Eine einfache Lösung für die Berechnung der P_i im Objektkoordinatensystem ergibt sich, wenn man zwei aufeinanderfolgende Rechenschritte vorzieht:

- Bestimmung der rechtwinkligen Koordinaten der Objektpunkte aus den gemessenen Polarkoordinaten ($r; z; s^R$):

$$\begin{bmatrix} x \\ y \\ h \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} s^R \sin z \cos r \\ s^R \sin z \sin r \\ s^R \cos z \end{bmatrix}. \quad (1.2.37)$$

- Transformation dieser Koordinaten mit Gl. (1.2.5) in das Objektkoordinatensystem.

Die Mess- und Auswertvorgänge laufen nahezu oder vollständig automatisch ab, wenn Messroboter (s. 1.2.5.4) verwendet werden. Typische Einsatzgebiete sind die Absteckung und Aufmessung von Bauwerken, Deformationsmessungen, die Navigation von Baumaschinen sowie die Qualitätskontrolle von Fertigteilen.

1.2.8 3D-Positionsbestimmung mit Satellitenverfahren

Seit 1960 werden Satellitensysteme für Positionsbestimmungen und weltweite Navigation entwickelt. Die Betreiber haben sich beim Aufbau des Systems GPS folgende Ziele gesetzt: Weltweit soll es an jedem Ort, zu jeder Zeit und bei jedem Wetter eine Messgenauigkeit (2σ) der Position von 16 m, der Geschwindigkeit von rund 0,2 m/s und der Zeit von <100 ns ermöglichen.

Im Gesamtkonzept unterscheidet man zwischen dem Raum-, Kontroll- und Nutzersegment. Das *Raumsegment* besteht aus 24 Satelliten, deren Bahnen in sechs verschiedenen Bahnebenen liegen. Ihre Höhe beträgt 20000 km bei einer Umlaufzeit von 12 h (Abb. 1.2-28).

Das *Kontrollsegment* besteht aus der Master Control Station (MCS), die sich in Colorado Springs (USA) befindet, und vier weiteren Monitorstationen, die weltweit verteilt sind. Die MCS sammelt die von den Kontrollstationen zu den Satelliten ausgeführten Distanzmessungen und berechnet daraus Uhrenparameter für die Satellitenuhren sowie die Parameter (Ephemeriden) der zukünftigen Satellitenbahnen. Diese werden über Bodenantennen an die Satelliten und von dort als Datensignal an die Empfänger gesendet.

Das *Nutzersegment* besteht aus der Gesamtheit der Empfänger. Ihre Hauptaufgabe ist es, die über dem Horizont vorhandenen Satelliten zu identifizieren, die von ihnen gesendeten Signale zu empfangen und mit den Träger- bzw. Codesignalen die Distanzen zu den Satelliten zu bestimmen. Das

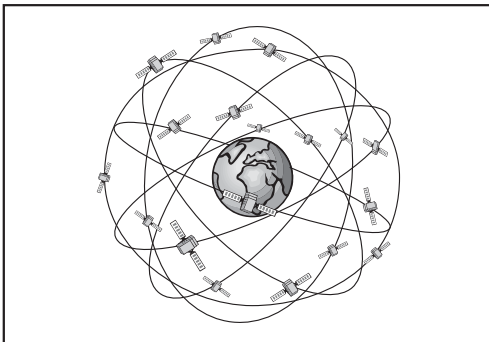


Abb. 1.2-28 GPS-24-Satellitenkonstellation

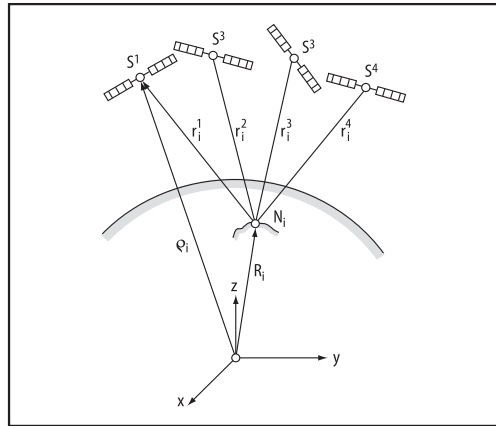


Abb. 1.2-29 Prinzip der absoluten Positionierung

Tabelle 1.2-1 Messsignale der Satellitenpositionierung

Signal	MHz	I	Genauigkeit
Träger L1	1575,42	20 cm	2 mm
L2	1227,60	25 cm	2 mm
Codes P	10,23	30 m	0,03...0,3 m
C/A	1,023	300 m	0,3...3,0 m

Datensignal wird für die Positions- und Navigationsberechnungen benötigt. Das Prinzip der Distanzmessung ist für Codesignale in Abb. 1.2-12b und für Trägersignale in Abb. 1.2-12d dargestellt. Die Bezeichnungen der Messsignale, ihre Frequenzen, ihre Wellenlängen und das Potential für die Genauigkeit der Distanzmessungen sind in Tabelle 1.2-1 wiedergegeben.

