

Grundbau - Taschenbuch

Geotechnische Messverfahren

Arno Thut

Solexperts AG
Mettlenbachstrasse 25
Postfach 122
CH-8617 Mönchaltorf
Switzerland
Fon +41(0)44 806 29 29
Fax +41(0)44 806 29 30
info@solexperts.com
www.solexperts.com

Ausgabe Dezember 2003

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung.....	2
2.	Ziel geotechnischer Messungen	3
3.	Messgrößen.....	5
3.1	Messgrößen im Baugrund	5
3.2	Messgrößen während der Bauausführung	6
3.3	Messgrößen in Tragteilen	6
3.4	Messgrößen bei angrenzenden Objekten.....	7
3.5	Messgrößen bei permanenten Bauwerken.....	8
3.6	Messgrößen bei Sanierungen von Bauwerken	8
4.	Messinstrumente, Installation, Aufwand	9
4.1	Geodätische Messung	9
4.1.1	Digitale Nivelliergeräte	9
4.1.2	Theodolite	10
4.1.3	Elektronische Distanzmessung	10
4.2	Geotechnische Messungen	11
4.2.1	Geotechnische, linienweise und punktuelle Messung	11
4.2.2	Messungen an der Oberfläche.....	13
4.2.2.1	Distanzmessung mit Messband.....	13
4.2.2.2	Distanzmessung mit Invardraht (Distometer)	13
4.2.2.3	Riss-, Fugenmessgerät	14
4.2.2.4	Fest installierte Inklinometer	14
4.2.2.5	Portable Inklinometer.....	15
4.2.2.6	Pendel.....	16
4.2.2.7	Schlauchwaage.....	16
4.2.2.8	Setzungen mit Drucksensoren	17
4.2.3	Verschiebungsmessungen im Baugrund und im Bauwerk	17
4.2.3.1	Bohrlochinklinometer	17
4.2.3.2	Stangenextensometer	19
4.2.3.3	Trivec.....	20
4.2.3.4	Gleitmikrometer und Gleitdeformeter kombiniert mit Bohrlochinklinometer	22
4.2.3.5	Magnetsetzungslot.....	22
4.2.3.6	Metallplatten-Setzungsmessgerät	23
4.2.4	Messung der Porenwasserspannung.....	23
4.2.4.1	Wahl des Messsystems.....	23
4.2.4.2	Sensoren.....	25
4.2.4.3	Einbau von Pegel und Drucksonden.....	27
4.2.5	Dehnung- Kraft- und Spannungsmessung	28
4.2.5.1	Dehnungsaufnehmer.....	28
4.2.5.2	Messung der Dehnung mit induktiven Wegaufnehmern	29
4.2.5.3	Hydraulische Ankerkraftgeber, Typ Glözl	29

4.2.5.4	Ankerkraftgeber mit DMS	30
4.2.5.5	Spannungsmessung, Erddruckaufnehmer.....	30
4.3	Profil und Abweichungsmessungen bei Schlitzwänden und Bohrungen	31
4.3.1	Profil und Abweichungsmessung bei Grossbohrungen.....	31
4.3.2	Bohrlochlagevermessung	31
5.	Durchführung der Messung, Berichterstattung	33
5.1	Manuelle Messungen.....	35
5.2	Automatische Messanlagen.....	35
5.3	Datenvisualisierungs-Software.....	36
6.	Fallbeispiele	38
6.1	Tiefe Baugruben, angrenzende Gebäude	38
6.1.1	GSW Berlin, Baugrube, Pfahlfundation.....	38
6.1.2	S-Bahnhof Potsdamer Platz, angrenzende Bauwerke	44
6.1.3	Nationalbank, Bratislava, Sohlhebung	47
6.2	Probeschüttung, Beobachtungsmethode.....	48
6.3	Adlertunnel - Sanierung eines Bauwerkes	51
6.4	Überwachung instabiler Hänge.....	55
6.4.1	Verschiebungsmechanismen	55
6.4.2	Lauterbrunnen, Rutschgebiet «Im Ritt», Isenfluh, automatische Überwachung..	59
6.5	Probebelastung an Tragteilen, Pfahlversuche, Deformationsmessungen an Pfahlfundationen.....	60
6.5.1	Dehnungsprofile.....	60
6.5.2	Punktuelle oder linienweise Messung der Dehnungen	61
6.5.3	Pfahlbelastungsversuch in Vaduz.....	61
6.5.4	Pfahlbelastungsversuche beim Baulos 2.01 der Zürcher S-Bahn	63
7.	Literatur	

Geotechnische Messverfahren

1. Einleitung

Die Bemessung von Bauwerken im Grundbau basiert auf den geotechnischen Kennwerten und Lastannahmen, die sich durch die meist grosse Heterogenität einer genauen eindeutigen Beurteilung entziehen. Die Interaktion zwischen Baugrund und Bauwerk kann deshalb meist nur mit Messungen am Bauwerk und im Baugrund beurteilt werden. In den letzten 25 Jahren konnten, gestützt auf umfassendere Sondierverfahren, neuen Berechnungsmethoden und nicht zuletzt auf Grund neuer geotechnischer Messmethoden, wichtige Erkenntnisse in der Geotechnik gewonnen werden. Die zunehmende Bautätigkeit und, die Beschränkung des zur Verfügung stehenden Baulandes im städtischen Bereich, erfordert den Bau von Hochhäusern und tiefen Baugruben, dies unbesehen von schwierigen geotechnischen Konditionen.

Mit der Intensivierung und der Verbesserung der geotechnischen Messverfahren und der Entwicklung neuer Instrumente wird den Ingenieuren, Geotechnikern und Geologen ein Werkzeug zur Verfügung gestellt, das ihnen vertiefte Kenntnisse in der Geotechnik und im Verhalten von Bauwerkteilen ermöglicht. In der Projektierungsphase können damit zusätzliche Informationen gewonnen werden und in der Ausführungsphase erlauben sie die berechneten mit den effektiv auftretenden Grössen zu vergleichen. Die Berechnungsmodelle werden angepasst und bei geschickter Anordnung der Messquerschnitte sind einerseits bei Grossprojekten Einsparungen möglich, andererseits kann bei Überschreiten von Grenzwerten korrigierend eingegriffen werden.

Im städtischen Bereich besteht die Gefahr, dass bei Baumassnahmen angrenzende Gebäude in Mitleidenschaft gezogen werden. Im Hinblick auf die Sicherheit und auf die Beweissicherung stehen heute für die Beobachtung angrenzender Gebäude automatische Messsysteme zur Verfügung.

Die kontinuierliche Messung von Setzungen und Verkippungen der Gebäude, korreliert mit den geotechnischen Messungen im Lockergestein und den Messungen am Bauwerk, erlauben Schlüsse zwischen der Ursache von Schäden und der jeweiligen Bauphase zu ziehen. Mehrere Fallbeispiele zeigen den hohen Stellenwert solcher Messungen.

Der Sicherheit, dem Schutz von Leben und Gut muss die höchste Priorität zukommen, die geotechnischen Messungen tragen Wesentliches zu dieser Sicherheit bei. Die Stabilität von Hängen beispielsweise wird mit der Überwachung der Verschiebungen und der Porenwasserspannungen kontrolliert. In kritischen Situationen hat die automatische Überwachung hier ebenfalls eine grosse Bedeutung, sie ermöglicht mit der Festlegung von vorgegebenen Grenzwerten die Alarmauslösung für die Evakuierung talseits bewohnter Gebiete oder für die Sperrung von öffentlichem oder privatem Verkehr.

2. Ziel geotechnischer Messungen

Zur Beurteilung einer Baumassnahme werden sämtliche Messungen an der Oberfläche, im Baugrund, am Bauwerk und den angrenzenden Objekten miteinbezogen, sie stehen alle in einer Interaktion und nur die Gesamtheit aller Messungen geben einen Überblick über das Kräftespiel [1]. Selbstverständlich muss der Messaufwand dem Gefährdungspotential und der Grösse und Wichtigkeit des Projektes angepasst werden.

In der Geotechnik muss sich der Ingenieur auf Annahmen in Bezug auf die Kennwerte wie Kohäsion c , Reibungswinkel, Steifenzahl und Konsolidationsverhalten abstützen. Er kann diese Annahmen nicht mit der gleichen Sicherheit wie der Stahl- und Betonbauer treffen, er hat sich mit einem natürlichen Material und zum Teil mit grossen Heterogenitäten auseinanderzusetzen. Auch intensive Sondierungskampagnen sind nur Nadelstiche und die geotechnischen Kennwerte können innerhalb weniger Meter ändern. Entsprechend treten im Grundbau häufig Überraschungen ein. Die gezielte Anordnung von Messquerschnitten lassen solche Unregelmässigkeiten früh erkennen, und es kann, um schwierige Situationen zu vermeiden, korrigierend eingegriffen werden.

Die Ziele der geotechnischen Messungen sind zusammenfassend:

Instrumentierung in der Sondierphase

Für die Projektierung müssen in der Sondierphase messtechnisch vor allem die Grundwasserverhältnisse abgeklärt werden. In Situ Versuche geben zusammen mit den Laborversuchen die Grundlage für die geotechnischen Werte. In einzelnen Fällen gilt es abzuklären, ob nicht schon vor der Erstellung des neuen Bauwerkes Verschiebungen hervorgerufen durch Grundwasserabsenkungen oder durch instabile Hänge in unmittelbarer Nähe im Gange sind.

Sicherheit

Dem Aspekt der Sicherheit muss eine grosse Priorität zugeordnet werden. Es muss die Sicherheit des Bauwerkes und der angrenzenden Bauten gewährleistet sein. Folgeschäden am Bauwerk und angrenzenden Objekten ziehen kostspielige Aufwendungen für die Sanierung und/oder die Wiederherstellung nach sich.

Qualitätskontrolle

Mit den begleitenden Messungen und Kontrollen vom Beginn des Baues bis zu seiner Vollendung kann die geforderte Qualität geprüft und nachgewiesen werden. Bauwerke im Untergrund, für die Bohrungen erforderlich sind, müssen beispielsweise bezüglich der vorgegebenen Masse wie Richtung und Profil kontrolliert werden.

Instrumentierungen bei der Beobachtungsmethode

Bei geotechnisch schwierigen Konditionen und komplexen Bauwerken, bei denen die Interaktionen Bauwerk-Lockergestein nur schwierig rechnerisch nachzuvollziehen sind, drängen sich Probekörper auf, um im Massstab 1:1 das Verhalten des Bauwerkes und des Baugrundes zu untersuchen und die Bemessung vorzunehmen.

Überprüfung der Berechnungen und Voraussagen

Mit dem gezielten Einsatz der geotechnischen Messungen können die prognostizierten Beanspruchungen des Baugrundes und das Tragverhalten des Bauwerkes überprüft werden. Sie erlauben den Projektierenden wirtschaftlich zu bauen und im Bedarfsfalle korrigierend einzugreifen. Bei einzelnen Baugliedern wie Anker und Pfähle kann das Tragverhalten nur durch Zug und/oder Belastungsversuche im Massstab 1:1 ermittelt werden.

Die Bedeutung der geotechnischen Messungen und ihr Stellenwert sind heute anerkannt. Sie kommen, besonders aus sicherheitstechnischen Überlegungen, immer häufiger zur Anwendung. Der laufenden Auswertung der erhobenen Messdaten ist eine grosse Bedeutung zuzumessen. In der Projektierungsphase müssen die Instrumentierungen in projektrelevanten Bereichen schon eingeplant werden. Ein wesentlicher Bestandteil dieser Planung ist die Festlegung der entsprechenden Messgrenzwerte und der möglichen Schadensszenarien und darauf basierend die Erstellung des Sicherheitsplanes. Er enthält ein Flussdiagramm mit den verantwortlichen, zu benachrichtigenden Ämtern, Planern und Unternehmern und einen Massnahmenkatalog beim Eintreten kritischer Situationen.

3. Messgrößen

Zum Verständnis der Interaktion Baugrund / Bauwerk und angrenzende Bauten werden die Messgrößen der einzelnen betroffenen Bereiche separat ermittelt, und anschliessend in der Gesamtanalyse beurteilt. Die Messgrößen sind je nach Bereich des Bauwerkes aber auch je nach Aufgabenstellung verschieden

3.1 Messgrößen im Baugrund

Sämtliche Bauwerke sind entweder im Lockergestein oder Fels fundiert oder werden direkt in diesen Formationen erstellt. Bei Erddämmen wird das Lockergestein selbst als Baumaterial verwendet. Die Kenntnis der Stratigraphie und der geotechnischen und hydrogeologischen Parametern sind die Grundlagen für ihre Dimensionierung. Jeder Eingriff in den Baugrund hat eine Veränderung der Spannungen im Boden und, wenn vorhanden, eine Veränderung der Porenwasserdrücke zur Folge.

Die wesentlichen geotechnischen Messgrößen sind aus den folgend kurz beschriebenen bekannten Zusammenhängen in der Bodenmechanik abzuleiten.

Im ursprünglichen Zustand wird der Boden vereinfachend als Halbraum aus elastisch isotropem Material idealisiert. Oberhalb des von Grundwasserspiegels wird mit dem Raumgewicht, der Tiefe und dem Ruhedruckbeiwert der Hauptspannungszustand berechnet. Er entspricht dem totalen Spannungszustand. Ist ein Grundwasserspiegel vorhanden, wirkt der hydrostatische Wasserdruck, der Porenwasserdruck. Die Differenz aus der totalen Spannung und dem Porenwasserdruck wird als effektive Spannung bezeichnet.

Durch die Belastung, beispielsweise durch Foundationen oder Dämme bzw. durch die Entlastung beim Aushub von Baugruben wird der vorhandene Spannungszustand verändert und verursacht Formänderungen. Die Abhängigkeit zwischen Spannungsänderung und Verformung wird mit dem Verformungsmodul definiert.

Die beschriebenen wesentlichen Zusammenhänge zeigen die wichtigsten Messgrößen, die bei Baumassnahmen im Lockergestein mit geotechnischen Instrumentierungen ermittelt werden:

- Spannung
- Porenwasserdruck
- Verschiebungen

Verschiebungen

Spannungsänderungen im Baugrund sind schwer zu ermitteln, von primärem Interesse sind jedoch die hervorgerufenen Verschiebungen, sie sind in der Geotechnik die wichtigste Messgrösse.

Porenwasserdruck

Für die Projektierung ist die Kenntnis des Porenwasserdruckes und die Klärung, ob hydrostatische oder ev. auch artesische Verhältnisse herrschen die wesentliche Grundlage. In der Bauphase, aber auch zum Teil bei permanenten Bauwerken, ist die Messung des Porenwasserdruckes z.B. für die Beurteilung der Gefahr des hydraulischen Grundbruches oder zur Kontrolle des Konsolidationsvorganges herbeizuziehen.

Spannungen

Die Messung der primären Spannungen und auch der Spannungsänderungen im anstehenden Lockergestein ist mit Sensoren schwer zu bewerkstelligen. Hingegen werden sie mit Druckgebern in den Trennflächen zwischen Bauwerk und Baugrund zur Kontrolle der Sohldruckverteilung bei Fundamenten oder zur Kontrolle des Erddruckes hinter Stützbauwerken herbeigezogen.

3.2. Messgrößen während der Bauausführung

Für Baugrubenwände und Pfähle sind grosskalibrige Bohrungen erforderlich, sie müssen für die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes Qualitätsanforderungen erfüllen. Bohrungen unter Bentonitsuspension als Stützflüssigkeit können bezüglich der vorgegebenen, vertikalen Richtung abweichen und die Profile bei schlechter Stützwirkung der Suspension nicht masshaltig sein. Zur Kontrolle werden deshalb die Vertikalität und die Profile z.T. systematisch oder sporadisch ermittelt. Bei der Erstellung langer Ankerbohrungen ist auf die Einhaltung des Azimutes und auf die Geradlinigkeit zu achten, beide Größen werden zu Beginn einer Baumassnahme kontrolliert.

3.3 Messgrößen in Tragteilen

Für den Nachweis bzw. für die Kontrolle der Beanspruchung des Bauwerkes gilt auch hier, dass Spannungen nur schwer zu ermitteln sind, jedoch über die bekannten Stoffgesetze (E-Modul, Spannung, Dehnung) mit der Messung der Dehnungen auf sie geschlossen werden kann. Im Folgenden sind die wesentlichen Messgrößen aufgeführt:

- *Dehnung*
- *Krümmung (Rotation)*
- *Biegelinie*
- *Neigungsänderung*

- Verschiebung des gesamten Bauwerkes
- Temperatur
- Ankerkraft
- Steifekraft

Die Messung der Dehnungen im Beton und Stahl erfordert infolge der hohen E-Moduli eine hohe Genauigkeit. Um die Einflüsse von Temperaturveränderungen im Bauwerk und im Dehnungsgeber selbst zu kompensieren, muss parallel die Temperaturveränderung ermittelt werden.

Die Biegelinie wird mit dem weitest verbreiteten geotechnischen Messinstrument, dem Bohrlochinklinometer ermittelt.

Für Neigungsänderungen des Bauwerkes stehen fest installierte Klinometer zur Verfügung, sie sind aber zum Teil stark temperaturabhängig und häufig nicht langzeitstabil. Verschiebungen werden im Regelfall geodätisch, mit Theodoliten und Nivelliergeräten erfasst.

Mit der Kontrolle der Ankerkräfte und Steifenkräfte wird auf den auf die Baugrubenumschliessung wirkenden Erd- und Wasserdruck geschlossen.

3.4 Messgrößen bei angrenzenden Objekten

In stark überbauten Gebieten können angrenzende Bauwerke durch Massnahmen wie Grundwasserabsenkung, Injektionen, Pfahlarbeiten und speziell Ankerarbeiten etc. in Mitleidenschaft gezogen werden. Es sind die differentiellen Setzungen, die Schiefstellung der Gebäude, die Schäden verursachen und deshalb auch primär ermittelt werden.

Die Hauptmessgrößen sind deshalb:

- Setzungen Δz , insbesondere differentielle Setzungen
- Lageverschiebungen Δx , Δy und Δz
- Neigungsänderungen an Stelle der differentiellen Setzungen
- Längenänderungen über Fugen oder bestehenden Rissen

Die Messgrößen Δx , Δy und Δz werden geodätisch erhoben. In kritischen Bauzuständen und speziell bei verschiedenen ineinandergreifenden Bautätigkeiten sind für die Beurteilung der kausalen Zusammenhänge zwischen den einzelnen Massnahmen und den Beobachtungen automatische permanente Messungen angezeigt. Automatische Theodolite ATR (Automatic Target Recognition) und motorisierte Nivelliergeräte erfüllen diese Aufgaben. Bei schlecht zugänglichen Orten kommen zur Ermittlung der differentiellen Setzungen Schlauchwaagen zur Anwendung.

3.5 Messgrößen bei permanenten Bauwerken

Die vorgängig aufgeführten Messungen und Kontrollen betreffen zeitlich begrenzte Bauzustände. Sicherungsmassnahmen mit Stützwänden und/oder Anker, Stabilisierungen von Rutschhängen und in einzelnen Fällen auch unterirdische Bauwerke müssen aus Sicherheitsgründen permanent überwacht werden. Die Messung der Ankerkraft am permanenten vorgespannten Anker mit seiner beschränkten Lebensdauer ist beispielsweise Vorschrift. Unterirdische Bauwerke im Grundwasser müssen bei ungenügender Auflast des Bauwerkes mit Zugpfählen oder Ankern gegen den Auftrieb gesichert werden. Wird aus wirtschaftlichen Gründen darauf verzichtet, muss der Sohlwasserdruck permanent überwacht werden. Dies kann der Fall sein, wenn beispielsweise nur das 50jährige Hochwasser den Grundwasserspiegel unzulässig erhöht und das Bauwerk gefährdet. Beim Eintreten dieses Extremzustandes wird das Untergeschoss geflutet.

Messgrößen:

- Lageverschiebungen
- Horizontale und axiale Verschiebungen im Baugrund

3.6 Messgrößen bei Sanierungen von Bauwerken

Historisch wertvolle Bauwerke, das bekannteste unter ihnen der Turm von Pisa, müssen mit fortschreitender Gefährdung saniert werden. Dies betrifft auch alte Kirchen wie die Dreifaltigkeitskirche in Konstanz und z.B. das Reichstagsgebäude in Stockholm. Die Sanierung betreffen Injektionen, Unterfangungen mit Mikropfählen und Ähnliches. Zur Sicherstellung und zur Kontrolle der Sanierungsmassnahmen müssen Messungen angeordnet werden. Der Schürmannbau in Bonn ist ein Beispiel einer Sanierung an einem neuzeitlichen Bau.

Gemessen werden:

- Verschiebungen, bzw. Setzungen, insbesondere differentielle Setzungen
- Schiefstellungen mit Pendel ev. Neigungssensoren

Da bei Eintreten von zusätzlichen Verschiebungen sehr schnell eingegriffen werden muss, kommen meist automatische Anlagen zur permanenten Messung zur Anwendung.

4. Messinstrumente, Installation, Aufwand

4.1 Geodätische Messung

In der Geodäsie [2] werden die Verschiebungen bei gezielt angeordneten Punkten in x , y und z ermittelt, sie sind ein wesentlicher Bestandteil zur Kontrolle der geotechnischen Messungen und bei der Bauwerksüberwachung.

4.1.1 Digitale Nivelliergeräte

Mit den Präzisionsnivelliergeräten (Bild 1) werden Setzungen Δz im Bereich zwischen 0.1 mm bis 1 mm gemessen. Falls sehr plötzlich auftretende Setzungen zu erwarten sind, oder falls mehrere Baumassnahmen ineinanderübergreifend zur Ausführung kommen, sind automatische Messungen mit motorisierten Digitalnivelliergeräten zu empfehlen. Durch die kontinuierliche Messung ist jeder Bauphase die entsprechende Setzung zuzuordnen. Dies kann im Hinblick auf spätere gerichtliche Abklärungen von grossem Vorteil sein. Die Messsysteme finden häufig Anwendung bei der Überwachung angrenzender Gebäude und bei Unterfangungsarbeiten. Bei Nebel und schlechter Witterung ist die Anwendung begrenzt, in der Nacht müssen die Strich-codelatten beleuchtet werden.

Die Messwerte müssen temperaturkompensiert werden, und es können Refraktionserscheinungen eintreten.

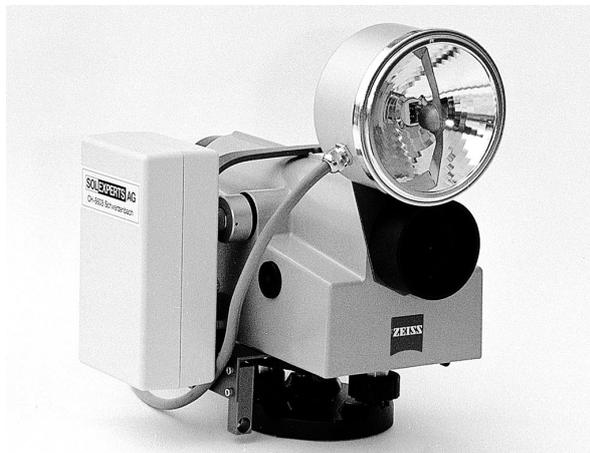


Bild 1 Motorisiertes Digitalnivelliergerät

4.1.2

Theodolite

Mit Präzisionstheodoliten können Genauigkeiten je nach Distanz im Millimeterbereich für Δx , Δy und Δz erfasst werden. Höhere Genauigkeiten unter 1 mm bei kleineren Distanzen bis 100 m sind durch automatische motorisierte, das Ziel selbst suchende Theodoliten zu erreichen (**Bild 2**). Die Messwerte sind mit den Meteowerten, Druck und Temperatur, auszugleichen. Auch hier sind Refraktionseinflüsse zu berücksichtigen.

Die automatischen Theodolite kommen vor allem bei der Überwachung von angrenzenden Gebäuden bei tiefen Baugruben, Untertunnelung und bei der Überwachung von Rutschhängen zur Anwendung. Wichtig ist der Sichtkontakt, bei Nebel und schlechten Witterungsbedingungen treten Messausfälle auf.

4.1.3

Elektronische Distanzmessung

Der Hand-Lasermeter DISTO der Firma Leica (**Bild 3**) ist ein preisgünstiger und handlicher Entfernungsmesser (Abmessungen: 223 mm x 78 mm x 51 mm), mit dem ohne Reflektor in einem Bereich bis über 50 - 100 m Distanzen gemessen werden kann.

Die Genauigkeit beträgt 0.5 bis 5 mm und ist distanzabhängig. Die Automatisierung ist einfach, beschränkt sich jedoch auf einzelne Messdistanzen. Die Anwendung kann durch die berührungslose Messung und die Automatisierung vielseitig sein, z.B. auch Überwachung von Rutschhängen.



Bild 2 Motorisierter Theodolit



Bild 3 Elektronische Distanzmessung

4.2 Geotechnische Messungen

Für die Auswahl der Messinstrumente muss die maximal zu erwartende Grösse des Messwertes bekannt sein, daraus wird auf das Messinstrument und die erforderliche Genauigkeit geschlossen. Wenn immer möglich, sollen bei der Planung geotechnischer Messungen die folgenden Kriterien berücksichtigt werden:

- Bei den Messungen ist Redundanz anzustreben, es sollte möglichst nicht nur ein einzelner Geber isoliert eingebaut werden, sondern es ist anzustreben, dass sich Sensoren gegenseitig ergänzen und bestätigen.
- Möglichst ausbaubare rekalibrierbare Messsysteme anwenden, dies gilt speziell für elektrische Sensoren mit zum Teil begrenzter Lebensdauer und der Gefahr der Zerstörung durch Überspannung (Blitz).

4.2.1 Geotechnische, linienweise und punktuelle Messung

Je nach Messaufgabe steht eine Vielzahl von Messinstrumenten und Messverfahren zur Verfügung. Den Begriff der linienweisen Beobachtung hat K. Kovári [3] ausführlich beschrieben. Bei der linienweisen Beobachtung werden die Verschiebungsgrössen, die Längenänderungen und /oder Winkeländerungen, z.B. Meter für Meter entlang von Messlinien ermittelt. Die Verteilung dieser Grössen entlang von Messlinien geben Aufschluss über örtliche Zonen höherer Kompressibilität, örtliche Spannungskonzentrationen oder Riss in Bauwerken, z.B. infolge zu hoher Zugkräfte.

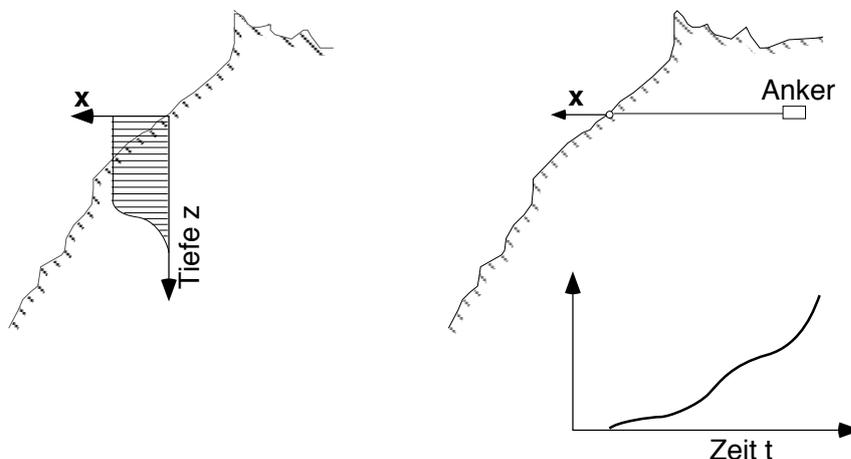


Bild 4 Linienweise und punktuelle Messung

Am Beispiel einer Hangüberwachung (Bild 4) in einem instabilen Zustand sind die Vor- und Nachteile einer linienweisen und einer punktuellen Beobachtung gegenübergestellt. Die Messung mit einem Bohrlochinklinometer (Bild 4a) ist eine typische weitverbreitete linienweise Messung. Mit der schrittweisen Messung der Neigungsänderung bezogen auf beispielsweise eine Länge von 1.0 m und dies Meter für Meter lassen sich bei einem biaxialen Sensor die Horizontalverschiebungen

in der Ebene senkrecht und parallel zum Hangverlauf ermitteln. Das dargestellte Messresultat ist die aufsummierte Verteilung der Horizontalverschiebungen entlang der Messlinie. Es zeigt auf, dass ab der Tiefe t keine Verschiebungen stattfinden, sich hingegen in der Tiefe t eine Gleitfläche gebildet hat. Darüber liegend bleibt die Horizontalverschiebung konstant, das Paket gleitet ohne weitere Formänderung als Ganzes hangabwärts. Die Aufsummierung der Einzelwerte ergibt die horizontale Verschiebungskomponente (x) des Verschiebungsvektors an der Oberfläche.

Demgegenüber steht die punktweise Beobachtung der horizontalen Verschiebungskomponente (**Bild 4b**) wie sie mit Hilfe eines Einfachstangenextensometers ermittelt wird. Beim Extensometer bestehend aus dem Anker und dem in einem Schutzrohr frei beweglichen Gestänge wird im Messkopf an der Hangoberfläche die Relativverschiebung zwischen Anker und Oberfläche gemessen. Ist der Anker des Extensometers ausserhalb der Rutschfläche, kann er als Fixpunkt betrachtet werden, und die ermittelte Verschiebung entspricht demselben Wert (x) wie er mit dem Inklinometer ermittelt wurde.

Ob die Annahme bezüglich dem Fixpunkt stimmt, und der Messwert (x) effektiv die Grösse der Hangverschiebung darstellt, d.h. die Annahme des Fixpunktes relevant ist, muss mit geodätischen Messungen überprüft werden

Dieses Beispiel zeigt die Vor- und Nachteile der linienweisen und punktuellen Beobachtung. Mit der linienweisen Messung kann die Tiefe der Gleitebene ermittelt werden. Sind Profile mit mehreren Messlinien vorhanden, kann auch das Volumen der Rutschmasse berechnet werden. Der Nachteil dieser Art Messung ist, dass sie nur in gewissen Zeitintervallen erfolgt und dass sie durch Handmessungen ausgeführt, kostenintensiv sein kann.

Demgegenüber gibt die punktuelle Messung mit dem Einfachextensometer keinen Aufschluss über die Lage der Gleitebene. Der wesentliche Vorteil liegt jedoch darin, dass die Messung einfach erfolgt und im Bedarfsfalle automatisiert werden kann, d.h. dass der zeitliche Verlauf der Verschiebung erfasst wird. Dies ist im Hinblick auf den Sicherheitsaspekt wichtig, da bei potentiellen Beschleunigungen bei der Festlegung von Grenzwerten Alarme ausgelöst werden können.

4.2.2 Messungen an der Oberfläche

4.2.2.1 Distanzmessung mit Messband

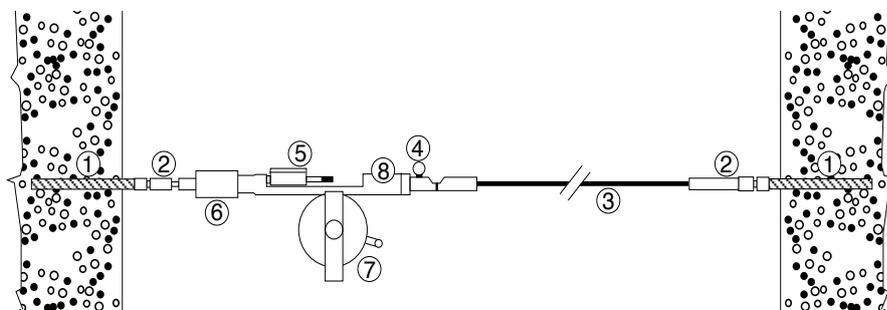
Mit Feder gespanntes Stahlmessband bis Längen von 30 m gelocht in 10 cm Abständen

(Bild 5), es wird vor allem im Tunnel für Konvergenzmessung verwendet. Kann nicht automatisiert werden.

Technische Daten:

- Distanzlänge: 15 und 30 m
- Messbereich: 10 mm
- Genauigkeit, je nach Distanz: 0.1 bis 1 mm

Anwendung: Messung von Relativverschiebungen zwischen zwei Punkten.



- | | |
|----------------------------------|---|
| 1 Konvergenzmessbolzen | 5 Mechanische Messuhr |
| 2 Kugelgelenk mit Anschlussstück | 6 Spannvorrichtung |
| 3 Stahlmessband mit Lochung | 7 Messband aufgerollt |
| 4 Arretierstift | 8 Gehäuse mit Spannungsfeder und Markierung |

Bild 5 Konvergenzmessgerät

4.2.2.2 Distanzmessung mit Invardraht (Distometer)

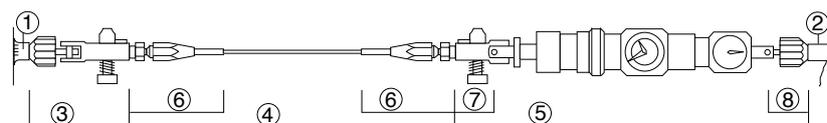
Messgerät mit Präzisionskraftmessung für die Spannung des Invardrahtes (Bild 6).

Technische Daten:

- Distanzlänge: 1 bis 50 m
- Messbereich: 100 mm
- Genauigkeit: bis 20 m 0.02 mm

Pro Messstrecke ist 1 Messdraht aufzubewahren. Automatisierung nicht möglich.

Anwendung: Genaue Messung von Relativverschiebungen zwischen zwei Punkten.



- | | |
|--------------------------------|----------------------------|
| 1 Messbolzen | 5 Distometer |
| 2 Messbolzen | 6 Kupplung |
| 3 kardanischem Anschlussgelenk | 7 Halter für Drahtkupplung |
| 4 Invar Draht | |

Bild 6 Distometer

4.2.2.3

Riss-, Fugemessgerät

Messung der Änderung von Rissöffnungen in einer, zwei oder 3 senkrecht zueinander stehenden Ebenen (Bild 7). Ablesung mit portabler Messuhr oder mit potentiometrischen oder induktiven Wegaufnehmern. Automatisierung möglich.

Technische Daten:

- Messbereich: 5 bis 100 mm
- Messgenauigkeit: 0.01 bis 0.1 mm

Anwendung: Riss- und Fugenüberwachung an Gebäuden, Kluftmonitore in instabilen Felshängen.

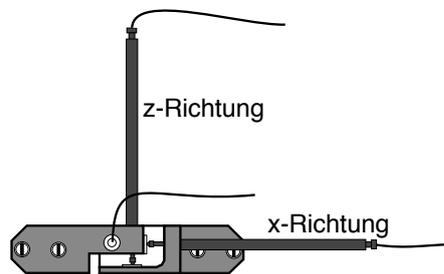
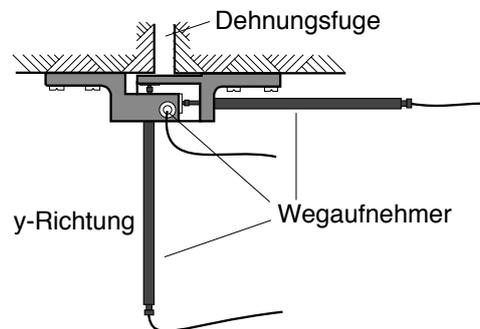


Bild 7 Riss- und Fugemessgerät



4.2.2.4

Fest installierte Inklinometer

Messung der Neigungsänderung, Genauigkeit ab 0.1 mm/m je nach Neigungsaufnehmer und Messbereich. Alle Geber sind mehr oder weniger temperaturabhängig und teilweise temperaturkompensiert, der Langzeitstabilität ist eine besondere Beachtung zu schenken. Automatisierung möglich.

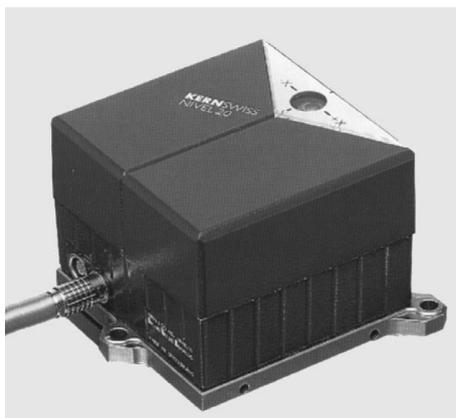


Bild 8 Biaxialer Neigungssensor Nivel 20

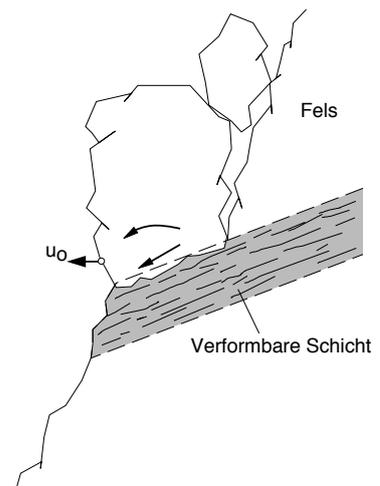


Bild 9 Rotation eines Blockes auf verformbarer Schicht

Ein biaxialer Sensor hoher Genauigkeit ist das Nivel 20 (**Bild 8**) von Leica mit einer Genauigkeit von 0.015 mm/m bei einem Messbereich von ± 1.5 mm/m.

Weitere Modelle Sensorbox SB2-NG-U (Dr. Seitner), LCI-360 (Firma Jewell) und GD-NS3 (GeoDyn) sind in Bezug auf Genauigkeit und Langzeitstabilität Gegenstand von laufenden Untersuchungen [4].

Es ist zu beachten, dass bei der punktuellen Anordnung der Geber bei nicht biege-steifen Strukturen die Interpretation in Bezug auf den Bewegungsmechanismus schwierig ist.

Anwendung: Überwachung von Schiefstellung von Gebäuden, Überwachung von Rotationsbewegungen (**Bild 9**) von absturzgefährdeten Blöcken.

4.2.2.5 **Portable Inklinometer**

Das portable Instrument wird auf Präzisionsmessstellen aufgesetzt (**Bild 10**), durch Messungen auf Umschlag (180°) kann der Einfluss der Temperatur eliminiert werden. Mit der entsprechenden Kalibrierlehre (**Bild 11**) ist die Langzeitüberwachung gewährleistet. Automatisierung nicht möglich.

Technische Daten:

- Messbasis: 200 mm und 1000 mm
- Genauigkeit: 0.01 mm/m
- Messbereich: ± 50 mm/m

Anwendung: Neigungsänderungen an Gebäude, Brückenpfeilern, etc

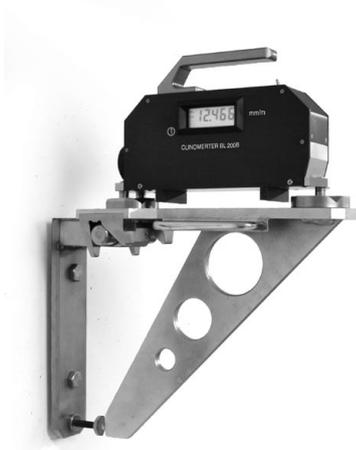
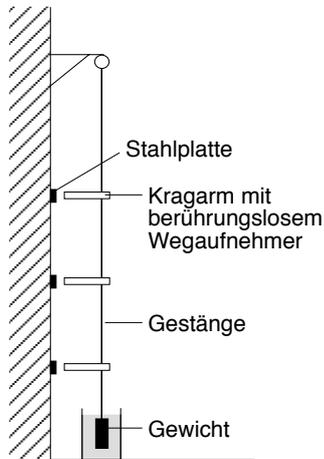


Bild 10 Portables Inklinometer BL 200A



Bild 11 Kalibrierlehre für Inklinometer BL 200A

4.2.2.6 Pendel



Der Pendel besteht aus einem durch ein Gewicht gespannten Draht oder aus einem Gestänge mit Gewicht. Die Fixierung des Drahtes im höchsten Punkt wird durch eine Drahtklemme bewerkstelligt. Beim Gestängependel gewährleistet die Fixierung an einem Kardangelenke das zwangungsfreie Auslenken. Die Auslenkung wird bei manuellen Messungen mit einem Koordiskop oder elektrisch mit optischen Geräten gemessen. Beim Gestängependel (Bild 12) erfolgt diese Messung mit berührungslosen Wegaufnehmern.

Technische Daten Gestängependel:

- Messgenauigkeit: 0.1 mm
- Messbereich: 5 bis 20 mm

Bild 12 Gestängependel

Anwendung: Kontrolle der Schiefstellung von Gebäuden beispielsweise bei Unterfangungsarbeiten. Automatisierung möglich.

4.2.2.7 Schlauchwaage

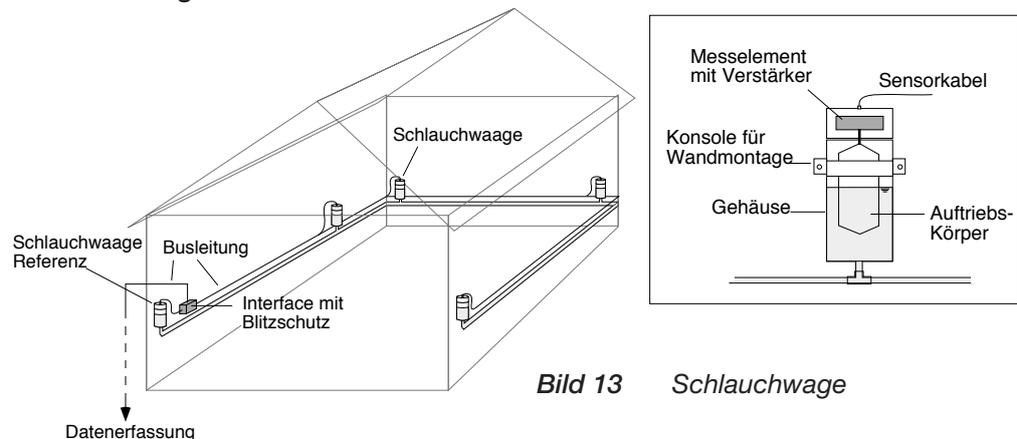


Bild 13 Schlauchwaage

Die Schlauchwaage (Bild 13) ist ein elektronisch-hydraulisches Setzungsmesssystem, das nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren arbeitet. Für die Messung wird das Referenzmessgerät bestehend aus einem Plexiglasbehälter ausserhalb der Setzungszone installiert, ein Schlauchsystem gefüllt mit Frostschutzflüssigkeit verbindet mehrere Gefässe. Ein zweiter Schlauch über dem Flüssigkeitspegel verbindet die Systeme, um den barometrischen Druck auszugleichen. Setzt oder hebt sich der Messpunkt gegenüber dem Referenzpunkt, verändert sich der Flüssigkeitsspiegel. Die Veränderung des Spiegels wird meist über die Auftriebsmessung an einem Schwimmer ermittelt. Die einzelnen Instrumente werden über Kabel mit der automatischen Messzentrale verbunden. Beim Einbau des Systems ist darauf zu achten, dass sich in der Flüssigkeitsleitung keine Luft-einschlüsse befinden (Temperatureinfluss verstärkt sich dadurch).