Man unterscheidet zwischen absoluter und relativer Positionierung. Das Prinzip der *absoluten Positionierung* ist in Abb. 1.2-29 dargestellt. Misst man drei Distanzen r_i^j zu Satelliten, so ist durch jede Distanz eine Kugel bestimmt, in deren Zentrum sich der entsprechende Satellit befindet. Drei Distanzen definieren drei Kugeln, mit denen sich die Position des Empfängers durch einen räumlichen Bogenschlag bestimmen lässt. Die Station liegt nämlich dort, wo die drei Kugeln einander in einem Punkt schneiden. Mit Abb. 1.2-29 kann man jetzt die Beobachtungsgleichung

$$r_i^j = |\rho^j - R_i| = \sqrt{(X^j - X_i)^2 + (Y^j - Y_i)^2 + (Z^j - Z_i)^2} \quad (1.2.38)$$

aufstellen, wobei ρ^j mit den Komponenten X^j, Y^j, Z^j den Positionsvektor des Satelliten und R_i mit den Komponenten X_i, Y_i, Z_i den Positionsvektor des Empfängers wiedergibt.

Das bisher beschriebene Modell setzt voraus, dass sich im Satelliten und im Empfänger hochgenaue Uhren befinden, die streng synchron laufen. In Wirklichkeit verwendet man jedoch im Empfänger aus Kostengründen eine weniger genaue Uhr. Da diese Uhren driften, weisen sie gegenüber dem GPS-Zeitsystem ständig einen Zeitfehler δt_i auf, der zusätzlich in der Beobachtungsgleichung zu berücksichtigen ist:

$$r_i^j = |\rho^j - R_i| + c\delta t_i = \rho_i^j + c\delta t_i. \quad (1.2.39)$$

Dabei beschreiben die ρ_i^j die geometrische Weglänge. Insgesamt sind somit vier Unbekannte vorhanden: die drei Koordinaten (X_i, Y_i, Z_i) der Bodenstation und die Zeitkorrektur δt_i . Für eine eindeutige Lösung der Positionierungsaufgaben müssen also mindestens vier Satelliten sichtbar sein, damit man zu ihnen Distanzen messen kann. Die Positionskoordinaten der Satelliten werden mit dem Datensignal der Satelliten oder von einem anderen Service zur Verfügung gestellt.

In Wirklichkeit sind noch weitere Korrekturglieder zu berücksichtigen. In vereinfachter Form lassen sie sich alle in der Beobachtungsgleichung

$$r_i^j = \rho_i^j + \alpha_r + \beta^s + \gamma_r^s \quad (1.2.40)$$

darstellen. Dabei erfassen die Beiwerte

- α_r empfängerspezifische Einflüsse, wie Fehler der Empfängeruhr, Beeinträchtigungen des Signals im Empfänger und in seiner Umgebung, bedingt durch die Atmosphäre;
- β^s satellitenspezifische Einflüsse, wie Fehler der Satellitenuhr, Satellitenbahnfehler, Beeinträchtigungen des Signals im Satelliten und in seiner weiteren Umgebung, bedingt durch die Ionosphäre;

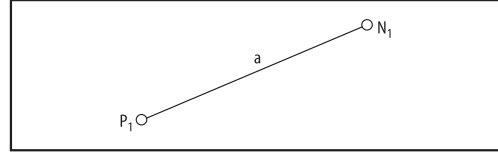


Abb. 1.2-30 Relative Positionierung

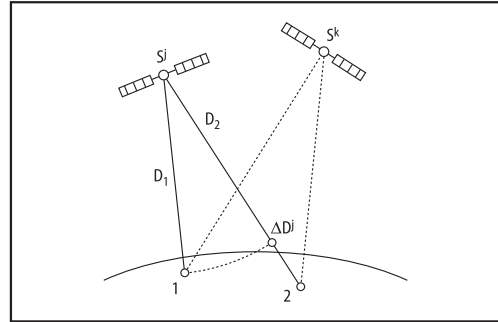


Abb. 1.2-31 Beobachtungen für das Bilden von Doppel-differenzen

- γ_r^s Satelliten-Empfänger-Paar-spezifische Einflüsse, wie Beeinträchtigungen des Signals im Ausbreitungsmedium.

Bei der Positionierung begrenzen die in Gl. (1.2.40) zusammengefassten Fehlereinflüsse die Genauigkeit normalerweise auf etwa 16 m.

Alle Fehlereinflüsse lassen sich weitgehend eliminieren, wenn man das Verfahren in ein Differenzmessverfahren umfunktioniert. Man spricht dann von *relativer Positionierung*. Bei ihr bestimmt man im einfachsten Fall die Koordinaten eines Neupunktes in bezug auf einen Referenzpunkt, d.h., man bestimmt einen Vektor $\mathbf{a}$, mit dem sich durch polares Anhängen an einen Referenzpunkt P_1 ein Neupunkt N_1 festlegen lässt (Abb. 1.2-30):

$$\mathbf{x}_N = \mathbf{x}_1 + \mathbf{a}. \quad (1.2.41)$$

$\mathbf{x}_1$ und $\mathbf{x}_N$ sind Positionsvektoren.