Technische Daten:

- Messbereich: 50 mm bis 200 mm
- Genauigkeit: Je nach Messbereich 0.5 bis 1 mm

Anwendung: Setzungsmessungen an Gebäuden

4.2.2.8 Setzungen mit Drucksensoren

Beim Messprinzip wird ein Drucksensor mit kleinem Messbereich über eine Hydraulikleitung mit Frostschutzflüssigkeit gefüllt mit einem Druck beaufschlagt und mit einem Behälter ausserhalb des Setzungsbereiches verbunden. Setzungen und Hebungen haben eine Druckerhöhung bzw. Druckverminderung zur Folge.

Technische Daten:

- Messbereich: Abhängig vom Druckbereich des Sensors
- Messgenauigkeit: 0.6 % des Druckbereiches.

Anwendung: Setzungsmessungen an der Oberfläche und in Bohrlöchern

4.2.3 Verschiebungsmessungen im Baugrund und im Bauwerk

4.2.3.1 Bohrlochinklinometer

Mit dem Bohrlochinklinometer [5] mit einer Länge von 0.5 oder 1.0 m (Bild 14) wird mit der Ermittlung der Neigungsänderungen bezüglich der Vertikalen, d.h. durch die Anwendung der Erdbeschleunigung die Auslenkung in der vertikalen Ebene ermittelt.

- Es sind Sonden für vertikale und horizontale Bohrungen im Handel.
In den vertikalen Bohrungen wird in zwei senkrecht zueinander stehenden Ebenen gemessen, bei der Horizontalsonde wird nur in der vertikalen Ebene gemessen.

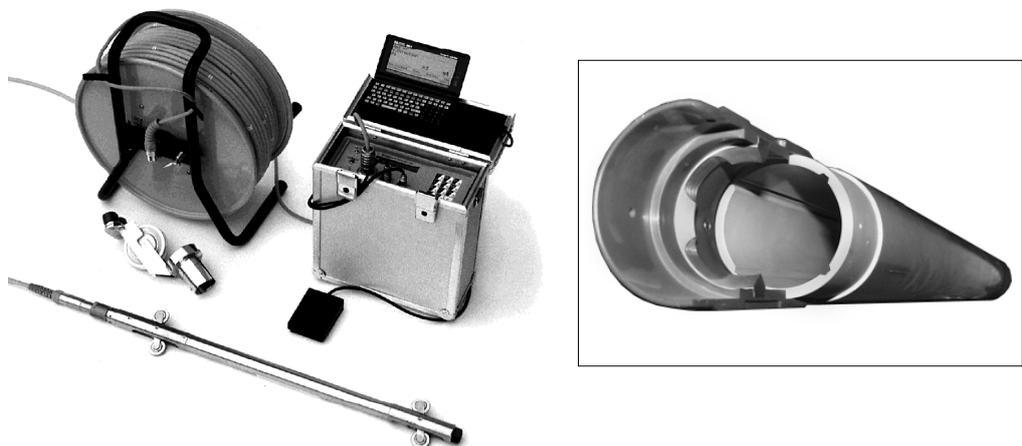


Bild 14 Bohrlochinklinometer und Rillenrohr mit Teleskopkupplung für Gleitmikrometer

Diese Sonden sind seit mehr als 25 Jahren in Anwendung, weit verbreitet und bewährt. Die Vertikalsonden sind meist biaxial, es sind zwei Inklinometer in zwei Ebenen um 90° gegeneinander orientiert eingebaut, es wird unterschieden zwischen den Achsen A und B. Mehrheitlich werden Servoinklinometer verwendet, eine Masse wird mit einer Kraft in der vertikalen Ebene gehalten, diese Kraft ist proportional zur Neigung und wird gemessen.

Technische Daten:

- Länge der Sonden: 500 mm und 1000 mm
- Messbereich: $\pm 30^\circ$ und $\pm 60^\circ$
- Maximale Tiefe: 100 m
- Messgenauigkeit: 1 bis 2 mm pro 10 m

Die Führung der Sonde wird mit Rillenrohren mit Aussendurchmessern von 50 mm, 70 mm oder 84 mm gewährleistet. Beim Einbau der Messrohre wird darauf geachtet, dass ein Rillenpaar in der Hauptbewegungsrichtung eingebaut wird, dies ist Richtung A.

Einbau der Messrohre

Beim Einbau der Messrohre sind folgende wichtige Punkte zu beachten:

- *Bei der Installation keine Torsionskräfte auf die Rohre geben, Gefahr einer Verdrehung der Rillen, d.h. das Azimut der Rillen am Kopf des Messrohres stimmt mit dem Azimut am Fuss des Messrohres nicht überein. Auf jeden Fall ist vor der Initialmessung der Verlauf des Azimutes entlang den Rillen zu ermitteln, denn auch bei sorgfältigem Einbau ist eine Verdrehung infolge Fabrikation möglich.*
- *Der Ringraum zwischen dem Messrohr und der Bohrlochwandung sollte je nach der Kompressibilität des Untergrundes mit reiner Zementsuspension oder mit Ton-Zement-Wasser Suspension verfüllt werden. Das Verfüllen muss mit einem Injektionsschlauch oder Gestänge vom Bohrlochfuss aus erfolgen.*

Durchführung der Messung

Die Positionierung der Sonde alle 0.5 oder 1.0 m (je nach Sondenlänge) erfolgt mit Hilfe des markierten Sondenkabels in Bezug auf den Kopf des Messrohres. Gemessen wird die Neigungsänderung in Schritten von 0.5 bis 1.0 m bezüglich der Initialmessung, daraus wird die horizontale Verschiebung ermittelt. Besonders bei tiefen Messrohren ist die Positionierung der Sonde nur begrenzt reproduzierbar, und es können Fehler entstehen, im weiteren führen Setzungen im Boden zu Setzungen des Messkopfes, die bei der Positionierung der Sonde berücksichtigt werden müssen. Mit dem parallelen Versetzen eines Einfachextensometers über die gesamte Länge des Inklinometerrohres in Gebieten mit grossen Setzungen kann der Setzungswert ermittelt werden.

Die Messungen erfolgen immer in 2 Lagen, d.h. die Sonde wird nach der ersten Messung in Richtung A um 180° gedreht und die Messung wiederholt, damit werden Temperatur- und Sondeneinflüsse eliminiert.

Anwendungen:

- Biegelinie bei Baugrubenumschliessungen
- Horizontalverschiebungen bei instabilen Hängen
- Vertikalverschiebung unter Dämmen (Horizontalinklinometer)
- Vertikalitätsprüfung von Bohrungen und Grossbohrgeräten

Für die automatischen Messungen sind Ketteninklinometer im Handel.

4.2.3.2 Stangenextensometer

Der Stangenextensometer (Bild 15) besteht aus dem Anker mit einer Länge von 25 cm bis 100 cm, dem daran fixierten Messgestänge aus rostfreiem Stahl oder Glasfaser, das in einem Kunststoffrohr frei gleiten kann. Das Messgestänge versehen mit einem verstellbaren Tastbolzen endet im Messkopf. Das Instrument wird nach dem Einbau im Bohrloch einzementiert, damit sind der Anker und der Messkopf fixiert. Mit einer Messuhr oder mit Wegaufnehmern wird die Relativverschiebung zwischen Anker und Messkopf gemessen. In einer Bohrung können je nach Durchmesser (48 - 116 mm) 1 bis 12-fach Extensometer eingebaut werden.

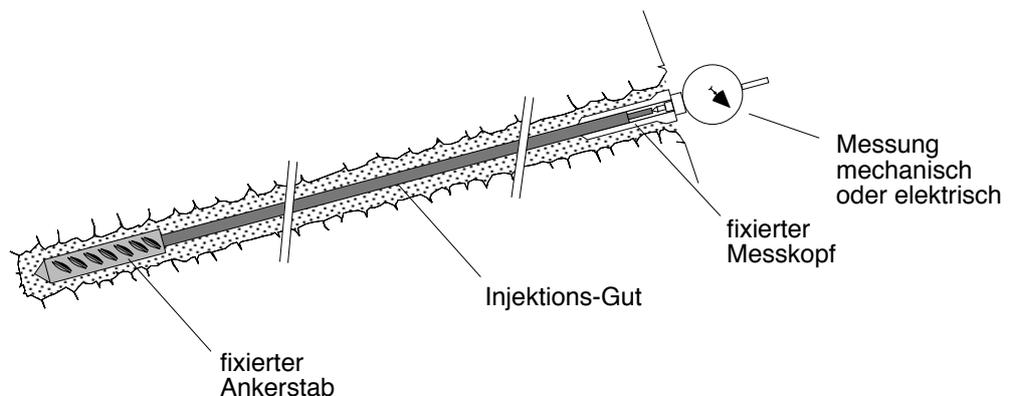


Bild 15 Einfach Stangenextensometer

- Messbereich: Messuhr 50 mm
- Wegaufnehmer: 20, 50 oder 100 mm
- Genauigkeit: 0.1 mm

Einbau

Die Auszementierung muss immer vom Bohrlochtiefsten aus geschehen. Bei Setzungsmessungen und in stark kompressiblen Böden darf das Instrument und die Mischung nicht versteifend wirken, Pfahlwirkung ist zu verhindern.

Die Kompressibilität der Zementierung kann mit dem Anteil Zement in der Bentonit-Suspension gesteuert werden.

Anwendungen:

- Setzungsmessungen im Baugrund
- Verschiebungsmessungen im Tunnelbau
- Verschiebungsmessungen bei der Überwachung der Hangstabilität im Fels.
Im Lockergestein ist die Einsatzmöglichkeit bei grossen Scherverformungen beschränkt.

Automatisierung möglich.

4.2.3.3

Trivec

Die Ermittlung aller drei Verschiebungskomponenten entlang einer vertikalen Bohrlochachse erfolgt mit der TRIVEC-Sonde [6] (Bild 16). Die gemessenen Verschiebungsgrössen sind die Dehnung Δz entlang der Bohrlochachse und die horizontalen Auslenkungen Δx und Δy in zwei vertikalen Ebenen. Das Instrument ist eine Weiterentwicklung des Gleitmikrometers [7], mit welchem allein die axialen Dehnungen entlang beliebig geneigten Bohrungen gemessen werden. Im Wesentlichen ist das TRIVEC deshalb ein Gleitmikrometer mit zwei Inklinometersensoren für die Messung von Δx und Δy . Die beiden Sensoren sind in der Sonde um 90° in der x-Achse und y-Achse orientiert. Im Gegensatz zum üblichen Bohrloch-Inklinometer, bei dem Rohre mit Rillen für die Führung des Klinometers verwendet werden, ist das TRIVEC-Messrohr mit einer Kette von Referenzpunkten in Form von kegelförmigen Messmarken versehen (Bild 17). Dadurch ist die Position der Sonde eindeutig definiert und exakt reproduzierbar. Die Messmarken befinden sich in den teleskopartig verschieblichen Kupplungselementen der HPVC-Rohre.

Die Messmarken positionieren die zwei Köpfe der Sonde für den kurzen Moment der Messung. Verschieben sich die Messmarken relativ zueinander infolge der Verschiebung im Lockergestein oder im Fels wird die Änderung der Distanz (Dehnung) und die Änderung der Neigung als Differenz zwischen zwei Messungen ermittelt. Die Messmarken sind kegelförmig und die Oberflächen der Köpfe der Messsonden kugelförmig. Mit dem Kugel-Kegel Setzprinzip ist die Lage des Zentrums der Kugel genau definiert

Technische Daten:

- Länge der Sonde: 1000 mm
- Messbereich: $\pm 7.5^\circ$ umstellbar auf $\pm 15^\circ$
- Messgenauigkeit pro Position: $\Delta z \pm 0.003$ mm/m, Δx und Δy 0.05 mm/m
- Messgenauigkeit pro 10 m Rohr: Δz 0.01 mm, Δx , Δy 0.5 mm

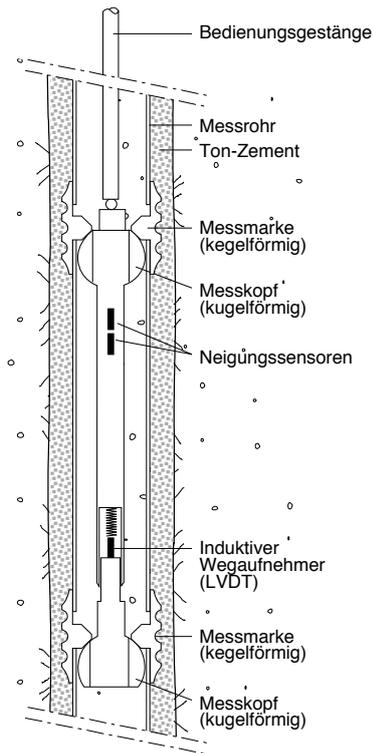


Bild 16 TRIVEC-Sonde

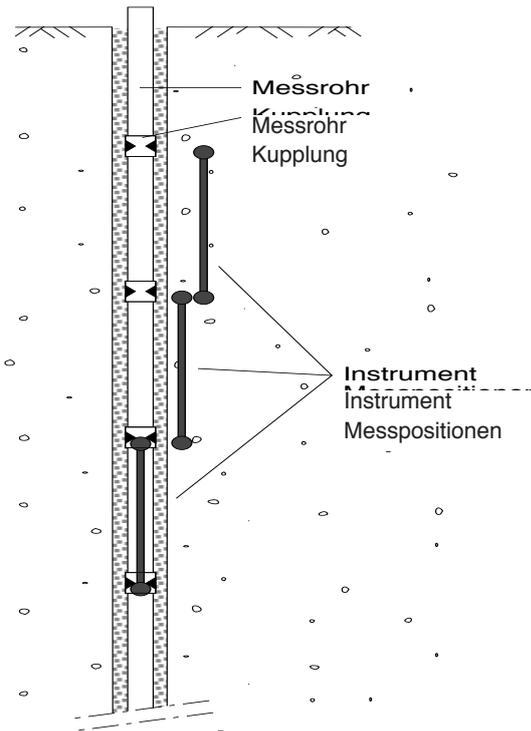


Bild 17 Schrittweises Setzen der Sonde in Kette von Referenzpunkten

Die Ausfräsung der Messmarken und Köpfe der Sonde erlauben das Durchgleiten der Sonde (Bild 18) im Messrohr und die schrittweise Messung jeder Messposition Meter für Meter.

Für die Messung wird die Sonde um 45° gedreht. Die beiden Köpfe sind mit einem teleskopartig verschieblichen Rohr über eine Feder gegeneinander verspannt. Durch Zug an der Sonde werden die beiden Messköpfe in die Messmarken gezogen.

Der Funktionskontrolle der Sonde und der Ermittlung des Nullpunktes, der Verstärkung des Signals des induktiven Wegaufnehmers und der Klinometer dient eine Invar Kalibrierlehre. Sie besitzt zwei Messmarken mit einer genau definierten Distanz für die z-Achse und die Möglichkeit mit Endmassen eine genau definierte Verkippung in der x- und y-Achse zu erzeugen.

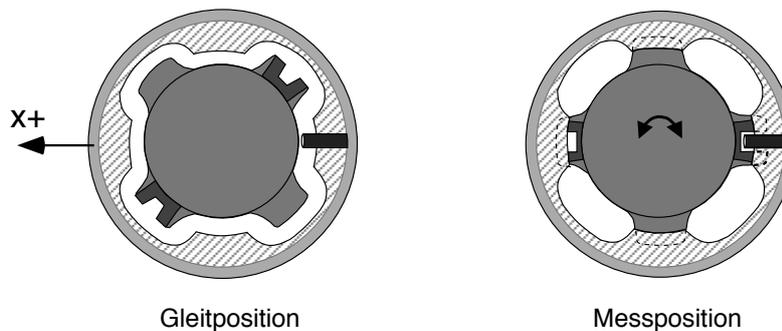


Bild 18 Sonde in Gleit- und Messposition

4.2.3.4

Gleitmikrometer und Gleideformeter kombiniert mit Bohrlochinklinometer

Der Gleitmikrometer und der Gleitdeformeter gehören ebenfalls zur Familie der portablen Messgeräte und dienen der Ermittlung der Dehnungsverteilung entlang der Bohrlochachse. Die Messverrohrung ist gleich konzipiert wie für das TRIVEC. Die Wahl, Gleitmikrometers oder Gleideformeter, richtet sich nach der gewünschten Genauigkeit. Der Gleitmikrometer mit der hohen Genauigkeit von ± 0.003 mm/m wird vorwiegend im Fels und Beton mit hohen Verformungsmodul und der Gleitdeformeter mit der Genauigkeit von ± 0.03 mm/m in verformbareren Formationen im Lockergestein eingesetzt.

Die Dehnungsmessungen lassen sich bei der Verwendung von Rillenrohren und mit den Kupplungen der Gleitmikrometer oder Gleideformeter mit der Bohrlochinklinometermessung kombinieren (**Bild 14**), damit können ebenfalls 3 Komponenten des Verschiebungsvektors ermittelt werden. Wegen der unterschiedlichen Position der Instrumente (**Bild 19**) werden die horizontalen Komponenten nicht exakt am gleichen Ort gemessen. Der Inklinometer wird ca. 10 cm unterhalb des Sitzes des Gleitmikrometers gesetzt. Eine speziell konzipierte Setzvorrichtung garantiert mit dem Referenzpunkt der Messmarke des Gleideformeters die exakte Positionierung.

Der Vorteil der Kombination dieser beiden Instrumente liegt in der hohen Genauigkeit der Dehnungsmessungen entlang der Bohrlochachse. Da der Verschiebungsvektor mit wenigen Ausnahmen eine vertikale Komponente aufweist, können damit Verschiebungen frühzeitig erfasst werden.

Beim Einbau der Messrohre in kompressiblen Böden ist gleich wie beim Extensometer auf die Kompressibilität der Ummantelung aus Bentonit-Zement-Suspension zu achten.

4.2.3.5

Magnetsetzungslot

Das Magnetsetzungslot (**Bild 20**) dient der einfachen und schnellen Messung von Setzungen im Lockergestein. An einem Führungsrohr werden Magnetringe in bestimmten Abständen von 2 bis 4 m so befestigt, dass sie während der Installation nicht verschoben werden, jedoch bei Setzungen dem Lockergestein folgen. Es können normale Rohre aus HPVC, oder ABS, Rillenrohre für Inklinometer oder auch Pegelrohre eingesetzt werden. Entsprechend wird der Durchmesser der Magnetringe angepasst.

Die Sonde des Magnetsetzungslothes wird für die Messung mit einem 2adrigen Flachkabel mit 1 cm Teilung im Bohrloch abgesenkt. Durch einen Führungsaufsatz mit Nonius lassen sich Änderungen im Millimeterbereich erfassen. Sobald die Sonde das Magnetfeld des Magnetringes durchfährt, wird über einen Kontakt ein elektronischer Schalter betätigt, der am Ablesegerät ein Signal auslöst. Der Messwert wird direkt am Messkabel abgelesen, d.h. die Setzung im Lockergestein wird in Bezug auf den Kopf des Messrohres gemessen, er ist geodätisch einzumessen.

- Kabellängen 15 m bis 500 m.
- Genauigkeit bis 40 m ca. ± 2 mm.

Anwendung: Setzungsmessungen in Dämmen und in setzungsempfindlichen Böden.

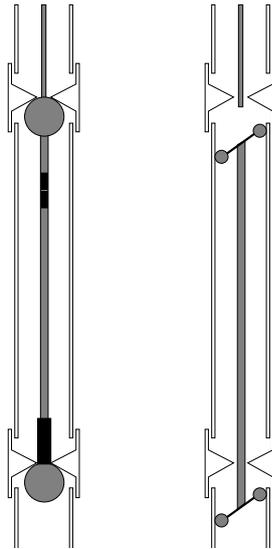


Bild 19 Messposition für Gleitmikro- und Bohrlochinklinometer

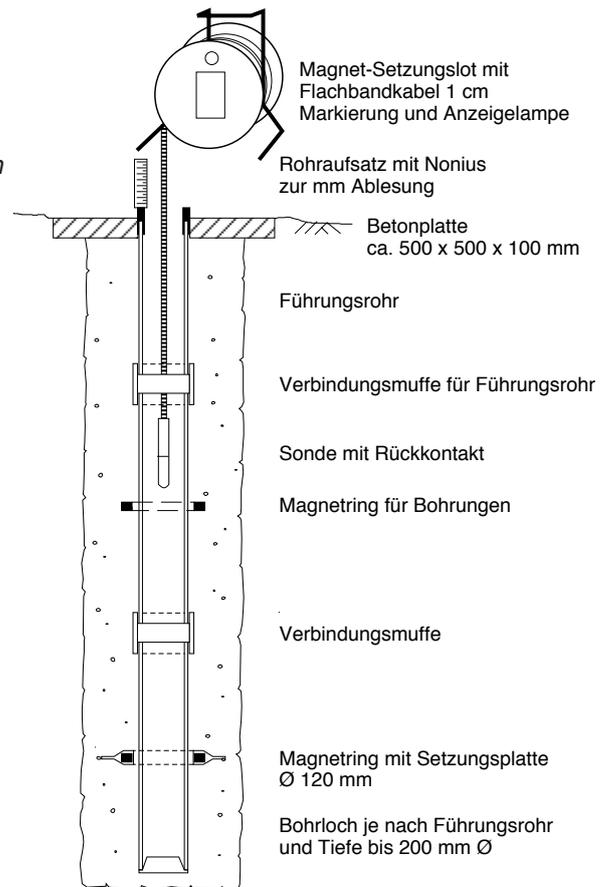


Bild 20 Magnetsetzungs-
lot

4.2.3.6 Metallplatten-Setzungsmessgerät

Messprinzip gleich wie Magnetsetzungs-
lot, An Stelle von Magnetringen werden
Stahlplatten verwendet.

4.2.4 Messung der Porenwasserspannung.

4.2.4.1 Wahl des Messsystems

Bei der Wahl des Messsystems aber auch bei der Art des Einbaues müssen einige Punkte beachtet werden. Lang/Huder/Amann [8] haben über die Messung der Potentiale ausführlich geschrieben. «Das Potentialfeld des Grundwassers kann nur durch eine grosse Anzahl von Messungen eindeutig ermittelt werden, die «punktweise» das Potential ohne zeitliche Verschiebung durch das Messsystem messen, und aus denen dann die Linien gleichen Potentials gebildet werden können. Ungeeignet sind also sowohl Messsysteme, die nicht punktförmig messen (wie z.B. über längere Strecken gelochte Piezometerrohre oder in Bohrungen versetzte Messinstrumente, die wegen ungenügender Abdichtung die Zirkulation von Wasser

quer durch die Schichtung ermöglichen), wie auch Messsysteme, die bei Druckänderungen in Böden kleiner Durchlässigkeit selbst zuviel Wasser verbrauchen, um überhaupt die Druckänderung anzuzeigen.»

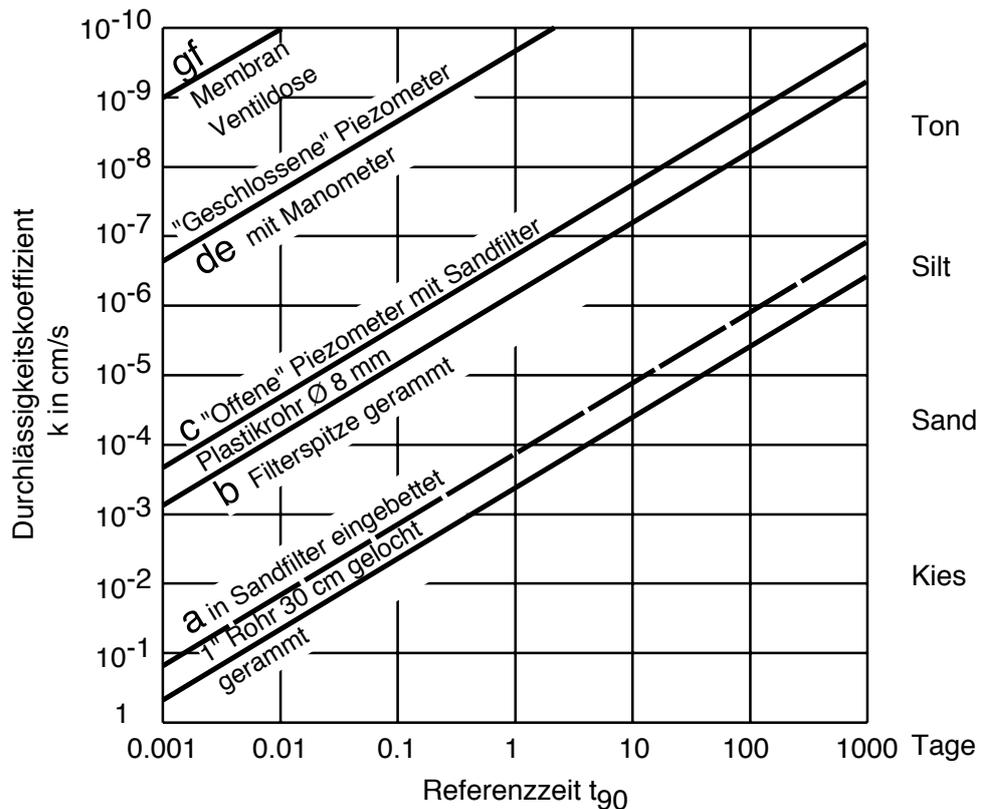


Bild 21 Referenzzeit t_{90} für verschiedene Druck-Messsysteme in Abhängigkeit vom K-Wert

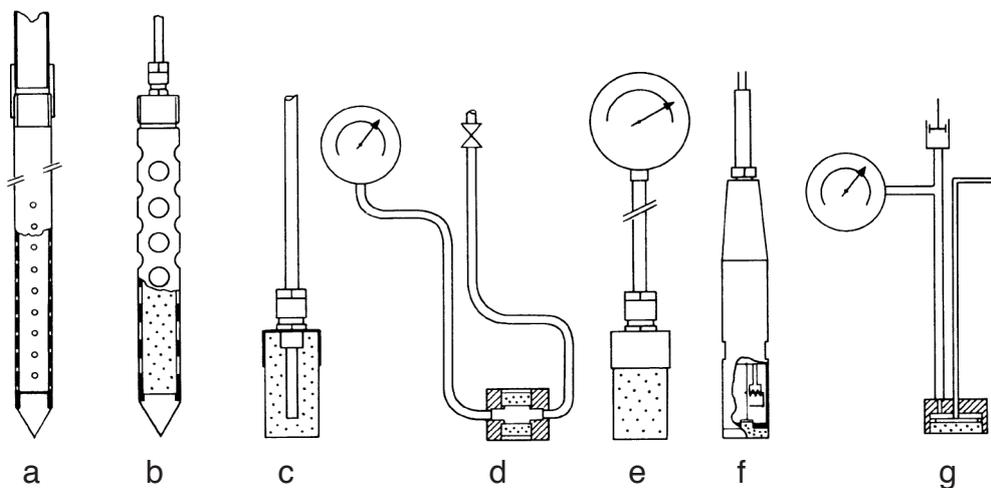
Die Wahl des Messsystems hängt von der Durchlässigkeit des Untergrundes ab. Bei den offenen Pegeln mit relativ grossen Durchmessern (1" bis 4") ist der Druckausgleich (Pegelstand / Porenwasserdruck) nur über einen Wassertransport möglich. Damit dies in einer nützlichen Zeit möglich ist, muss das Lockergestein eine relativ grosse Durchlässigkeit aufweisen. In Böden mit kleinen Durchlässigkeitsbeiwerten ($<10^{-7} \text{cm/s}$) kommen nur geschlossene Systeme in Frage, es sind Messsonden, die mit geringsten Volumenänderungen Druckdifferenzen erfassen können. Das Kriterium für die Wahl des Messsystems ist die Referenzzeit t_{90} ; es ist das Zeitintervall, das vom plötzlichen Eintreten einer Porenwasserdruckänderung Δu an der Messstelle bis zur Anzeige von 90 % von Δu notwendig ist. Das **Bild 21** zeigt die Referenzzeit t_{90} in Abhängigkeit der Durchlässigkeitskoeffizienten für die verschiedenen Messsysteme. Offene Pegel mit einem Durchmesser von 1" weisen im siltigen Sand mit $\sim 10^{-6} \text{cm/s}$ Referenzzeiten von 100 Tagen auf; schon mit einem Mikropiezometer mit 8 mm Rohrdurchmesser kann die Referenzzeit bei gleicher Durchlässigkeit auf einen Tag reduziert werden. Geschlossene Systeme mit

Manometer sind nur bei artesisch gespannten Aquiferen einsetzbar, bringen aber auch schon eine deutliche Verbesserung der Referenzzeit. Die Kompressibilität des gesamten Messsystems beeinflusst die Referenzzeit.

4.2.4.2 Sensoren

Im Bild 22 sind die verfügbaren Messsysteme dargestellt (von links nach rechts die geeigneten Systeme für abnehmende Durchlässigkeitskoeffizienten)

In tonigen Böden können nur geschlossene Systeme wie pneumatische Ventilgeber, Glötzl oder elektrische Druckaufnehmer eingesetzt werden. Beide Systeme können in sich als inkompressibel betrachtet werden. Die Funktionstüchtigkeit ist jedoch auch von der Einbauart abhängig.



- a) 1" - Rohr mit gelochter Spitze (rammbar)
- b) Spitze mit Quarzfilter und Plastikrohr 8/12 mm (rammbar)
- c) Quarzfilter ($k \approx 10^{-3}$ cm/s) und Plastikrohr
- d) Messdose Spülung des Systems durch Zu- und Ableitung
- e) Typ c mit Manometer
- f) Elektrisches Messsystem piezoresistiv mit schwingender Saite, etc.
- g) Membranventildose

Bild 22 Messsystem zur Messung von Porenwasserdrücken [8]

Elektrische Druckgeber:

Messsysteme: Membranen mit piezoresistivem Sensor oder mit DMS und schwingender Saite.

Vorteile:

- rasche digitale Ablesung
- einfache Speichermöglichkeit vor Ort
- einfache Automatisierung der Ablesungen
- kurze Messintervalle

Nachteile:

- *Überspannung (Blitzschlag) kann Geber zerstören ⇒ dem Überspannungsschutz muss höchste Priorität zukommen*
- *Drift der Werte*
- *Temperaturabhängigkeit (im Grundwasser vernachlässigbar)*

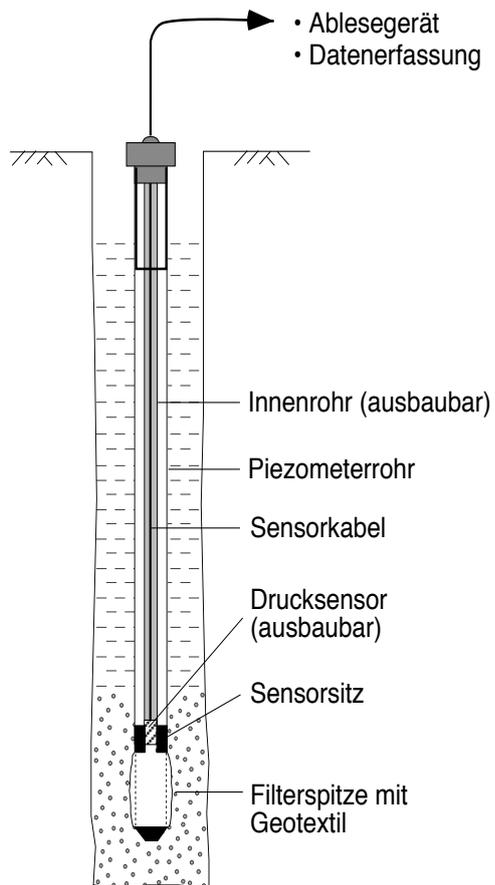


Bild 23 Ausbaubare Druckgeber

Pneumatische Druckgeber:

Vorteile:

- *robuste Bauart*
- *Überspannung beschädigt die Geber nicht*
- *Druck wird als Druck gemessen*

Nachteile:

- *langsamer Messzyklus auch bei Automatisierung*

Um den Nachteilen der elektrischen Geber vorzubeugen, sollte, wenn immer möglich, eine Ausbaubarkeit der Druckgeber angestrebt werden. (Bild 23).

4.2.4.3 Einbau von Pegel und Drucksonden

Für die wirtschaftliche Optimierung wird bei Porenwasserdruckgebern und auch bei Mikropiezometern angestrebt, mehrere Geber etagenweise in einer einzelnen Bohrung einzubauen. Der Aufbau der Pegel ist in der **Bild 24** dargestellt. Die Filterstrecken, bestehend aus Quarzsand, sind untereinander mit Ton-Zement-Suspensionen abgedichtet. Die Filterstrecken sollten nicht länger als ca. 5% der zu erwartenden Druckhöhe in mWS betragen. Erfahrungsgemäss können jedoch aus technischen Gründen Filterstrecken <50 cm nicht eingebaut werden. Die Tiefenlagen der einzelnen Zonen werden gelotet. Häufig werden an Stelle von Ton-Zement-Suspensionen Betonitkugeln eingesetzt, diese sind jedoch besonders bei artesisch gespanntem Wasser nicht empfehlenswert. Der Zeitaufwand für den Einbau eines 4fach-Pegels beträgt, wenn die Verrohrung nicht zu viel Teleskopierungen aufweist, ca. 1 Tag.

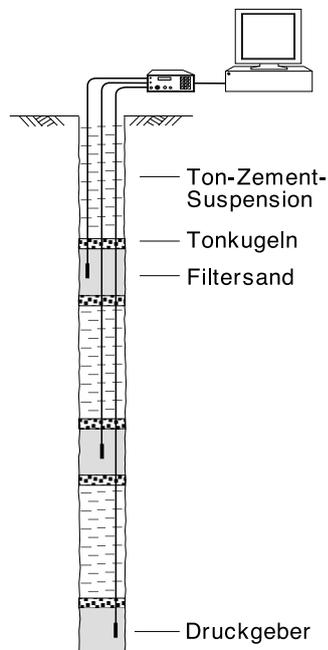


Bild 24 Etagenweiser Einbau

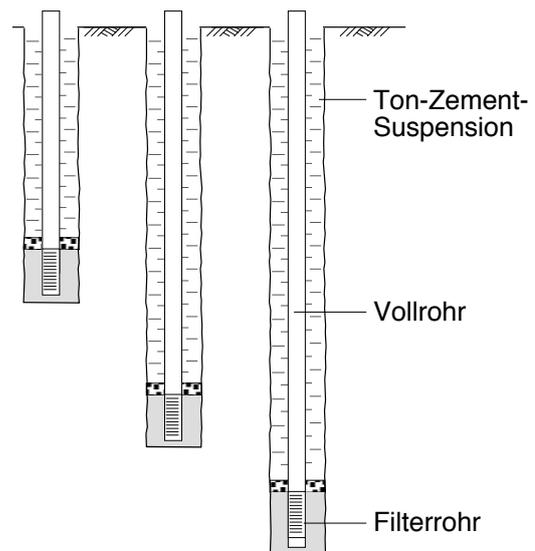


Bild 25 Clusterbohrungen

Eine weitere, weniger häufige, jedoch sichere Art den Wasserdruck etagenweise zu ermitteln, wird mit sogenannten Cluster-Bohrungen erzielt (**Bild 25**). Es sind Einzelpegel, die in einer Gruppe die gewünschten Tiefen erreichen.

Der Einbau von Messrohren für Inklinometer, Gleitmikrometer etc. und Porenwasserdruckgeber in derselben Bohrung ist möglichst zu vermeiden, da die Messrohre nicht dicht sind und Filterstrecken schwierig einzubauen sind, dadurch ist die etagenweise Erfassung der Porenwasserdrücke nicht gewährleistet.

4.2.5 **Dehnungs-, Kraft- und Spannungsmessung**

4.2.5.1 **Dehnungsaufnehmer**

Für die Messung der Beanspruchung von Beton- und Stahltragteilen werden Dehnungsmessungen eingesetzt. Mit dem bekannten Stoffgesetz für den E-Modul lässt sich daraus die Spannungsänderung ermitteln. Für die Messwertaufnehmer kommen im Wesentlichen zwei Systeme zur Anwendung [9]:

- **Dehnmessstreifen (DMS):** Beim Messen mit Dehnmessstreifen wird der physikalische Effekt genutzt, dass sich bei den Längenänderungen eines Leiters sein elektrischer Widerstand ändert. Die mechanische Grösse Dehnung ist proportional der elektrischen Spannung und wird gemessen.
- **Schwingsaitenverfahren:** Schwingsaiten-Messwertaufnehmer enthalten als Messelement eine vorgespannte und auf eine bestimmte Frequenz abgestimmte Saite. Durch äussere Kraft- oder Druckeinwirkung wird z.B. das Aufnehmergehäuse oder eine Membran elastisch verformt und dadurch die Frequenz der Saite verändert. Das Erregen der Saite und das Messen der Eigenfrequenz erfolgt über eine kombinierte Erreger- und Messspule, die auf einem Hufeisenmagneten angebracht ist.

Bei den handelsüblichen Dehnungsgebern sind die Dehnmessstreifen oder Schwingsaitenaufnehmer in fertigen, dichten Gehäusen appliziert. Für Dehnungsgeber in Beton werden sie an Armierungseisen oder beim Stahl direkt am Stahlträger angeschweisst.

DMS:

- **Basislänge:** 2 - 100 mm
- **Messbereich:** 1 bis 2 % der Messlänge
- **Messgenauigkeit:** 0.2 bis 1 % des Messbereichs

DMS-Streifen sind feuchtigkeitsempfindlich, der Abdichtung muss besondere Beachtung geschenkt werden. Schwingsaitenaufnehmer sind diesbezüglich weniger empfindlich.

Bei Dehnungsmessungen im Beton werden Dehnungen, die nicht spannungsabhängig sind, wie Schwinden, Kriech- und Temperaturdehnungen mitgemessen. Es ist schwierig, die einzelnen Einflüsse zu trennen.

Anwendung: Dehnungsmessung in Beton und an Stahltragteilen

4.2.5.2

Messung der Dehnung mit induktiven Wegaufnehmern

Für die Messrohre mit Teleskopkupplungen (TRIVEC und Gleitmikrometer) steht ein fest installierbares und wieder ausbaubares Dehnungsmessinstrument zur Verfügung, FIM (Bild 26) steht für Fest Installierter Mikrometer. Er wird mit Federkraft zwischen zwei Messmarken verspannt. Für Nachkalibrierung oder Installation in einem anderen Messrohr kann er ausgebaut werden.

- Basislänge: 1000 mm
- Messbereich: ± 5 mm
- Messgenauigkeit: ± 0.002 mm/m

Anwendung: Dehnungsmessung im Beton und Fels

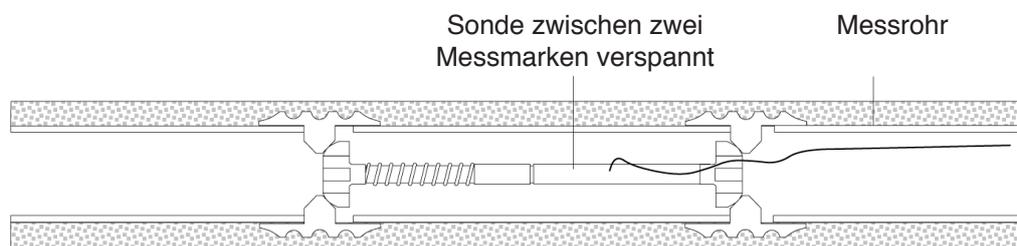


Bild 26 Fest Installierter Mikrometer FIM

4.2.5.3

Hydraulische Ankerkraftgeber, Typ Glötzl

Der Ankerkraftgeber besteht aus einem Kolbenkissen, welches aus zwei biegesteifen Ringscheiben gebildet ist, durch eingedrehte Ringnuten sind die Ringscheiben beweglich. Der Druckraum dieses Kolbenkissens ist mit einer Hydraulik-Flüssigkeit gefüllt und hat eine genau definierte Grundfläche, wodurch die Umsetzung Kraft in Spannung ermöglicht wird.

Für die Messung des Druckes bzw. der Ankerkraft stehen mehrere Systeme zur Verfügung:

- Hydraulisches Kompensationsventil für Fernmessung
- Elektrischer Druckaufnehmer für Fernmessung
- Direktablesung über kraftkalibrierte Manometer

Für die permanente Messung ist die Automatisierung bei dem Kompensationsventil und dem Druckaufnehmer möglich.

- Messbereich: 250kN bis 5000 kN
- Messgenauigkeit: ± 1 % des Messbereiches
- Temperatureinfluss: 1.2 % des Messbereiches für 20°C

Die hydraulischen Ankerkraftgeber mit der Fernmessung mit dem Ventil von Glötzl zeichnen sich durch eine sehr hohe Robustheit und Langzeittauglichkeit aus. Bei mehreren permanenten Überwachungen sind sie seit mehr als 25 Jahren ohne nennenswerte Ausfälle in Funktion.

4.2.5.4 Ankerkraftgeber mit DMS

Der Aufbau basiert auf einem thermisch behandelten Spezialstahlrohr, das mit Dehnungsmessstreifen bestückt ist. Die zu messende Kraft wird durch die Deformation des Stahlrohres über die Dehnungsmessstreifen in ein elektrisches Signal umgewandelt. Das elektrische Signal wird so abgeglichen, dass die Kraft am Ablesegerät direkt in kN abgelesen wird. Die Geber sind temperaturkompensiert.