In den Auswertalgorithmus führt man jetzt nicht mehr die ursprünglichen Beobachtungsgleichungen vom Typ (1.2.40) ein, sondern Gleichungen von Beobachtungsdifferenzen. Abbildung 1.2-31 zeigt, wie aus den Distanzen D_1 und D_2 , die

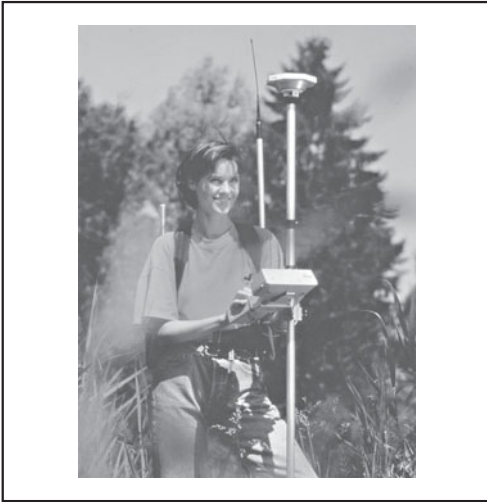


Abb. 1.2-32 GPS-Messausrüstung

von zwei Empfängern zu einem Satelliten j gemessen werden, die Einfachdifferenz $DD^j = D_2 - D_1$ gebildet wird. Eine weitere Einfachdifferenz DD^k erhält man, wenn von den beiden Empfängern aus zu einem zweiten Satelliten k zusätzliche zwei Distanzen gemessen werden. Aus der Differenz der Einfachdifferenzen erhält man dann eine Doppeldifferenz: $DD^{jk} = DD^j - DD^k$. Vorwiegend arbeiten die Auswerteprogramme heute mit solchen Doppeldifferenzen. Für den Referenzpunkt benötigt man Koordinaten im ITRF-, ETRF- oder WGS-84-Koordinatensystem. Wie Gl. (1.2.41) zeigt, werden dann auch alle Neupunkte in diesem System bestimmt.

Bei der relativen Positionierung benötigt man folglich immer mindestens zwei Empfänger: einen auf der Referenzstation und weitere auf den Neupunkten. Die Instrumente sind leicht transportierbar und können entweder auf einem Stativ oder einem Lotstock befestigt werden. Der Rest der Messeinrichtung wird in einem Rucksack getragen (Abb. 1.2-32).

Bei Echtzeitmessungen benötigt man die Daten beider Stationen auf der Station, wo die Auswertungen unmittelbar vorgenommen werden sollen. Für den Datenaustausch dient dann eine zusätzliche Telemetrieausrüstung.

Orientiert an der Genauigkeit, kann man die Messsysteme in zwei Gerätegruppen aufteilen:

- Gruppe I: Genauigkeiten der Basislinien $2 \dots 20 \text{ mm} + 0,01 \dots 1 \text{ ppm}$,
- Gruppe II: Genauigkeiten der Basislinien $0,1 \dots 5 \text{ m}$.

In vielen Ländern werden von staatlichen oder privaten Organisationen flächendeckend in Abständen von etwa 40 km permanent arbeitende Referenzstationen betrieben. Die Daten werden von Rundfunkanstalten oder mit Mobiltelefonen übertragen. So werden in Deutschland z. B. vom Satellitenpositionierungsdienst der deutschen Landesvermessung SAPOS folgende Dienste angeboten:

- SAPOS EPS: Echtzeitpositionierung mit 1 bis 3 m Genauigkeit. Anwendungsbeispiele: Fahrzeugnavigation, Verkehrsleitsysteme, Telematik im Verkehr, Flottenmanagement, Polizei, Rettungsdienste, Feuerwehr und Hydrographie.
- SAPOS HEPS: Echtzeitpositionierung mit 1 bis 5 cm Genauigkeit. Anwendungsbeispiele: Bau- und Ingenieurvermessung, Katasterwesen, Geoinformationssysteme, Hydrographie und Navigation von Baumaschinen.
- SAPOS GPPS: 1 cm Genauigkeit „near online“ oder im Postprocessing. Der Datenaustausch erfolgt über Mobiltelefon oder auf Datenträgern. Anwendungsbeispiele: Ingenieurvermessung und Katastervermessung.
- SAPOS GHPS: Positionierung im Millimeterbereich. Anwendungsbeispiele: Referenzsysteme für Landesvermessung und Ingenieurvermessung (Tunnelnetze, Brückennetze, Deformationsmessungen, Gleisvermessungen).

1.2.9 Grundprinzip der Ausgleichungsverfahren

Ausgleichungsverfahren wendet man an, wenn die Anzahl der Beobachtungen größer ist als die Anzahl der Unbekannten. Wesentliche Vorteile sind:

- Die Genauigkeiten der neu berechneten Parameter lassen sich beurteilen.
- Die Zuverlässigkeit der Messungen lässt sich überprüfen, indem man feststellt, inwieweit grobe Fehler vorliegen und wie sie sich auf das Auswertergebnis auswirken.