- Messbereich: 1000 kN bis 6000 kN
- Genauigkeit: ± 1 % des Messbereiches
- Temperatureinfluss: ± 0.01 % /°C
- Einsatztemperatur: -30° bis 60° C

4.2.5.5 Spannungsmessung, Erddruckaufnehmer

Erddruckaufnehmer messen die Totalspannungen im Lockergestein oder in der Boden-Kontaktfläche eines Gründungskörpers, siehe etwa [20]. Sie bestehen aus zwei in geringem Abstand gehaltenen Metallplatten, zwischen denen eine Flüssigkeit eingefüllt ist (Bild 27). Der einwirkende Belastungsdruck wird über die Flüssigkeit auf die Membrane des Kompensationsventils übertragen. Die Messung erfolgt über die Druckleitung, in welcher der Druck entweder pneumatisch oder hydraulisch bis zum Öffnen des Ventils erhöht wird, nach dem Öffnen fließt das Gas oder Öl in der Rückleitung zurück. Anstelle des Ventils werden auch Druckaufnehmer eingesetzt.

Abmessungen: \varnothing 120 mm, \varnothing 170 mm kreisrund
70/140, 100/200, 150/250, 200/300, 400/400 rechteckig

Messbereich: 20 bar, Regelgenauigkeit ± 0.01 % /°C
50 bar, Regelgenauigkeit ± 0.01 % /°C
200 bar, Regelgenauigkeit ± 0.05 % /°C

Der Einbau erfolgt wenn möglich nicht direkt in Kontakt zum Beton, um Temperatur- und Schwindeinwirkungen beim Abbinden zu verhindern.



Bild 27 Erddruckgeber Glötzl, Kompensationsventil

4.3 **Profil und Abweichungsmessungen bei Schlitzwänden und Bohrungen**

4.3.1 **Profil und Abweichungsmessung bei Grossbohrungen**

In Bentonit gestützten Grossbohrungen wird mit dem KODEN-Instrument (eine japanische Entwicklung) (Bild 28) der Durchmesser, die Ebenheit der Wandung einer Pfahlbohrung und auch die Breite und Länge der ausgehobenen Lamellen bei Schlitzwänden ermittelt. Die Messung auf Ultraschall Echolot-Basis gibt zusätzlich Aufschluss über die Vertikalität der Grossbohrung.

- Maximale Tiefe: 100 m
- Genauigkeit: Bereich von 2 bis 5 cm

Für die Messung darf das Raumgewicht der Spülung maximal 12 kN/m^3 betragen.



Bild 28 KODEN Messinstrument

4.3.2 **Bohrlochlagevermessung**

Im Lockergestein werden Ankerbohrungen, Vereisungsbohrungen und Bohrungen für Rohrschirme verrohrt erstellt. Insbesondere Anker- und Vereisungsbohrungen müssen in vielen Fällen bezüglich Lage, Azimut und Neigung eingemessen werden. Instrumente mit Kompass können in den Stahlrohren und Gyrosonden in flachen Bohrungen nicht eingesetzt werden.

In verrohrten und unverrohrten Felsbohrungen wird für die Lagevermessung eine Sonde eingesetzt, deren Messprinzip darauf beruht, dass eine elektronische Kammer Reflektorringe in einer Distanz von 3 und 6 m erkennt. Diese Ringe sind in der flexiblen Sonde der Kamera vorauseilend angeordnet (Bild 29). Sie wird in der Bohrungen zentriert und folgt so dem Verlauf der Bohrung.

Die Sonde, eine schwedische Entwicklung, ist unter dem Namen Maxibor auf dem Markt. Der eingebaute Mikroprozessor speichert die Abweichung in zwei senkrecht zueinander stehenden Ebenen und wird nach dem Ausbau auf einem Laptop ausgelesen, und das Messresultat wird direkt nach der Messung ermittelt.

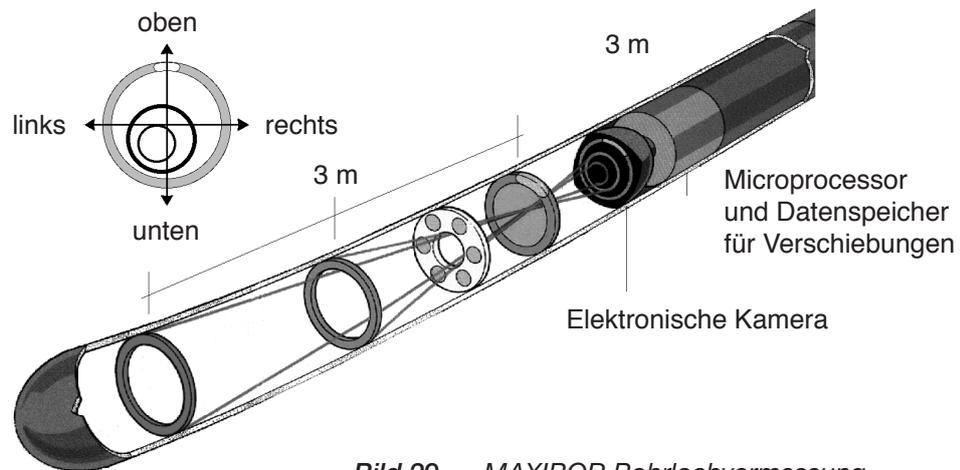


Bild 29 MAXIBOR Bohrlochvermessung

Messung: Die Messung erfolgt in Schritten von drei Metern bis zum Ende der Bohrung. Die Sonde wird mit einem Gestänge in Position gebracht. Die ersten drei Meter müssen bezüglich Azimut und Neigung genau eingemessen werden.

- **Messart:** Die Messung ergibt die Abweichung gegenüber der Anfangsrichtung der Bohrung
- **Messlänge:** 15 bis 2000 m
- **Genauigkeit:** 1/1000 der Bohrlochlänge z.B. 50 m: 5 cm

5. Durchführung der Messung, Berichterstattung

Da die geotechnischen Messungen wesentliches zur Sicherheit, Qualitäts- und Baukontrolle beitragen, muss der raschen Auswertung der Messungen und Berichterstattung höchste Priorität zukommen. Die Anwendung manueller Messungen allein ist deshalb nur bei kleineren Objekten oder bei Baumassnahmen mit kleineren kalkulierbaren Risiken empfehlenswert. Bei grossen komplexen Bauwerken mit der Interaktion zwischen den Bauteilen, dem Baugrund und den angrenzenden Gebäuden werden manuelle Messungen durch die gezielte Anordnung von automatischen Messanlagen ergänzt (Bild 30). Dabei fallen grosse Datenmengen an, die schnell und ohne grossen Aufwand aufbereitet, ausgewertet und visualisiert werden müssen. Automatische Messsysteme müssen deshalb mit einer übersichtlichen Visualisierungssoftware ergänzt werden.

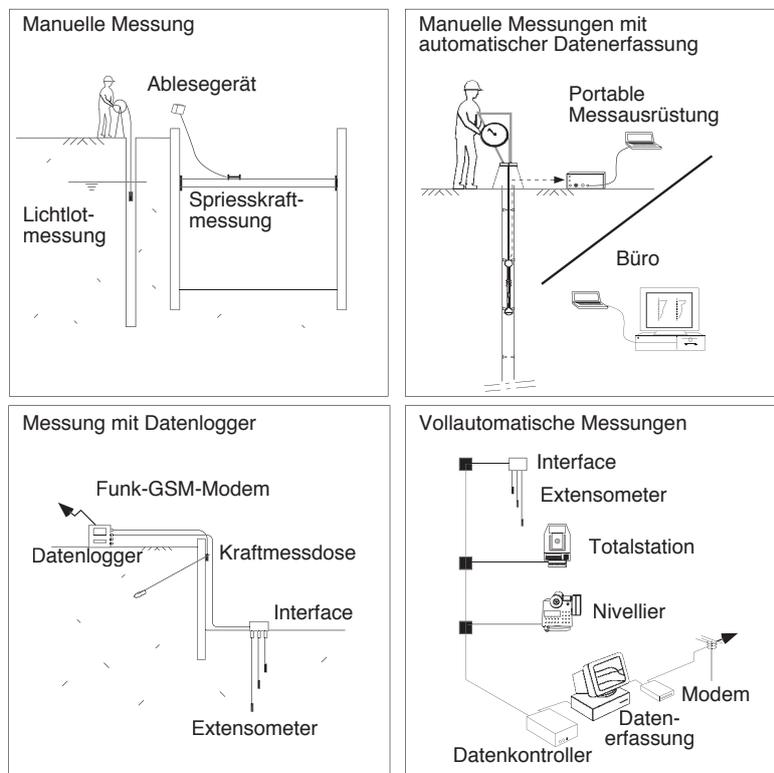


Bild 30 Von der manuellen zur automatischen Messung

- **Manuelle Messungen**

Sowohl die Messung als auch die Aufzeichnung der Messresultate auf Messprotokollen erfolgen manuell. Diese Messungen werden überall dort durchgeführt, wo Messstellen nicht häufig gemessen werden müssen oder aus technischen bzw. finanziellen Gründen eine automatische Messung nicht in Frage kommt (z.B. geodätische Verschiebungsmessungen, Grundwasserstandsmessungen mit Kabellichtlot, Spannungsmessungen etc.). Die erhobenen Messdaten werden zur weiteren Auswertung und Präsentation in den PC eingegeben.

- **Manuelle Messungen mit selbstregistrierenden Ablesegeräten**

Diese Messungen, z.B. mit den Linienmessgeräten Inklinometer, Gleitmikrometer, Gleitdeformeter, TRIVEC sowie Inkrex erfolgen periodisch durch Messtechniker. Die Messwerte werden meist automatisch aufgezeichnet und in der Datenerfassungseinheit zwischengespeichert, und die digitalen Informationen mit Hilfe spezieller Softwareprogramme aufbereitet und ausgewertet.

- **Automatische Messung mit autonomen Datenloggern**

Die erhobenen Messdaten werden in den Datenloggern zwischengespeichert und periodisch mit einem portablen PC ausgelesen. Zeitkritische Messwerte können mittels Funk- bzw. GSM-Modems zu einer nahegelegenen Messzentrale übertragen werden. Gleichzeitig kann bei Grenzwertüberschreitung ein Alarm ausgelöst werden.

- **Vollautomatische, permanente Messungen mit Datenerfassungssystemen**

Die Aufbereitung der Daten und Kontrolle der definierten Alarmgrenzwerte erfolgt durch speziell entwickelte Software-Systeme. Die gewonnenen Messwerte können direkt von der Baustelle in die Büros der verantwortlichen Ingenieure und/oder Gutachter fernübertragen werden. Gleichzeitig ist eine online Kontrolle der sicherheitsrelevanten Grenzwerte möglich.

5.1 **Manuelle Messungen**

Schwerpunkte der Abwicklung der Messungen sind die Kalibration der Ablesegeräte und Sonden vor dem Messeinsatz, die Sicherung der Qualität der Messungen und die möglichst rasche Dokumentation der Messergebnisse.

Portable Sonden sollen in einem temperaturkonstanten Raum vor jedem Einsatz kalibriert werden. Es muss darauf geachtet werden, dass die Temperatur der Sonden der Raumtemperatur angeglichen ist.

Für die Messung im Feld in den Bohrungen ist ebenfalls darauf zu achten, dass die Sonde der Temperatur im Messrohr angeglichen wird. Die Messungen sollten nach Möglichkeit zur Kontrolle je Messstelle zweimal durchgeführt werden.

Am Messort werden die Rohdaten der Messungen manuell im vorbereiteten Feldprotokoll mit der Angabe des Namens des Messortes, der Messstellenummer, Witterung und des Namens des Messtechnikers eingetragen. Die Messdaten müssen im Feld bezüglich Plausibilität geprüft werden. Bei automatischer Registrierung der Messdaten muss eine periodische Datensicherung z.B. als Ausdruck oder auf einem Laptop erfolgen. Für die Messinstrumente ist es empfehlenswert, ein Gerätebuch zu führen, in dem jeder Feldeinsatz und eventuelle spezielle Beobachtungen bezüglich Unregelmässigkeiten eingetragen werden.

5.2 **Automatische Messanlagen**

Automatische Messanlage sind über den PC und Controller gesteuert. Systeme sollten möglichst modular aufgebaut sein, d.h. alle Sensoren sind über ein einziges Kabel, über die sogenannte Busleitung mit der Messzentrale verbunden. Jeder Sensor hat seine Adresse. Im Kapitel 4 ist die Vielfalt der eingesetzten Sensoren beschrieben. Anlagen, die möglichst verschiedenartige Sensoren (DMS, Schwingende Saite, Potentiometer, Theodoliten etc.) ansteuern können, sind vorzuziehen.

Die Mindestanforderungen an automatische Anlagen sind:

- *Permanente messtechnische Erfassung online mit frei wählbarer Registrierungsrate*
- *Online Berechnung von Mittelwerten, Maxima, Minima*
- *Online Messwertkompensation und online Berechnung, um von den Messwerten auf relevante Messresultate zu schliessen*
- *Einrichtung und Einstellung zur Grenzwertüberwachung der Messwerte und der ausgewerteten Messungen (Resultate) auf obere und untere Grenzwerte*
- *Stufenweise Alarmeinrichtung bei Überschreiten der Grenzwerte*
- *Triggerfunktion, d.h. Erhöhung der Messrate bei Grenzwertüberschreitung*

- Alarmierung mit Blinkleuchte, Fax-Benachrichtigung auf verschiedene Stellen und Mobiltelefone
- Systemüberwachung mit selbsttätigem Neustart nach Unterbrüchen (z.B. Stromunterbruch)
- Datenübertragung per Modem auf mehrere externe Kontrollstellen

5.3 **Datenvisualisierungs-Software**

Um die verantwortlichen Ingenieure bei der Auswertung und Präsentation von geotechnischen und/oder hydrogeologischen Messwerten zu unterstützen, sind Datenvisualisierungs-Software-Pakete entwickelt worden. Stellvertretend für diese Art von Software wird nachfolgend eine Entwicklung der Solexperts AG erläutert (DAVIS):

DAVIS ist eine projektspezifische Windows-Datenbank [10], die speziell die Anforderungen von Ingenieuren und Hydrogeologen berücksichtigt. Die offene Datenstruktur ermöglicht die einfache und schnelle Integration von automatisch erfassten Messwerten, Messresultaten von autonomen Datenloggern und Daten von Handmessungen. Gleichzeitig lassen sich alte Datensätze und Messreihen in die Datenbank einlesen.

Daneben können wichtige Zusatzinformationen verwaltet werden, so z.B. Messwerte von manuellen geodätischen Verschiebungsmessungen, Fotodokumentation über die Lage bzw. das Setup der Messgeber oder Informationen über den Bauzustand. Bei gewissen Projekten (z.B. bei der Überwachung von Dämmen oder beim Hochwasserschutz) kann DAVIS sicherheitsrelevante Informationen wie beispielsweise den Wetterbericht mit der lokalen Niederschlagsprognose direkt vom Internet abrufen, grafisch aufbereiten und darstellen.

Mit der DAVIS-Software lassen sich die Messergebnisse von einem breiten Expertenkreis nutzen und interpretieren, ohne dass detaillierte Projektkenntnisse notwendig sind.

Die Ergebnisse können schnell und einfach dargestellt, verglichen und interpretiert werden, was eine aktive Steuerung der Aktivitäten auf der Baustelle mit Hilfe der Informationen aus geotechnischen und/oder hydrogeologischen Messungen ermöglicht.

Dazu muss für jedes Projekt eine spezifische Projektoberfläche mit Haupt- und Unterfenstern generiert werden. DAVIS zeigt eine grafische Darstellung bzw. ein Foto des zu überwachenden Objektes mit der Lage der installierten Sensoren. Der Benutzer kann sich mit wenigen Mausklicks einen Überblick über die Funktionsfähigkeit der Messanlage, die Entwicklung der Messresultate und den Alarmstatus einzelner Sensoren verschaffen (**Bild 31**).

Das Programm bietet vielfältige Möglichkeiten, Ergebnisse einzelner Sensoren oder Sensorgruppen in verschiedensten Tabellen- und Grafikformaten darzustellen. Neben Liniengrafiken können die Resultate entlang einer Profilachse, als Zeitreihe oder als Vektorgrafik dargestellt werden. Zusätzlich lassen sich statistische Berechnungen und Regressionsanalysen durchführen sowie Einzelsensoren mathematisch verknüpfen (z.B. zur Temperaturkompensation der Messresultate).

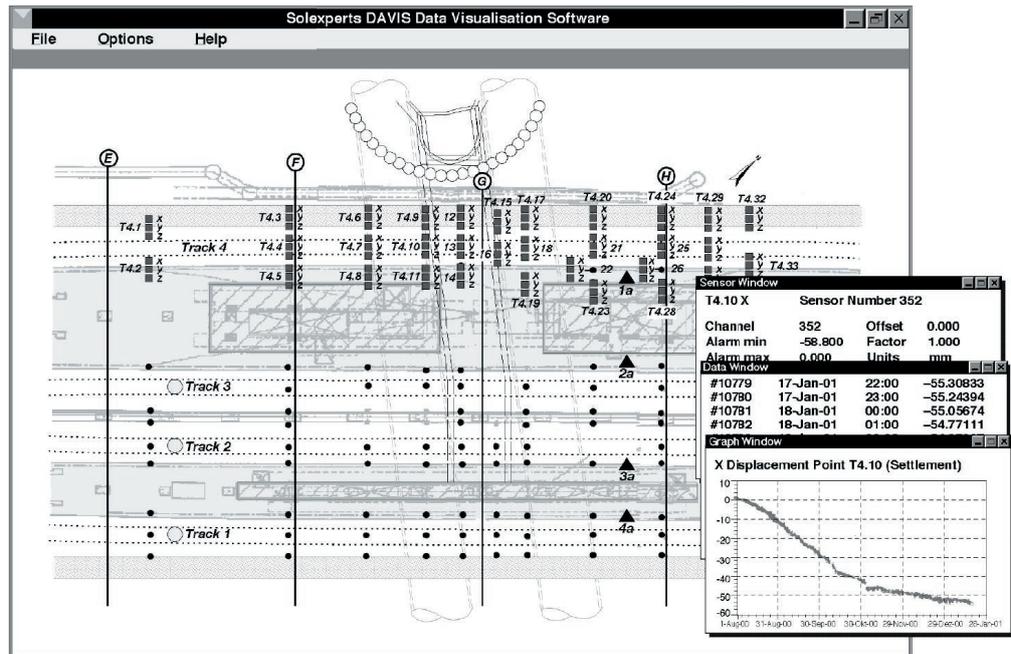


Fig. 31 Oberfläche einer Datenvisualisierung, U-Bahn Kopenhagen

6. Fallbeispiele

6.1 Tiefe Baugruben, angrenzende Gebäude

Bei der Erstellung tiefer Baugruben im Grundwasser und im städtischen Bereich werden verankerte oder ausgesteifte Baugrubenwände erstellt. Die Ausführungsarten der Wände sind vielfältig, armierte Schlitzwände, Stahlspundwände, gerammt oder in Bentonit-Zementsuspensionen eingehängt, Pfahlwände etc.

Das geotechnische Überwachungsprogramm muss für jedes Projekt frühzeitig, vor der Ausführung der Baumassnahme geplant werden. Dies erfordert fundierte Kenntnisse in der Bodenmechanik und im Grundbau. Der Ingenieur muss mögliche Gefahrenszenarien auflisten, die Risiken abschätzen und entsprechend Sensoren oder Handmessungen in den kritischen Bereichen anordnen und darauf basierend auch den Plan für die Häufigkeit der erforderlichen Messungen erstellen. Im Wesentlichen sind bei tiefen Baugruben folgende möglichen Gefährdungen zu beurteilen:

- *Hydraulischer Grundbruch*
- *Setzungen hinter den Baugrubenumschliessungen*
- *Verschiebungen der Baugrubenumschliessung*
- *Tragverhalten der Erdanker*
- *Undichte Fugen in der Baugrubenumschliessung*
- *Reduktion des passiven Erddruckes bei der Erstellung von Ankern oder Zugpfählen in der Baugrubensohle für die Auftriebssicherung*
- *Setzungen hinter der Baugrubenumschliessung durch Ankerbohrungen etc.*
- *Differentielle Setzungen oder Verschiebungen angrenzender Bauobjekte*

6.1.1 GSW Berlin, Baugrube, Pfahlfundation

GSW steht für «Gemeinnützige Siedlungs- und Wohnbaugesellschaft», das Gebäude befindet sich an der Kochstrasse 22-23 in Berlin-Kreuzberg. Neben dem bestehenden, flachfundierten, 16-geschossigen Bürohaus, nachfolgend als Altbau bezeichnet, sind folgende Baumassnahmen ausgeführt worden [11] (Bild 32):

- *Aushub eines einstöckigen Untergeschosses neben und um den bestehenden Altbau herum. Baugrube ist gegenüber dem bestehenden Gelände 3.5 m tief.*
- *Konstruktion einer 15 m tiefen ausgesteiften Baugrube (ab Voraushub) für eine Tiefgarage mit den Abmessungen 18.4 m x 57.0 m, 19 m vom Altbau entfernt, die Baugrubenumschliessung ist eine Spundwand/Dichtwand-Kombination, Dichtwand 42 m und Spundwand 21 m tief.*
- *Herstellung von 140 Bohrpfählen mit Durchmessern von 0.90 und 1.20 m für den Bau eines 22-geschossigen Hochhauses westlich des Altbaus.*
- *Bau eines 3-geschossigen Flachbaues nördlich, östlich und südlich des Altbaus.*

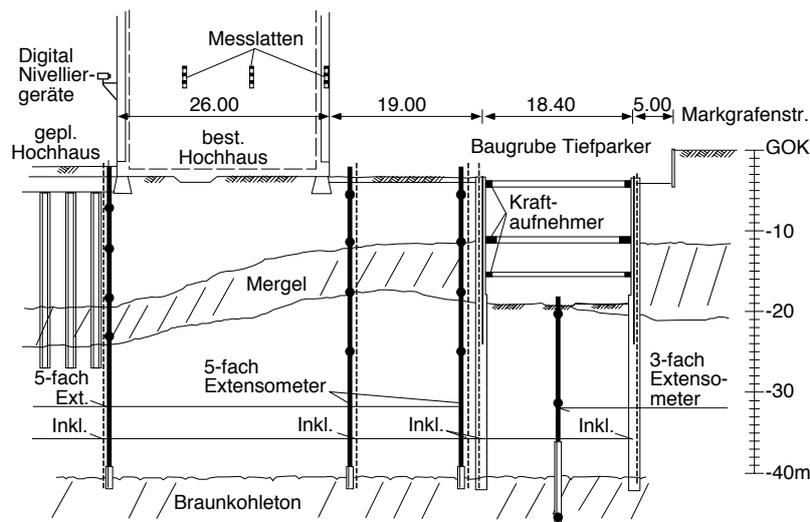


Bild 32 GSW Berlin, Geologischer Querschnitt, Instrumentierung, Baumassnahmen

In der Ausschreibung wurde in einem Kapitel «Setzungsbeschränkungen des Altbaus» auf die Problemstellung hingewiesen und Grenzwerte festgelegt. Der Unternehmer hatte ein Konzept mit Massnahmen zur Reduzierung dieser Setzungen vorzulegen und die Planung, Kontrolle und Überwachung sämtlicher Massnahmen einzurechnen.

Die Grenzwerte hat der Auftraggeber folgendermassen definiert:

«Der Auftragnehmer hat zu gewährleisten, dass die Bewegung des Altbaus die vom Auftraggeber genehmigten Grenzwerte nicht überschreitet. Die maximale Setzung am Ende der Bautätigkeit darf 40 mm nicht überschreiten. Davon unbeschadet dürfen die Verzerrung der Bodenplatte (Winkelverdrehung) und die Schiefstellung 1/750 während der Bauzeit nicht überschreiten. Die endgültige Schiefstellung und Winkelverdrehung nach Abschluss der Arbeiten darf 1/1500 nicht überschreiten. Der Auftragnehmer hat den Auftraggeber unverzüglich zu informieren, wenn die Winkelverdrehung 1/2500 überschreiten.

Der Auftragnehmer installiert im Altbau Messinstrumente von ausreichender Genauigkeit und räumlicher Reichweite, um Winkelabweichungen von 1/5000 der Haupttragwerkselemente in zwei orthogonalen Richtungen zu registrieren.»

Im weiteren waren in Bezug auf die Überwachung folgende Anforderungen durch den Unternehmer zu erfüllen:

- Überwachung bis 6 Monate nach Fertigstellung der gesamten Baumassnahmen (ca. 3 Jahre).
- Das Messsystem muss 1 Monat vor Baubeginn installiert sein.
- Erste Ergebnisse über Verformungen des Altbaus müssen innerhalb von 24 Stunden nach Ablesung übergeben werden.

- Während der Injektionsmassnahme müssen die Ablesungen am Haupttragwerk mindestens einmal pro Stunde erfolgen.
- Genauigkeit: Bodenverformungen ± 0.5 mm, Bauwerkssetzungen und Nivellierpunkte ± 0.5 mm.

Bei der Evaluation des Messsystems zeigte sich, dass bei der Häufigkeit und der Dauer der Messung eine Automatisierung der Ablesungen wirtschaftlich ist.

Die eingesetzte automatische Anlage umfasste [2] (Bild 33)

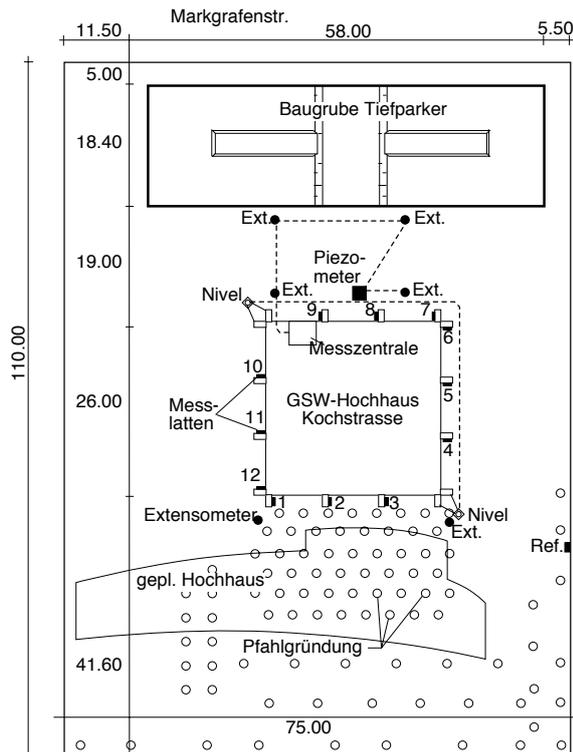


Bild 33 GSW Berlin, Grundriss, Instrumentierung, Baumaßnahmen

- Automatische Messzentrale mit externen über Bus-Kabel verbundene adressierbare Interface
- 2 motorisierte Leica Na 3003
- 7 Mehrfachextensometer
- 3 Grundwasserpegel
- 1 Druckgeber im Pumppegel
- Inklinometermessungen in der Baugrubenwand

Die zentrale Messanlage ist über Modem mit dem Unternehmer und mit der Lieferfirma verbunden.

Die beiden Digitalnivelliergeräte sind an den gegenüberliegenden Eckpunkten des Altbaus auf einer Höhe von 6.0 m (Schutz vor Diebstahl) installiert. Der Referenzpunkt ist an einem gegenüberliegenden Gebäude ca. 27 m entfernt installiert. Die gemessenen und gespeicherten Setzungen bis Juni 1997 sind im Bild 34 enthalten.

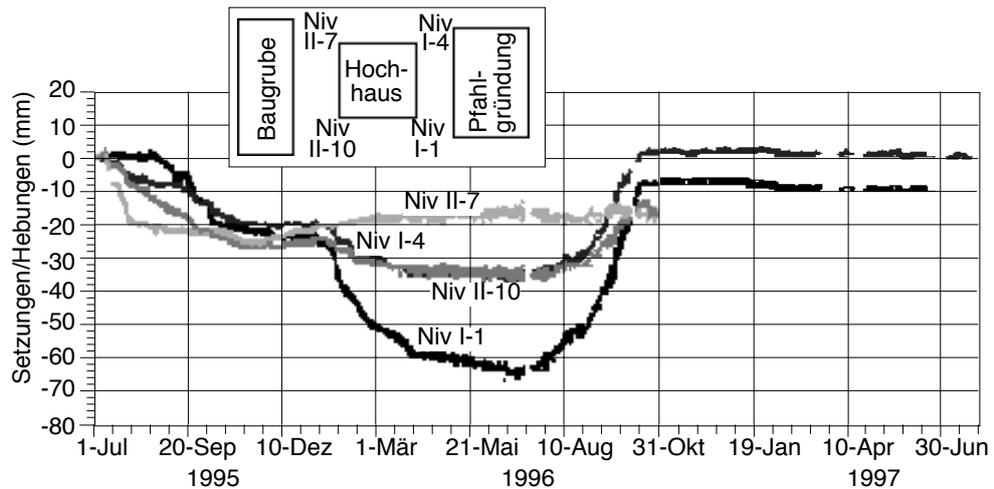


Bild 34 Zeitlicher Verlauf, Setzungen der Eckpunkte des Altbaus

Zur Setzungsbeschränkung wurde an den Rändern des Altbaues HDI-Injektionen, und unter dem Gebäude Injektionen mit dem Manschettenrohrverfahren durchgeführt. Die Nivellierpunkte II-7 und II-10 in den Eckpunkten des Altbaues zeigen infolge dieser Massnahme allein Setzungen in der Grössenordnung von 22 mm. Eine ähnliche Grössenordnung ca. 20 mm wurde infolge dieser Massnahme bei den Punkten I-1 und I-4 dem Bauablauf entsprechend zeitlich verzögert ermittelt. Das Bohren im vorhandenen Sand verursachte Setzungen, minimale Hebungen durch die Injektion konnten die Setzungen nicht kompensieren.

Die Erstellung der Baugrube hatte am Altbau Setzungen von ca. 6 mm zur Folge. Grosse Verschiebungen des Spundwandfusses durch einen grundbruchähnlichen Vorgang beim Erreichen der Aushubtiefe von ca. 16.5 m für die dritte Spriesslage verursachten ca. 3 mm zusätzliche Setzungen.

Bis zum 16.10.95 wurde eine konstante Pumprate von ca. 20 m³/Std gefördert. Die Setzungen, gemessen mit dem Extensometer S4 (**Bild 35**), betragen bis zu diesem Datum ca. 12 mm. Ab 16.10.95 nimmt die geförderte Wassermenge zu und erreicht im Maximum 185 m³/Std. Die Setzungen im Extensometer S4 (**Bild 36**) zeigen nach der Zunahme der Pumprate im Bereich des Wandfusses zwischen der Tiefe 22.5 m und 14.5 total ca. 36 mm. Durch die Gewölbewirkung der Mergelschicht und des Bodens sind aufsummiert an der Oberfläche fast keine Setzungen zu beobachten.

Der zeitliche Verlauf der Verschiebungen von 1. Oktober 1995 bis 1. Januar 1996, gemessen beim Extensometer S4 und dem Pegel P2, ist im **Bild 37** enthalten. Der Verlauf der Setzungen und die Absenkung von 1.3 m im Pegel erfolgen zeitgleich.

Auswertung der Extensometermessung S4
01.9.95 – 23.10.95

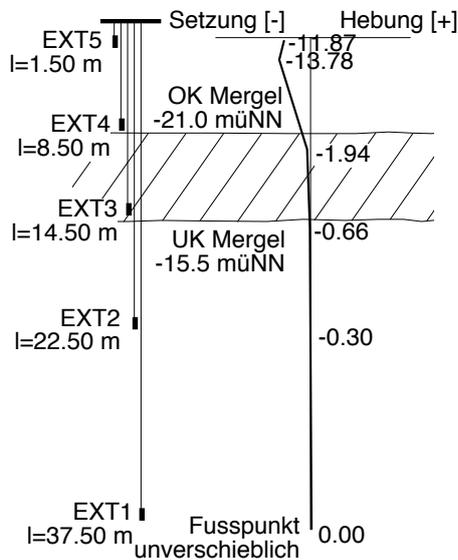


Bild 35 GSW Berlin. Extensometer
Verschiebungen vor Wasser-
einbruch

Auswertung der Extensometermessung S4
23.10.95 – 10.11.95

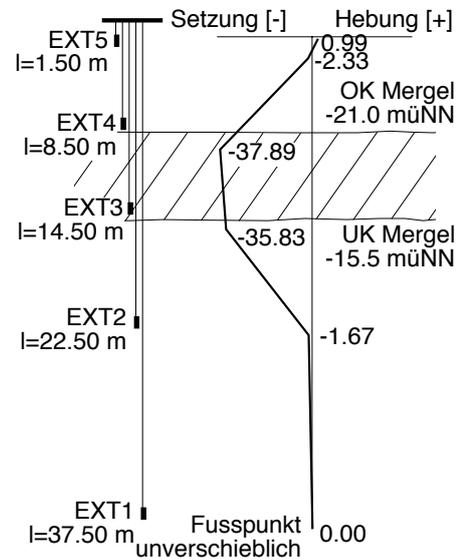


Bild 36 GSW Berlin. Extensometer:
Verschiebungen nach
Wassereinbruch

Dass die Leckage beim Wandfuss entstanden ist, konnte mit dem Fluid-Logging-Verfahren nachgewiesen werden. Das Wasser im Beobachtungspegel wird mit Salzwasser ausgetauscht. Durch den Gradienten zwischen dem Aquifer ausserhalb der Baugrube und dem abgesenkten Grundwasserspiegel in der Baugrube entsteht ein Zufluss von Süßwasser zum Pegel und die Leitfähigkeit wird im Laufe der Zeit je nach Zu- oder Abfluss zeitlich verändert. Zur Messung der Veränderung werden in bestimmten Zeitintervallen Logs gefahren. Gemessen werden Leitfähigkeit, Druck und Temperaturen.

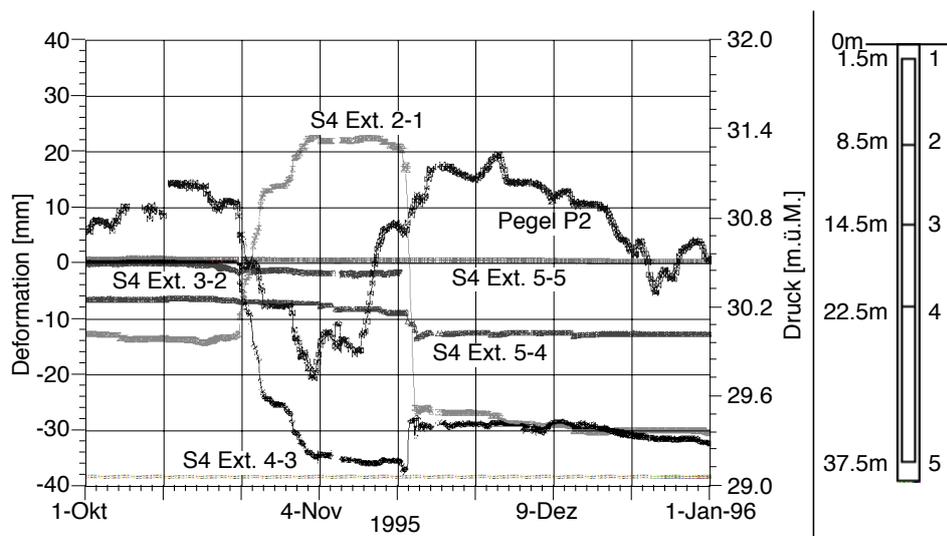


Bild 37 GSW Berlin. Zeitlicher Verlauf, Verschiebungen Extensometer S4
Pegel P2

In Bild 38 sind die Felddaten und die mit einer Modellierung ermittelten Werte aufgetragen. Die Simulationsrechnung zeigt eindeutig die Leckage im Bereich des Spundwandfusses.

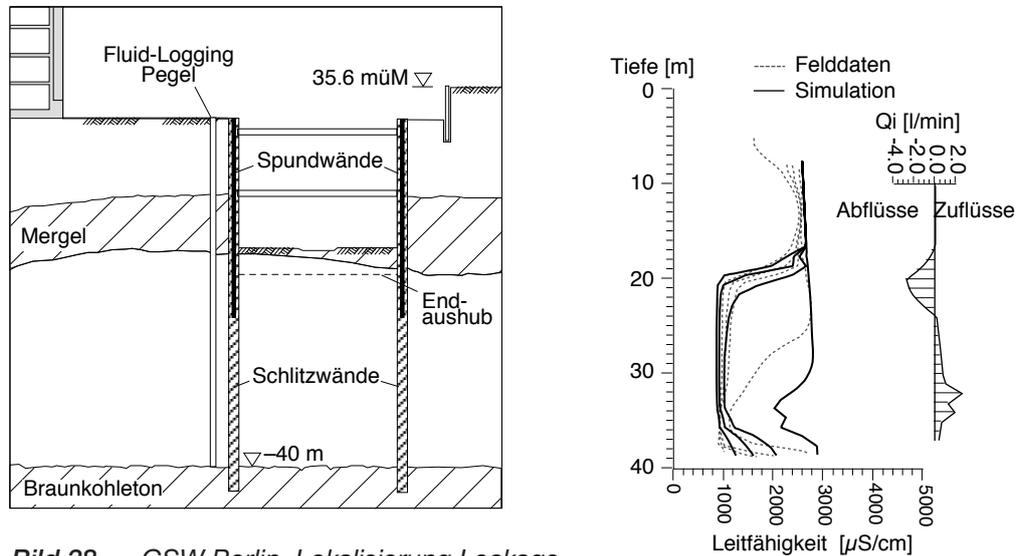


Bild 38 GSW Berlin. Lokalisierung Leckage mit Fluid Logging

Die Ursachen der Leckage sind die Wasserdruckverhältnisse unter dem verbleibenden Mergelband bei der 3. Aushubetappe (Bild 39).

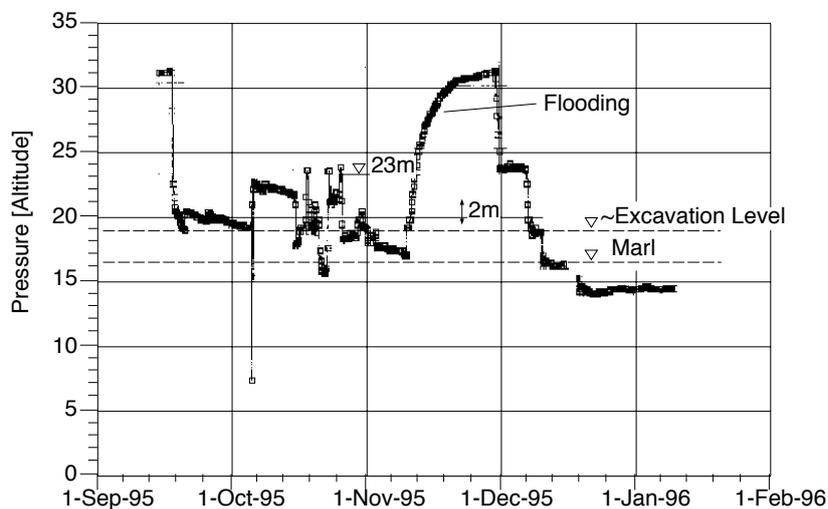


Bild 39 GSW Berlin. Zeitlicher Verlauf des Pegelstandes

Über einige Tage war der Druck höher als die Auflast, das Mergelpaket wurde angehoben (konnte auch mit dem Extensometer in der Baugrube nachgewiesen werden). Dies verursachte die Fussverschiebung der Spundwand und den Riss in der Dichtwand. Zur Sanierung wurde die Baugrube geflutet und die Leckage entlang der Baugrube mit HDI-Injektion abgedichtet. Nach der Massnahme konnte die Pumpwassermenge wieder auf 50 l/Std reduziert werden.

Zu Beginn der Pfahlarbeiten sind beim Altbau beim Niv I-1 und angrenzend weitere Setzungen von den vorhandenen ca. 25 mm auf 65 mm aufgetreten. Die Anpassung des Bohrverfahrens verkleinerte die Setzungen, sie konnten aber nicht gänzlich verhindert werden.

Nach diesen Gründungsarbeiten betrug

- die maximale Setzung des Altbaus 65 mm
- maximale Schiefstellung 1/860

Die vorgegebenen Grenzwerte wurden sowohl bezüglich der Grösse der Setzungen als auch bezüglich der Schiefstellung überschritten. Grössere Schäden sind am Altbau nicht aufgetreten. Durch aufwendige Kompensationsinjektionen unter dem Gebäude konnte der Altbau wieder mehr oder weniger in die alte Lage gebracht werden. Nach diesen Arbeiten betrug die maximale Setzung ca. 17 mm und die Schiefstellung 1/1300.

6.1.2 S-Bahnhof Potsdamer Platz , angrenzende Bauwerke

Der unterirdische S-Bahnhof grenzt direkt an die Baugrube Potsdamer Platz an. Die Erstellung der Baugrube mit Schlitzwänden, Aushub unter Wasser, Pfahlerstellung ab Pontons und betonieren unter Wasser sind anderweitig [12] ausführlich beschrieben. Mit einem umfassenden Messprogramm wurde das Bauverfahren mit manuellen Messungen im Baugrund in jeder Bauphase untersucht. Bild 40 zeigt die Messresultate der Gleitdeformeter in Vertikalbohrungen und Inklinometermessungen in Horizontalbohrungen in einem Messquerschnitt [13].

Die grössten Verschiebungen mit Setzungen bis zu 80 mm und differentiellen Setzungen zwischen 7 und 17 m hinter der Wand von 1/200 sind beim Erstellen der Rüttelpfähle in der Baugrube als Folge einer Reduktion des passiven Erddruckes und Verschiebung des Wandfusses um ca. 60 mm aufgetreten.