Die Beobachtungsgleichungen – z.B. die Gln. (1.2.10), (1.2.15b), (1.2.19), (1.2.36) und (1.2.39) – sind in Verbesserungsgleichungen umzuwandeln, indem an die Beobachtungen L_i , welche stets kleinere Fehler aufweisen, Verbesserungen v_i angebracht werden:

$$L_i + v_i = f(x, y, z). \quad (1.2.42)$$

Falls kein linearer Zusammenhang gegeben ist, sind diese Gleichungen zunächst mit der Taylor'schen Reihe (vgl. 1.2.6) zu linearisieren. Man erhält dann folgendes System von Gleichungen:

$$L_i + v_i = a_{i1}dx + a_{i2}dy + a_{i3}dz. \quad (1.2.43)$$

In Matrizenschreibweise hat Gl. (1.2.43) die Form

$$\mathbf{L} + \mathbf{v} = \mathbf{A}\mathbf{x} \quad (1.2.44)$$

mit $x = x_0 + dx$, $y = y_0 + dy$, $z = z_0 + dz$; x_0 , y_0 , z_0 sind Näherungskordinaten.

Das Gleichungssystem lässt sich lösen, wenn man z.B. die von Gauß entwickelte Methode der kleinsten Quadrate anwendet. Man erhält dann zunächst die Normalgleichungen

$$\mathbf{A}^T \mathbf{A} \mathbf{x} - \mathbf{A}^T \mathbf{L} = 0 \quad (1.2.45)$$

und daraus den Vektor der Unbekannten

$$\hat{\mathbf{x}} = (\mathbf{A}^T \mathbf{A})^{-1} (\mathbf{A}^T \mathbf{L}). \quad (1.2.46)$$

Bei den $\hat{\mathbf{x}}$ handelt es sich jetzt um Schätzwerte. Von besonderem Interesse ist noch der Faktor $(\mathbf{A}^T \mathbf{A})^{-1}$. Er enthält die Varianzen der neu berechneten Parameter und ermöglicht eine Beurteilung ihrer Genauigkeit.

Die Ausgleichungsverfahren können hier nur in ihrer einfachsten Form beschrieben werden. In Wirklichkeit sind sie sehr komplex. Es sei daher auf weitere Literatur wie [Caspary/Wichmann 2007] und [Koch 1999] verwiesen.

1.2.10 Absteckung von Bauwerken

Bei der Absteckung von Objekten handelt es sich um eine Umkehrung der Ansätze, die für die Punkt-

bestimmung zur Verfügung stehen (s. 1.2.6 bis 1.2.8). Die Objekte sind durch einzelne Objektpunkte, deren Koordinaten bekannt sind, abstrahiert. Die Objektpunkte sind dabei so zu wählen, dass sie das Objekt vollständig beschreiben.

Bei vektoriellen Messinstrumenten berechnet man jetzt aus den Koordinaten der Objektpunkte die Werte, die bei der Punktbestimmung abgelesen werden. Es sind dies die auf Teilkreis Null bezogenen Richtungen, die Zenitwinkel und die Distanzen. Diese Werte stellt man am Gerät ein, um die Punkte im Gelände aufzusuchen. Bei Messeinrichtungen, die unmittelbar rechtwinklige Koordinaten erzeugen, stellt man den Zielpunktsensor in der Nähe des gesuchten Objektpunktes auf und erzeugt sich dort die Näherungskordinaten. Aus den Differenzen zwischen den Soll- und Ist-Koordinaten kann man dann Suchhilfen für das endgültige Aufsuchen des Zielpunktes ableiten.

In der Regel benötigt man für jede Baustelle ein eigenes Baustellennetz, das sich dem abzusteckenden Objekt optimal anpasst. Die Punkte des Netzes sollen so liegen, dass sich von ihnen ausgehend die Detailabsteckungen mit möglichst geringem Aufwand ausführen lassen. So haben z.B. die Baustellennetze beim Verkehrswegebau, Tunnelbau und Brückenbau sehr unterschiedliche Geometrien.

Bei der *Absteckung von Verkehrswegen* schafft man sich i.d.R. ein Grundnetz (Abb. 1.2-33), das eine linienförmige Gestalt hat. Normalerweise besteht es aus Punkten, die sich in einem Abstand von etwa 1 km längs der Trasse erstrecken. Für die Verknüpfung mit dem Landeskoordinatensystem müssen einige Festpunkte des Landesnetzes einbe-

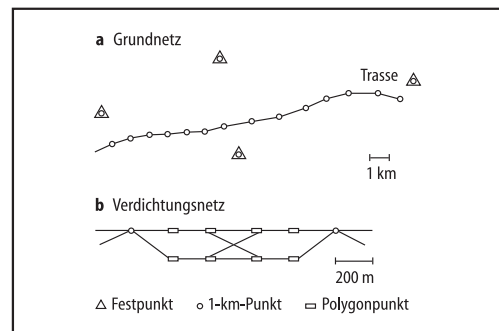


Abb. 1.2-33 Baustellennetz für den Verkehrswegebau

zogen werden. Dieses Grundnetz lässt sich am wirtschaftlichsten mit Satellitenpositionierungsverfahren vermessen.

Als Grundlage für die Detailabsteckungen schafft man sich durch parallel verlaufende Polygonzüge am Rande der Baustelle in einer zweiten Stufe ein Verdichtungsnetz. Diese Polygonpunkte sollen längs der Trasse einen Abstand von etwa 200 m haben. Das Polygonnetz kann man sehr wirtschaftlich mit elektronischen Tachymetern vermessen. Ausgehend von diesen Punkten erfolgt dann über Polarverfahren (mit Tachymetern, Messrobotern oder GPS) die Detailabsteckung. Die Höhen des Grundnetzes bestimmt man durch ein Feinnivellement, die des Verdichtungsnetzes durch trigonometrische Höhenmessungen. Die relative Genauigkeit zwischen benachbarten Punkten soll in der Lage normalerweise kleiner als 1 cm und in der Höhe kleiner als 2 bis 3 mm sein.

Ziel der *Absteckung von Tunneln* ist es, die Tunnelachse und das Tunnelbauwerk abzustecken. Man benötigt hierfür ein spezielles *Tunnelnetz*. Die für die Absteckung notwendigen Berechnungen werden normalerweise nicht in einem räumlichen System, sondern getrennt nach Lage und Höhe ausgeführt. Ein Tunnelnetz besteht aus zwei Teilnetzen mit jeweils unterschiedlichen Zwecken: einem Hauptnetz (Stufe 1), das die Verbindung zwischen den Portalen herstellt (Abb. 1.2-34a), und einem unterirdischen Netz, das den Absteckungsarbeiten und der Kontrolle des Bauwerkes dient (Abb. 1.2-34b).

Das Hauptnetz besteht aus Hauptpunkten, von denen je einer in der Nähe der Tunnelmünder vermarktet wird. Für den Richtungsanschluss müssen außerdem in der Nähe der Hauptpunkte je zwei bis drei Nebenpunkte vermarktet sein. Ihr Abstand von den Hauptpunkten soll 1 bis 2 km nicht überschreiten, damit auch bei ungünstiger Witterung noch Beobachtungen möglich sind. Zur Verknüpfung mit dem Landesnetz müssen Festpunkte in das Hauptnetz einbezogen werden. Für die Lagemesungen nutzt man Satellitenpositionierungsverfahren, für die Höhenbestimmungen Feinnivellements. In dem unterirdischen Netz wählt man die Form eines Polygonzuges oder Polygonnetzes. Ein Polygonnetz wird praktisch immer bevorzugt, da es in sich kontrolliert werden kann. Für die Festlegung der Punkte werden normalerweise an den seitlichen Tunnelwänden spezielle Konsolen montiert.

Die Qualität des Gesamtnetzes muss so beschaffen sein, dass eine vorgeschlagene Durchschlagsgenauigkeit eingehalten wird. Sie ist abhängig von der Vortriebslänge und wird allgemein als Wert s (in cm/km Tunnellänge) vorgegeben.

Für die *Absteckung von Brücken* benötigt man spezielle Brückennetze. Häufig wird eine Anordnung der Punkte symmetrisch zur Brückenachse gewählt (Abb. 1.2-35). Das Grundnetz (Stufe 1) besteht dann aus aneinandergereihten Rechtecken mit Hauptpunkten. Für die Verknüpfung mit dem Landesnetz sind auch Festpunkte in das Grundnetz einzubeziehen. Die Lagekoordinaten bestimmt man durch Satellitenpositionierung, die Höhen durch ein