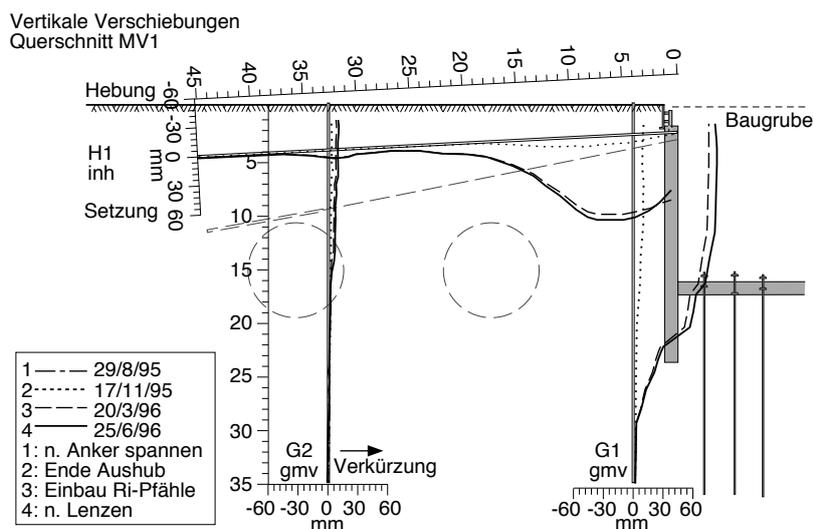


Bild 40 Baugrube Potsdamer Platz. Vertikale Verschiebungen

Zur Erstellung der Verankerung der Schlitzwand im Bereich des S-Bahnhofes mussten die Anker unter dem S-Bahnhof und unter dem Grundwasserspiegel ab einem Voraushub gebohrt werden (Bild 41). Im Hinblick auf die gemessenen aufgetretenen Setzungen in anderen Bereichen der Baugrube und im Hinblick auf die voraussichtlichen Setzungen infolge der Bohrungen der Anker wurde der S-Bahnhof mit motorisierten Digitalnivelliergeräten (Bild 42), Deflektometern und Fugennmesser automatisch überwacht [14].

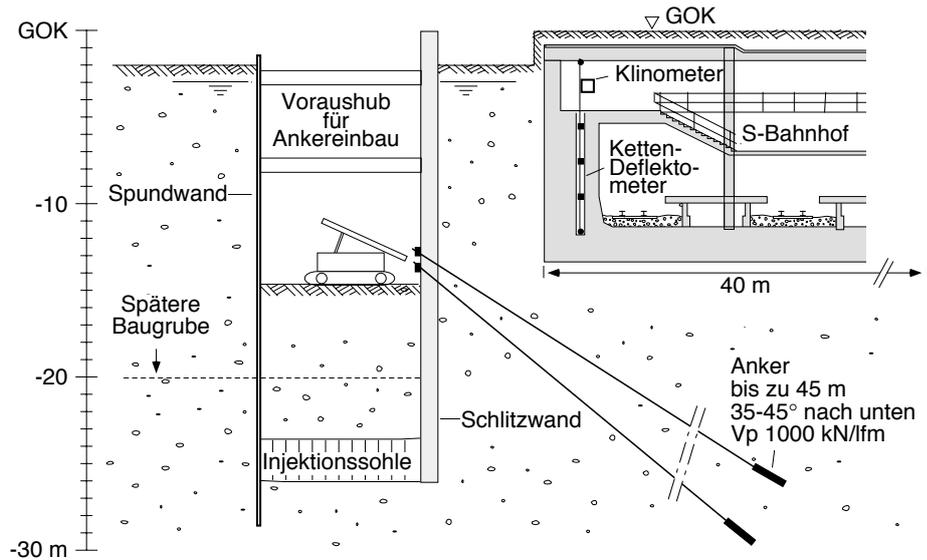


Bild 41 S-Bahnhof Potsdamer Platz. Voraushub für Erstellung Anker

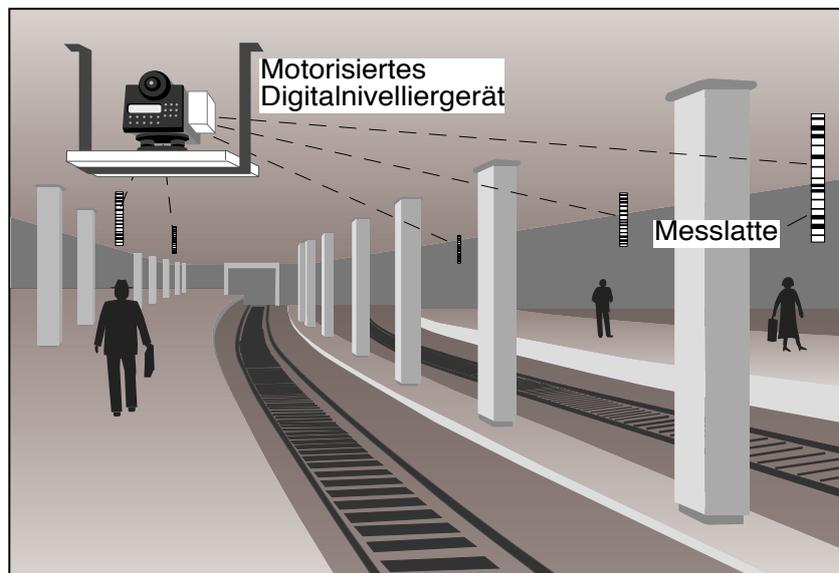


Bild 42 S-Bahnhof Potsdamer Platz. Installation motorisierte DINi 10

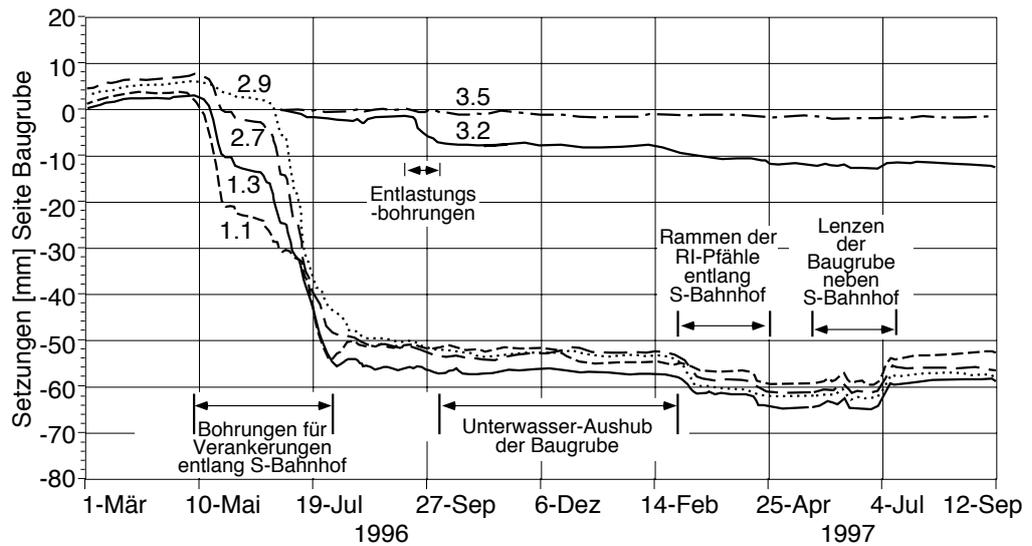


Bild 43 S-Bahnhof Potsdamer Platz. Zeitlicher Setzungsverlauf ausgewählter Punkte

Die aufgetretenen Setzungen sind im **Bild 43** dargestellt. Die grössten Setzungen sind beim Bohren der Anker aufgetreten, sie betragen im Maximum 60 mm und die maximale differentielle Setzung 1:650 (**Bild 44**), ohne dass nennenswerte Schäden am S-Bahnhof aufgetreten sind. Die Rüttelpfähle verursachten ca. 8 mm Setzung. Die Setzungen sind geringer, weil die Ankerlage im Bereich des S-Bahnhofes wesentlich tiefer liegt, bei ca. -13 m und nicht bei -2.5 m wie im übrigen Bereich, und deshalb nicht die gleich grossen Verschiebungen des Wandfusses aufgetreten sind.

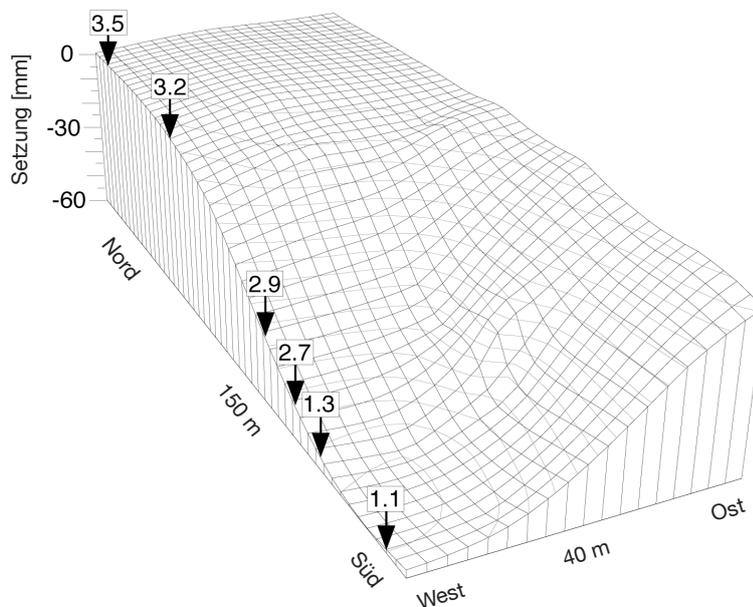


Bild 44 S-Bahnhof Potsdamer Platz. 3D Darstellung der Setzungen

Die Setzungsmessungen konnten on-line durch den Geotechniker und den Statiker verfolgt werden. Mit der Steuerung des chronologischen Ablaufes der Ankerbohrungen und mit der Anordnung von «Entlastungsbohrungen» konnten die Setzungen bzw. die differentiellen Setzungen in Grenzen gehalten werden.

6.1.3 Nationalbank, Bratislava, Sohlhebung

In den Jahren 1996 bis 2000 wurde die Nationalbank, ein Gebäude mit 35 Stockwerken erstellt. Für die Untergeschosse wurde eine trapezförmige Baugrube mit der Länge von 140 m und der Breite von 28 m bzw. 65 m erstellt [15]. Die Aushubtiefe betrug 13 m, die Baugrubenumschließung ist eine verankerte vorfabrizierte Schlitzwand. Der Baugrund besteht bis zur Tiefe von 14 m aus Sand und Kies und darunter stehen bis Tiefen >30 m Tone mit Sandschichten an. Der Grundwasserspiegel im Kies befindet sich bei 13.5 m, also knapp über dem Tonhorizont. Die Sandschichten sind hydraulisch durch die Tonschichten getrennt und enthalten unterschiedlich gespanntes Grundwasser mit piezometrischen Höhen über dem obersten Grundwasserspiegel.

Zur Messung der Sohlhebung infolge Aushub, und damit zur Beurteilung des späteren Setzungsverhaltens des Bauwerkes wurde in einer Bohrung ein Gleitdeformometer Messrohr bis zu einer Tiefe von 24 m unter der Aushubsohle eingebaut.

Die Nullmessung erfolgte ab einem Voraushub von 2.0 m. Der Aushub entspricht einer Entlastung von ca. 270 kPa. und die anschließende Belastung 300 kPa.

Im Bild 45 sind die Hebungen und die Setzungen aufsummiert aufgetragen. Für die Setzungen ist die Nullmessung vor Baubeginn im Juli 1997 eingesetzt worden, die Setzung beträgt 49 mm gegenüber den Hebungen von ca. 39 mm.

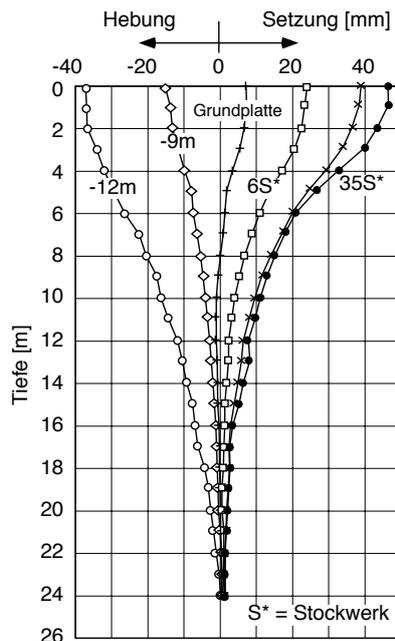


Bild 45 Bratislava Nationalbank
Hebungen und Senkungen

Der zeitliche Verlauf der Hebungen und Setzungen während dem Bau sind im **Bild 46** dargestellt. Die Hebungen haben nach dem Aushubende einen Wert von ca. 20 mm im Februar 1997 erreicht. Der Bau wurde im Februar für ca. 6 Monate unterbrochen. Entsprechend dem Konsolidationsvorgang bei kleinen Durchlässigkeiten waren noch weitere Hebungen zu erwarten. Die Extrapolation der potentiellen weiteren Hebungen in diesen 6 Monaten liessen maximale Werte von bis zu 80 mm befürchten. Zur Begrenzung dieser Werte und auch zur Begrenzung der anschliessenden Setzungen wurden zwei Massnahmen getroffen:

- Grundwasserentspannung mit Brunnen bis zur Tiefe von 4 bis 5 m
- Aufbringen eines Ballastes mit einer Schüttung von 3 m

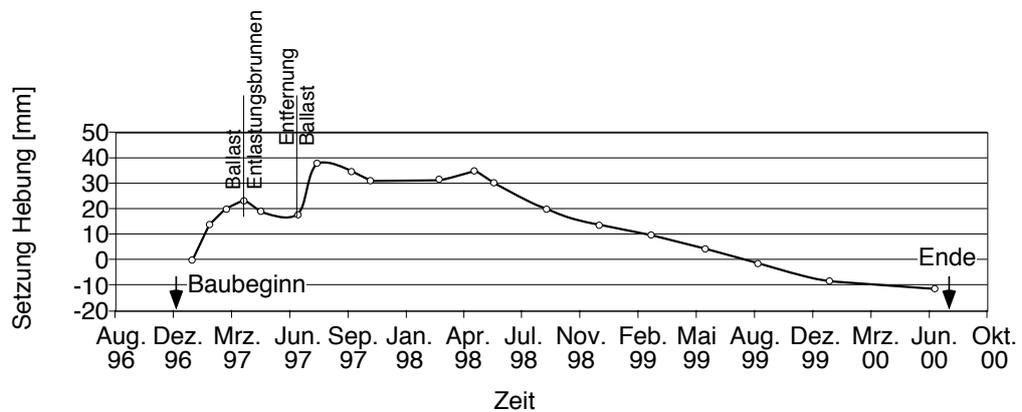


Bild 46 Bratislava Nationalbank. Zeitlicher Verlauf der Hebungen und Setzungen

Sie führten zum Ziele, wie die folgenden Messungen zeigten, vorerst Setzungen von ca. 8 mm bis zum Juli 1997. Die anschliessenden Hebungen bis zu ca. 35 mm sind auf die Entfernung des Ballastes zurückzuführen. Nach Erstellung des Bauwerkes betrug die Setzung in Bezug auf die Nullmessung vor Aushub 10 mm.

6.2 Probeschüttung, Beobachtungsmethode

Die neue Abwasseraufbereitungsanlage von Barcelona ist auf einem grossen Gelände eines Flussdeltas geplant [16]. Im Herbst 1996 wurde zur Untersuchung des Setzungsverhaltens ein Damm mit den Abmessungen 80x80 m und mit einer Höhe von 4 m erstellt. **Bild 47** zeigt den Bodenaufbau, unter einer 3 m dicken Schicht Silt folgen 20 m eines mitteldicht gelagerten Sandes und anschliessend bis 42 m zur Kiessschicht weicher Ton. Das Versuchsfeld wurde mit 3 Gleitdeformeter Messrohren bis zum Kieshorizont, 8 Piezometern und Oberflächennivellement instrumentiert.

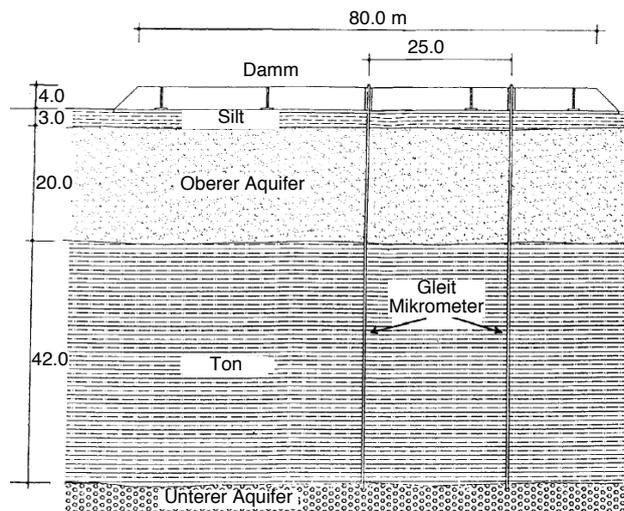


Bild 47 Barcelona. Probelastung durch Damm für Kläranlage [16]

Die differentiellen und aufsummierten Messwerte des Gleitdeformeters im Zentrum des Dammes zeigen das **Bild 48**. Unvorhergesehen wurde in der Tiefe von 12 bis 20 m eine stark kompressible Zone beobachtet und zwar in einem Bereich, der ursprünglich als Sand bezeichnet wurde.

Unterhalb dieses Bereichs ist eine progressive Abnahme der Dehnungen gemessen worden. Eine mögliche Erklärung für die kleinen Werte ist eine Überkonsolidation hervorgerufen durch die Wasserentnahme aus dem unteren Aquifer.

Die Darstellung der gemessenen differentiellen Setzungen mm/m in der kompressiblen Schicht zwischen 10 und 22 m im Ton (**Bild 49**) in Funktion der Zeit im halb-logarithmischen Massstab zeigen den typischen Verlauf der primären und sekundären Konsolidation. Daraus konnten die Kompressionsbeiwerte C_{α} in situ berechnet werden.

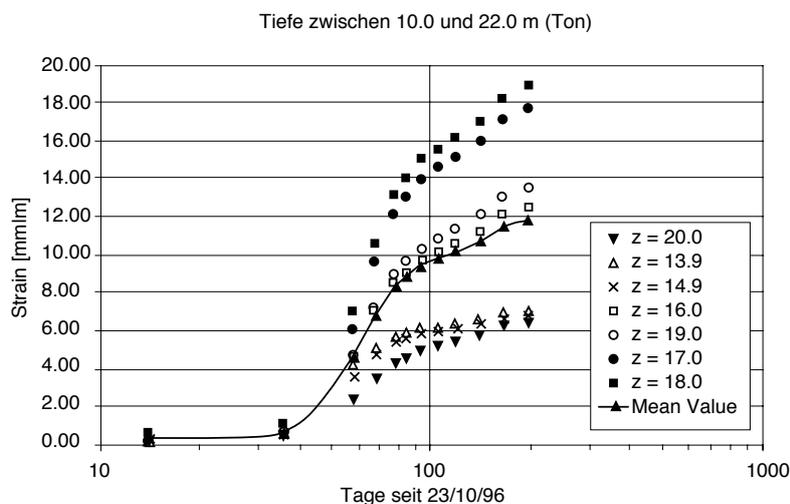


Bild 49 Differentielle Setzungen pro Meter in verschiedenen Tiefen zwischen 10 und 22 m in Funktion log Zeit [16]

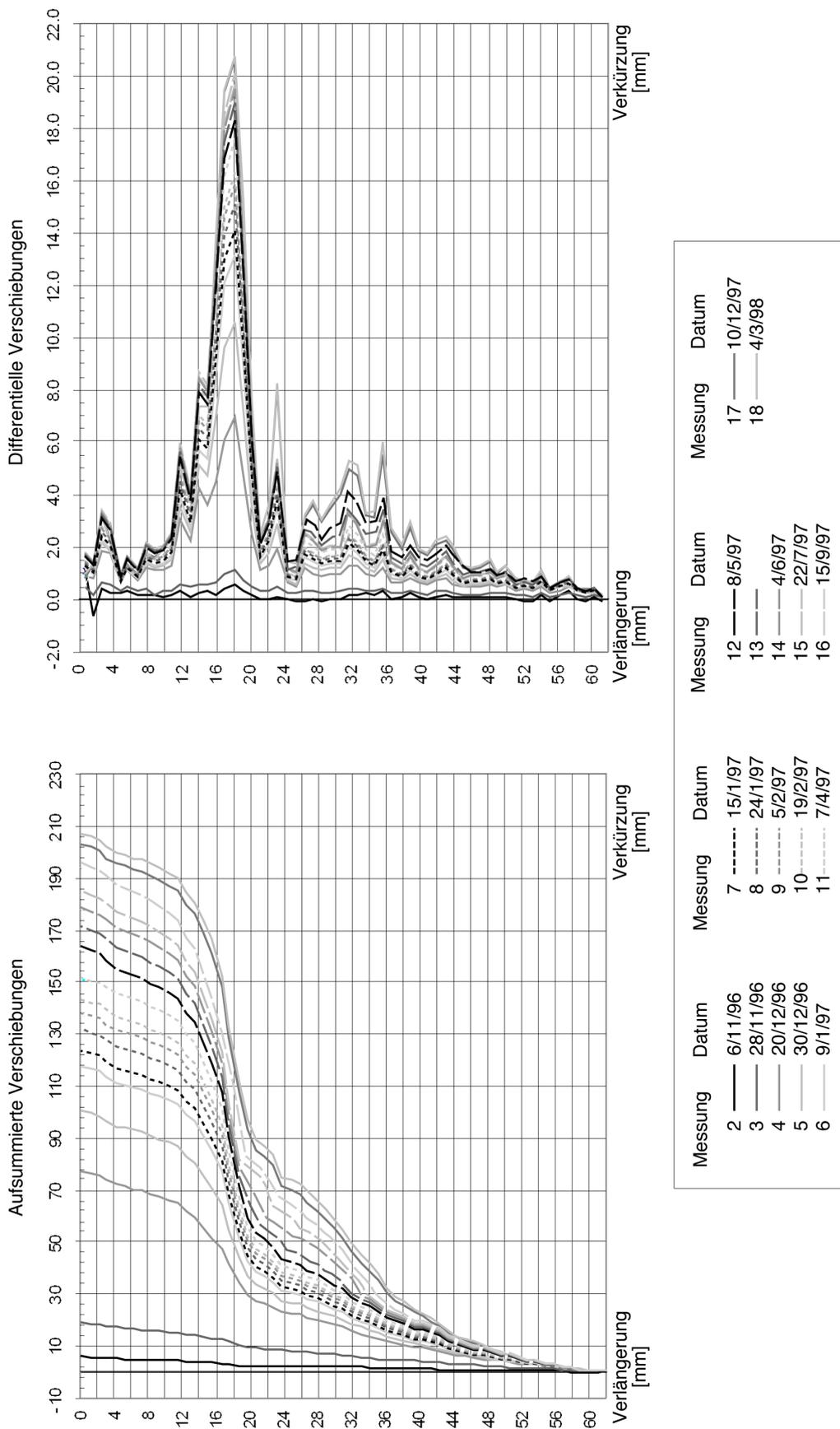


Bild 48 Barcelona. Dehnungsverteilung unter Probedamm, aufsummiert und differentiell [16]

6.3

Adlertunnel - Sanierung eines Bauwerkes

Der Adlertunnel im Kanton Basel-Land bildet einen Teil der Bahn 2000 Neubau-strecke der Schweizerischen Bundesbahnen (SBB). Ein Streckenabschnitt der Tagbaustrecke Nord südöstlich von Basel liegt in einer geologisch setzungsgefährdeten Zone aus Gipskeuper mit jährlichen Setzungsbeträgen von ca. 10-15 cm [10].