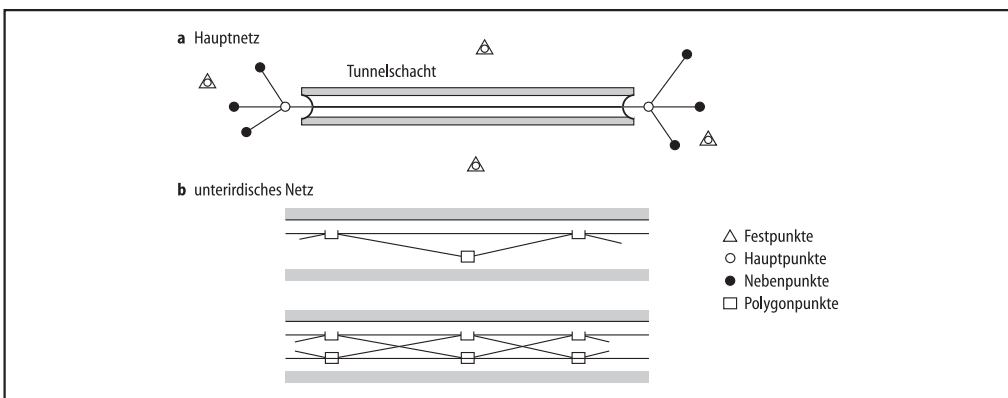


Abb. 1.2-34 Baustellennetz für den Tunnelbau

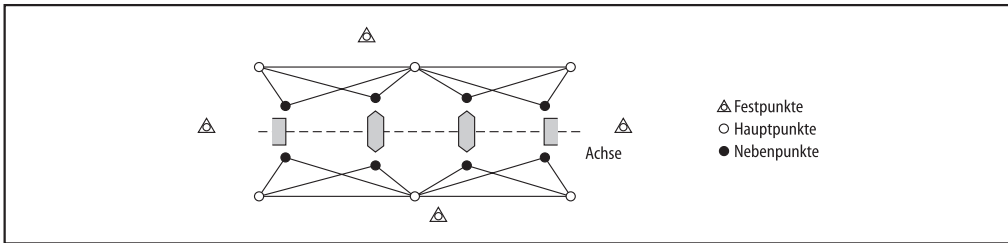


Abb. 1.2-35 Baustellenetz für den Brückenbau

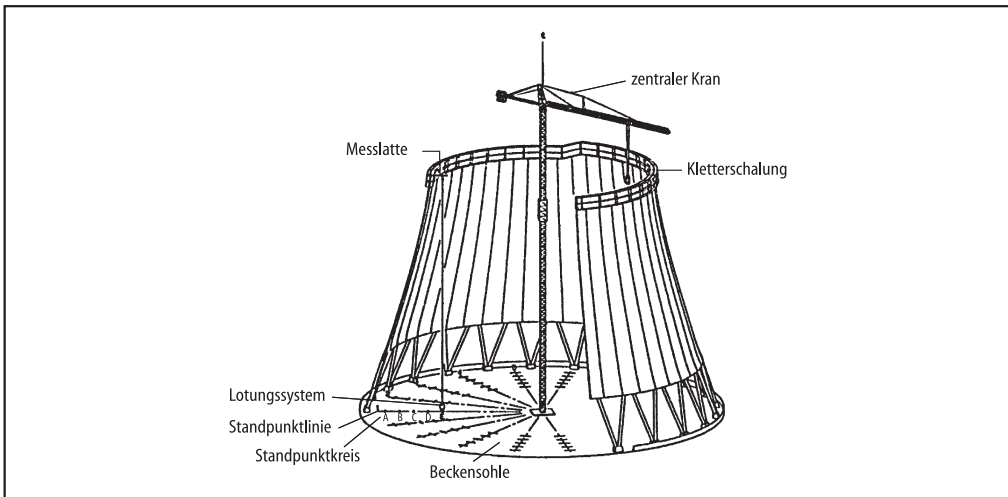


Abb. 1.2-36 Prinzip der Absteckung beim Hochbau

Feinnivellement. Die relative Genauigkeit zwischen den Festpunkten soll kleiner als 5 mm in der Lage und kleiner als 1 bis 2 mm in der Höhe sein. Ausgehend von den Hauptpunkten, schafft man sich über Polarverfahren Nebenpunkte (Stufe 2), von denen aus die Detailabsteckung der Brückenpfeiler und Widerlager ausgeführt wird. Die Montage der Fahr-
bahntragwerke kontrolliert man mittels Polarverfahren von den Haupt- und Nebenpunkten aus.

Die *Absteckung von Hochbauten* (Bürohäuser, Kühltürme, Brückenpfeiler, Silos) erfolgt häufig mit einem optischen Lot oder Laserlot in Bezug auf das Koordinatensystem des Bauwerkes. Das Prinzip soll hier am Beispiel eines Kühlturms beschrieben werden. Man abstrahiert die Schale des Kühlturms durch gleichabständige Meridiane und bildet diese orthogonal auf der Beckensohle ab

(Abb. 1.2-36). Das Zentrum des entstehenden Strahlenbüschels ist Ursprung des Koordinatensystems und die Projektion eines ausgewählten Meridians die x-Achse. Auf dem Strahlenbüschel werden in konstanten Abständen Messmarken eingelassen. Ausgehend von diesen Marken, lassen sich Radien der Schale für beliebige Bauhöhen markieren. Während des Fertigstellungsprozesses werden die Radien mit einem Lot hochgelotet. Da die Zielpunkte i. d. R. durch ein Klettergerüst verdeckt werden, erfolgt die radiale Absteckung indirekt über eine radial ausgerichtete horizontale Messlatte. Die Absteckung zwischen den Meridianen wird durch Interpolation vorgenommen.

Für die Höhenübertragung gibt es unterschiedliche Verfahren: Zunächst ist die Höhe von vornherein durch das Schalungsverfahren gegeben, da man

Schalungstafeln konstanter Höhe verwendet. Die Höhen können aber auch mit einem Nivelliergerät, das sich auf der Bühne des Klettergerüsts befindet, auf die Betonwand übertragen werden, nachdem man den Betrag der Höhe über der Beckensohle mit dem Nivelliergerät an einem Maßstab abgelesen hat, der am zentralen Kran befestigt ist. Die Aufmessung erfolgt mit dem gleichen Verfahren wie die Absteckung. Eine ausführliche Beschreibung der Methoden kann man z. B. in [Kahmen 2006] finden.

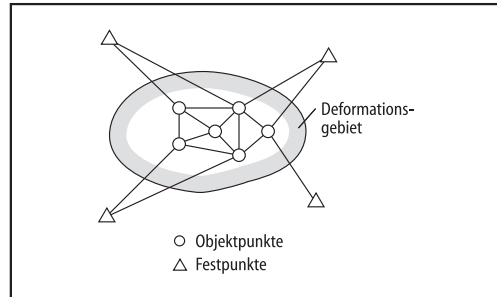


Abb. 1.2-37 Absolute und relative Deformationsmessungen

1.2.11 Deformationsmessungen an Bauwerken

Deformationsmessungen (Überwachungsmessungen) haben die Aufgabe, Lage- und Höhenänderungen eines Untersuchungsobjekts gegenüber seiner Umgebung und/oder dessen Verformung als Funktion der Zeit zu ermitteln. Ursachen können innere oder äußere Einflüsse sein, wie Veränderungen des Untergrunds, Lastauftragung, Lastabtragung, Materialveränderungen, Temperatur, Winddruck, Feuchtigkeit usw. Grundsätzlich unterscheidet man bei der Art der Deformationen zwischen Verformungen (Dehnung, Scherung, Durchbiegung, Torsion) und Festkörperbewegungen (Senkung, Hebung, Schiefstellung) des gesamten Objekts.

Um den Aufwand der Überwachungsmessungen wirtschaftlich zu gestalten, abstrahiert man das Bauwerk durch eine Anzahl von Objektpunkten, welche das Objekt eindeutig beschreiben. Als Mess- und Auswerteverfahren eignen sich alle in Abschn. 1.2.5 bis 1.2.9 beschriebenen Verfahren sowie Alignements und Lotungsverfahren. Bei der Planung der Überwachungsmessungen unterscheidet man noch zwischen relativen Überwachungsmessungen, bei denen nur die Relativlage der Objektpunkte zueinander kontrolliert wird, und absoluten Überwachungsmessungen, bei denen die Bewegung der Objektpunkte gegenüber äußeren Festpunkten kontrolliert wird (Abb. 1.2-37). Häufig wendet man beide Verfahren zusammen an.

Von den vielen denkbaren Anwendungsbeispielen soll hier nur eines kurz beschrieben werden: die *Überwachung eines Staudammes* (Abb. 1.2-38). Für die absolute Überwachung errichtet man auf der Landseite ein Netz von Kontrollpunkten, die nach außen durch Messungen zu Festpunkten gesichert werden.

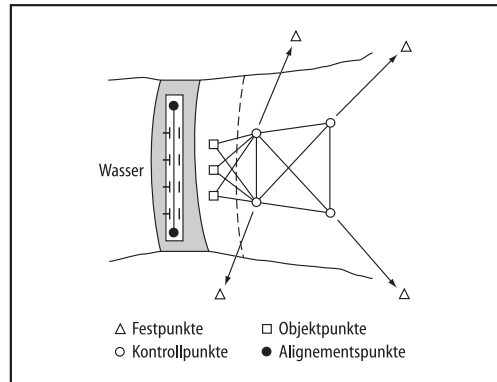


Abb. 1.2-38 Überwachung eines Staudammes

Die Überwachung kann in bezug auf die Kontrollpunkte über Vorwärtseinschnitten (s. 1.2.6.2) erfolgen. Die Messungen führt man i. d. R. ein- bis zweimal pro Jahr durch. In der Zwischenzeit überwacht man den Damm durch relative Messungen. Hierfür eignen sich Alignements und Lotungsverfahren.

Beim Alignement beobachtet man Verformungen des Bauwerkes relativ zu einer Bezugslinie oder Bezugsebene. Eine Bezugslinie kann z. B. durch einen gespannten Draht, einen Laserstrahl oder die Visurlinie eines Theodolitfernrohres realisiert werden. Die Verformungen in der Umgebung der Bezugslinie lassen sich dann mit Hilfe eines Maßstabs oder mit einem elektrischen Sensor, einem Extensometer, bestimmen. Der Maßstab wird dabei am Bauwerk befestigt; am Draht befindet sich ein Zeiger, mit dem abgelesen werden kann. Bei einem häufig verwendeten Extensome-

tertyp misst man Induktionsänderungen einer Spule. Am Bauwerk sind dann Spulenkörper befestigt und am Draht Anker, die sich bei Verformungen relativ zur Spule bewegen. Diese rufen die Induktionsänderungen hervor. Mit der Kennlinie des Gebers lassen sich die Induktionsänderungen in Wegänderungen umrechnen.

Bei Lotungsverfahren erzeugt man sich die Bezugslinie durch den Draht eines Hänge- oder Schwimmlothes. Bezugslinien oder Bezugsebenen können u. a. auch mittels eines hydrostatischen Schlauchwaagensystems erzeugt werden.

1.2.12 Navigation von Fahrzeugen und Baumaschinen

Bei der Navigation verschafft man sich Merkmale oder Hilfsmittel, mit denen sich ein Standort bestimmen lässt oder mit deren Hilfe man jederzeit zu einem gewünschten Ort findet. Ein typisches Beispiel im Bauingenieurwesen ist die *Steuerung (Navigation) von Tunnelvortriebsmaschinen*. Von den vielen bisher entwickelten Verfahren soll eines kurz beschrieben werden. Im Prinzip handelt es sich darum, die Richtung der Achse einer Maschine relativ zur theoretisch gerechneten Tunnelachse zu überwachen. Die Ist-Lage der Maschine in Bezug auf das Koordinatensystem der Baustelle erhält man, indem fortlaufend im Anschluss an das unterirdische Netz des Tunnels (Abb. 1.2-34) zwei Punkte seiner Achse mittels Polarverfahren bestimmt werden. Die Soll-Lage ist aufgrund theoretischer Berechnungen bekannt. Aus dem Soll/Ist-Vergleich erhält der Operateur der Maschine alle Daten für die Steuerung (Navigation) längs der Sollachse. Häufig werden in die Vortriebsmaschinen noch elektronische Libellen eingebaut, um zusätzlich das Verrollen um die Längsachse und ein Verkippen in Vortriebsrichtung zu überwachen. Verwendet man für die Bestimmung der Achsenpunkte Messroboter, so lässt sich der gesamte Navigationsvorgang gesteuert durch einen Computer weitgehend automatisch betreiben.

Sensoren für die 3D-Punktbestimmung ermöglichen es inzwischen, auch *Baumaschinen* im Erd- und Straßenbau weitgehend automatisch zu steuern bzw. zu navigieren. Vorteilhaft ist dies z. B. bei Gradern, Planiertraupen, Straßenfertigern und Bohrausrüstungen. Die Maschine wird bei diesen Ver-

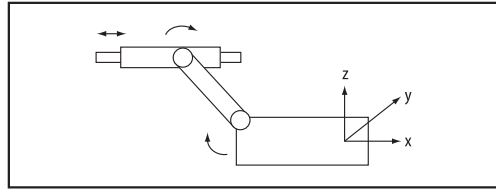


Abb. 1.2-39 Navigation einer Baumaschine

fahren durch ein Maschinenkoordinatensystem abstrahiert (Abb. 1.2-39). Mit einem automatischen 3D-Positionierungssystem – es eignen sich GPS-Empfänger oder Messroboter – werden ständig drei Zielpunkte auf der Maschine in Bezug auf das Koordinatensystem der Baustelle bestimmt. Damit ist auch fortlaufend das Koordinatensystem der Baumaschine in Bezug auf das Baustellennetz festgelegt. Ist außerdem die Geometrie der rotatorischen und translatorischen Bewegungen der Mechanik der Maschine bekannt, so lässt sich das Muster der Bewegungen der Bearbeitungsgeräte vorab berechnen und in einem Computer speichern. Nach diesem Muster können dann die Werkzeuge (Bohrer, Planierschaufeln usw.) mit hoher Genauigkeit computergesteuert geführt werden.

Von besonderem Interesse ist die *Navigation der Fahrzeugflotte* eines Bauunternehmens. Die Position aller im Einsatz befindlichen Fahrzeuge lässt sich z. B. mit dem System SAPOS EPS (s. 1.2.8) jederzeit mit hoher Genauigkeit festlegen. Von einer Zentrale aus kann dann ein optimaler Einsatz der Fahrzeuge überwacht werden.

Literaturverzeichnis Kap. 1.2

- Caspari W, Wichmann K (2007) Auswertung von Messdaten statistische Methoden für Geo- und Ingenieurwissenschaften. Oldenburg Wissenschaftsverlag, München
- Heck B (2003) Rechenverfahren und Auswertemodelle der Landesvermessung. Wichmann Verlag, Heidelberg
- Kahmen H (2006) Vermessungskunde. Walter de Gruyter, Berlin/New York
- Koch KR (1999) Parameterschätzung und Hypothesentests in linearen Modellen. Dümmler Verlag, Bonn
- Torge W (2003) Geodäsie. Walter de Gruyter, Berlin/New York

Normen, Richtlinien

- DIN 18723: Feldverfahren zur Genauigkeitsuntersuchung geodatischer Instrumente (07/ 1990)

Grundlagen des Bauingenieurwesens

Zilch, K.; Diederichs, C.J.; Katzenbach, R.; Beckmann, K.J.

(Hrsg.)

2013, XIII, 400 S. 336 Abb., Softcover

ISBN: 978-3-642-41867-9