Die SBB als Bauherr führte vor dem eigentlichen Tunnelbau eine Voruntersuchung durch, um die Ursachen der Bodensetzungen zu ermitteln. Mit Hilfe von zwei 8-fach Extensometern, eingebaut bis in eine Tiefe von 170 m, wurde der setzungs-empfindliche Bereich in einer Tiefe von ca. 150 m unter GOK lokalisiert. Ursache für die Setzungen sind zirkulierende Wässer, die das Gestein sukzessive auslaugen. Diese kontinuierliche Subrosion führt zu einer Setzung der darüber liegenden Schichtpakete. Die lokale Ausdehnung der elliptischen Setzungsmulde beträgt an der Oberfläche ca. 200 m in der Länge und 100 m in der Breite.



Bild 50 Adlertunnel Pratteln, Schweiz

Der Adlertunnel durchquert auf einer Strecke von ca. 6 km den Schweizer Jura, wobei sich beiderseits des gebohrten Tunnels kürzere Tagbautunnels mit einer Überdeckung von ca. 3 m anschliessen (Bild 50). Nach der Fertigstellung und Einschüttung der Tunnelröhre hat sich im Bereich der Tagbaustrecke Nord eine ca. 150 m lange Setzungsmulde gebildet, in deren Zentrum sich der Tunnel um ca. 250 mm abgesenkt hat.

Obwohl der durchgehend armierte Tunnel eine gewisse Verformung aufnehmen kann, erlaubt der Verkehr der Hochgeschwindigkeitszüge und die damit verbundene Geometrie der Geleise keine grossen differentiellen Setzungen.

Sanierungsmassnahmen

Im Jahre 1998 wurde beschlossen, den betroffenen Tunnelabschnitt mit hydraulischen Pressen anzuheben. Daraufhin wurde der bereits zugeschüttete Tagbautunnel freigelegt. An den Tunnelausseiwänden wurden Nocken einbetoniert, an denen 92 auf Steifenfundamente abgestellte hydraulische Pressen angreifen. Die Fundamente sind durch Mikropfähle gestützt.

Während der Hebung werden die Pressen über elektrische Wegaufnehmer gesteuert. Der anzuhebende Tunnelabschnitt wird zudem mit einer motorisierten Totalstation (Leica TCA1103) vollautomatisch überwacht. Gesteuert durch die Software werden in definierten Zeitintervallen die Horizontal- und Vertikalwinkel sowie die Distanz zwischen Gerät und Detailpunkt mit hoher Genauigkeit erfasst. Damit lassen sich die Verschiebungen einer Vielzahl von Messpunkten im Raum bezogen auf ein Referenzpunktnetz mit einer Genauigkeit von ca. 0.8 mm online berechnen.

Der automatische Tachymeter ist an der Innenseite des Tunnels im Zentrum der 150 m langen Setzungszone an der Tunnelwand montiert. Mit 6 Referenzpunkten, die in einer Distanz von ca. 200 m beiderseits des Messgerätes im stabilen Tunnelbereich angebracht sind, ermittelt die Totalstation vor jedem Messzyklus die eigene Geräteposition. Anschliessend werden die 72 Detailpunkte (Miniprismen) eingemessen, die alle 10 m an beiden Seiten des Tunnelquerschnitts, sowie am First des Tunnels angebracht sind, und deren Verschiebung bezogen auf ein Referenzpunktnetz bestimmt.

Während der Tunnelanhebung werden die Ergebnisse der geodätischen Verschiebungsmessung innerhalb des Tunnels mit den Resultaten der Wegaufnehmer ausserhalb des Tunnelquerschnitts verglichen. Damit kann detektiert werden, ob der Tunnel tatsächlich angehoben oder nur das Fundament mit den Mikropfählen nach unten gedrückt wird.

Die automatisch ermittelten 3-D Verschiebungen erlauben den verantwortlichen Ingenieuren, den Hebevorgang zu überwachen und zu steuern, um die Belastungen auf die Tunnelstruktur zu minimieren, sowie nachfolgende Setzungen zu beobachten.

Zur Erfassung der Spannungen in der Tunnelbetonschale sind zusätzlich 3 Messquerschnitte mit je 4 Deformermesslinien instrumentiert, die manuell mit einer Genauigkeit von ± 0.002 mm/m gemessen werden. Jedes Profil besteht aus je einer Messlinie an der Sohle, am First und in den Viertelpunkten. Die manuellen Dehnungsmessungen erfolgen jeweils unmittelbar vor und nach einem Hebungszyklus. Aus den Längenänderungen der Messstrecke wird die Krümmungsänderung der Tunnelschale und damit die Beanspruchung abgeschätzt.

Resultate der Verschiebungsmessung während der Tunnelanhebung

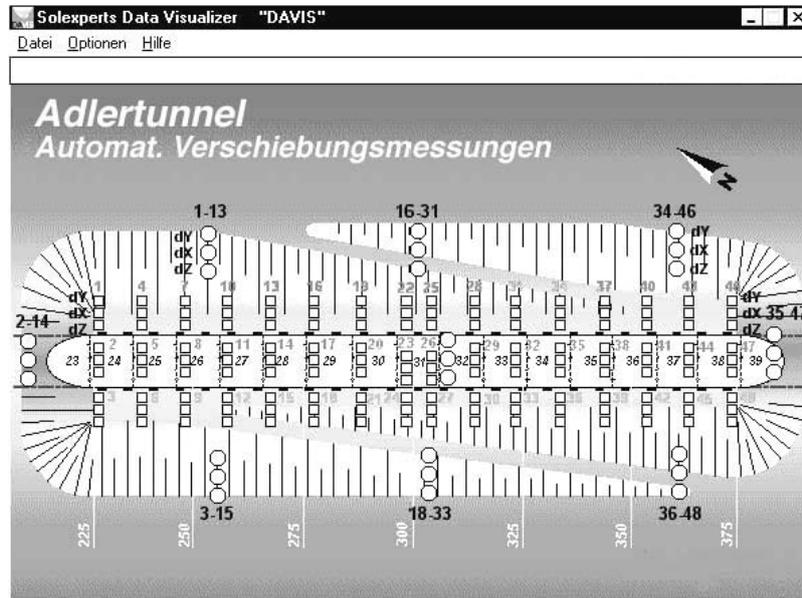


Bild 51 Projektfenster Datenvisualisierung. Die Quadrate symbolisieren die Messpunkte in den Richtungen x, y und z. Mit Mausklick öffnen sich Fenster mit der Datenliste und der grafischen Darstellung der berechneten Verschiebungen

Alle Messergebnisse werden in der DAVIS Projektdatenbank gesammelt. **Bild 51** zeigt das Projektfenster. Die Resultate der Handmessungen mit dem Deformeter werden nach jedem Einsatz im DAVIS integriert und können so zusammen mit den automatischen Messwerten dargestellt werden.

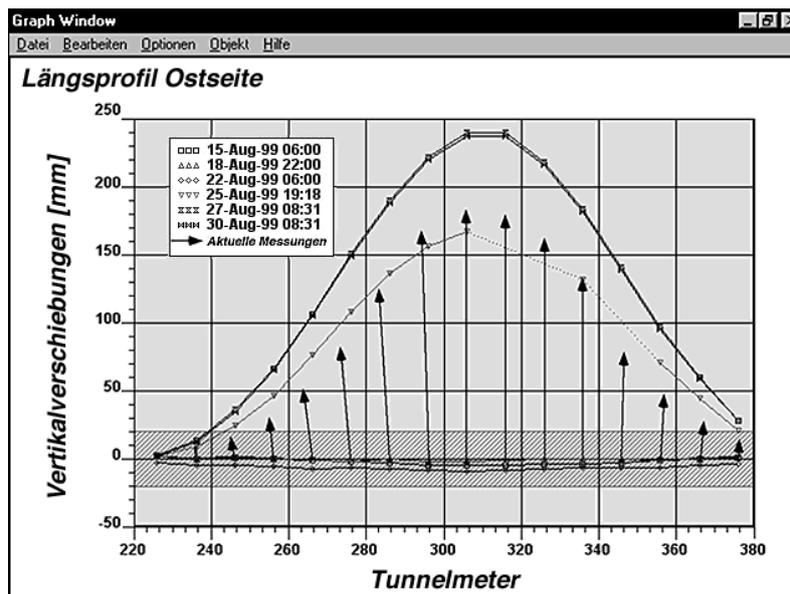


Bild 52 Vertikale Verschiebungen im Tunnelprofil. Die Vektorgrafik zeigt den aktuellen Zustand

Bild 52 zeigt eine Grafik mit der vertikalen Verschiebung parallel zur Tunnelachse während verschiedener Hebephasen. Deutlich ist zu sehen, dass die maximalen Hebungsraten von bis zu 250 mm im Zentrum des 150 m langen Tunnelabschnitts aufgebracht wurden, um die natürlichen Setzungen zu kompensieren und die Tunnelsohle wieder in die ursprüngliche Position zu überführen.

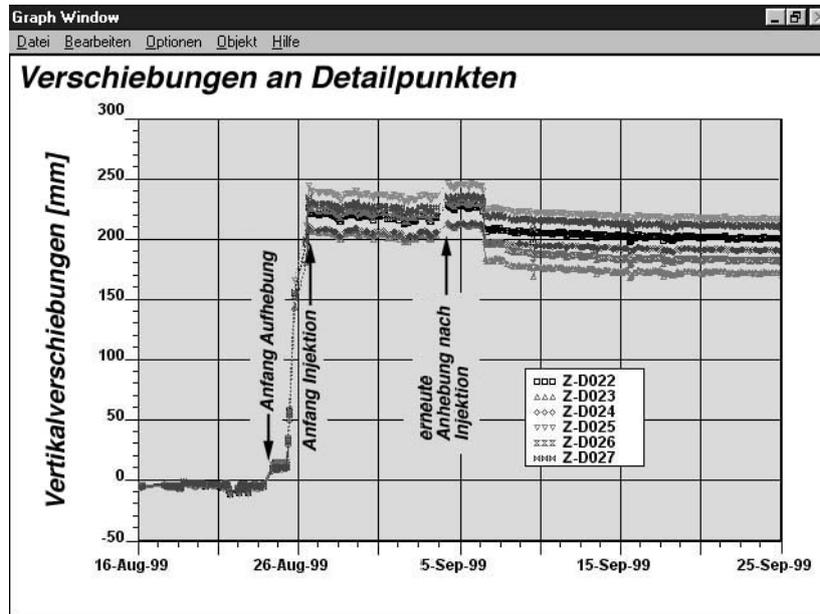


Bild 53 Verschiebungsmessungen an 6 Punkten parallel zur Tunnelachse während dem Hebenzyklus

Bild 53 zeigt den zeitlichen Verlauf der Vertikalverschiebungen an 6 ausgewählten Messpunkten. Nach dem Anheben und dem Einbringen von Injektionsgut unter das Bauwerk ist Anfang September 1999 ein deutlicher Sprung in den Messwerten erkennbar. Zu diesem Zeitpunkt wurde der Tunnel nochmals um ca. 10 mm angehoben, um diesen vom noch nicht abgeordneten Injektionsgut zu trennen. Nach dem Aushärten des Spezialmörtels wurde das Bauwerk definitiv auf das neue Fundament abgesetzt.

Langzeitüberwachung der Tunnelbewegungen

Seit dem Absetzen des Tunnels misst das automatische Messsystem kontinuierlich die Bewegungen des Tunnelbauwerks im Raum. Die momentanen Setzungsrate liegen im Zentrum des Tunnelabschnitts bei ca. 10 - 15 mm / Monat. Die Entwicklungen in diesem Streckenabschnitt können bequem über Modem vom Büro aus nachvollzogen und kontrolliert werden. Es ist geplant, die Tagbaustrecke Nord in der nächsten Zeit nicht zu überdecken. Dadurch können zusätzlich notwendige Anhebungen des Tunnelabschnitts ohne viel Aufwand und längere Sperrungen des Streckenabschnitts durchgeführt werden.

6.4 Überwachung instabiler Hänge

Die messtechnische Erfassung von Böschungsdeformationen bei instabilen Hängen ist aus Sicherheitsgründen und auch in der Projektierungsphase von Gebäuden, Strassen, Tunnels von grösster Bedeutung [17].

Die linienweise Messung der Horizontalverschiebungen mit den bekannten Messverfahren des Bohrlochinklinometers (Abschn. 4.2.3.1) gibt bei genügender Anzahl von Messrohren Aufschlüsse über:

- Lage der Gleitebene
- Volumen der Rutschmasse
- Geschwindigkeit bzw. Beschleunigung der Gleitbewegung mit periodischen Messungen

Bei grosser Gefährdung von Siedlungen und Strassen sind permanente Überwachungen notwendig.

6.4.1 Verschiebungsmechanismen

Mit der Ermittlung des Profils der räumlichen Verschiebungsvektoren entlang der Bohrlochachse kann der Bewegungsmechanismus einer Rutschmasse [18] interpretiert werden. Zusammen mit der Geologie und der Topographie werden, wie die folgenden Beispiele zeigen, grundsätzliche Erkenntnisse über das Verformungsverhalten der einzelnen durch die Rutschung beanspruchten Formationen gewonnen.

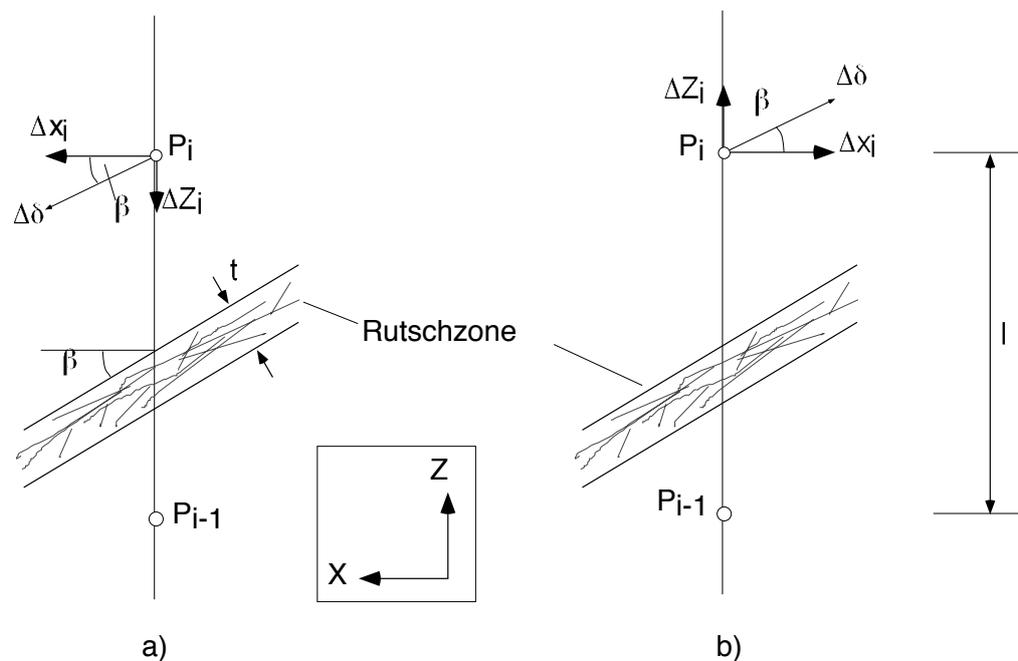


Bild 54 Gleitzone zwischen zwei benachbarten Messmarken [18]
a) Gleiten nach unten mit Verkürzung
b) Gleiten nach oben mit Verlängerung

Befindet sich eine Rutschzone mit einer Stärke < 1.0 m zwischen zwei TRIVEC-Messmarken (**Bild 54a**) hängen die beobachteten Verschiebungen von der Neigung der Rutschfläche, der Bewegungsrichtung und vom Verformungsverhalten der beanspruchten Zone ab. Findet während dem Schervorgang in der Scherzone keine Veränderung der Schichtstärke statt, d.h. der Schervorgang ist volumenkonstant (**Bild 54a**), dann verläuft der differentielle Verschiebungsvektor parallel mit der Scherfläche. Hier ist zu beachten, dass bei einer nach oben gerichteten Scherung (**Bild 54b**) die vertikale Verschiebungskomponente (in Bohrlochachse) eine Verlängerung zeigt und im Gegensatz dazu bei einer nach unten gerichteten Scherung eine Verkürzung zu beobachten ist. Ist die Scherzone kompressibel, d.h. es findet während der Scherung eine Konsolidierung statt, wird die oben genannte vertikale Verschiebungskomponente durch eine zusätzliche Komponente überlagert, und der Verschiebungsvektor ist bei abwärts gerichteter Bewegung nicht mehr parallel zur Scherfläche, sondern steiler als die Scherfläche.

Verformungsmodelle bei einfachen Rutschvorgängen

Die Darstellungen von idealisierten Rutschvorgängen mit dem Profil der Bewegungsgrößen Δx , Δz , $x = \sum \Delta x$ und dem Profil des Verschiebungsvektors ∂ sind ein gutes Hilfsmittel, die komplexeren Vorgänge im Felde und die damit verbundenen Messresultate zu interpretieren. **Bild 55** zeigt zwei einfache Fälle mit einer und zwei parallelen Scherflächen. Die Scherflächen sind bei den Spitzen Δx und Δz der differentiellen Verschiebungen zu lokalisieren. Die Verschiebungsrichtung wird durch das Profil der Verschiebungsvektoren dargestellt.

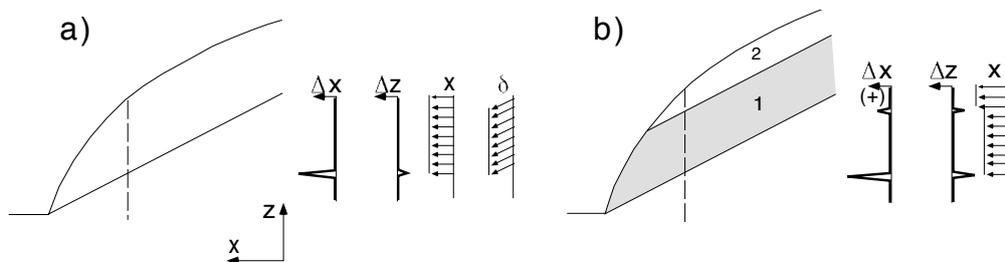


Bild 55 Starrer Körper auf einer (a) oder zwei (b) Gleitflächen [18]

Eine spezielle Situation tritt ein, wenn die beiden Scherflächen nicht parallel sind (**Bild 56**). Es ist wichtig, die beiden Verschiebungsvektoren separat als relative Vektoren zu betrachten. Das **Bild 56a** zeigt beim Vektor ∂_2 deutlich einen parallelen Verlauf zur Ebene S_2 . Diese Aussage ist bei der Darstellung der absoluten Verschiebungsvektoren (**Bild 56b**) nicht mehr möglich.

Bild 57 zeigt das Verformungsbild bei einem Kriechvorgang. Das Schichtpaket 1 ist einer gleichmässigen volumenkonstanten Scherung durch die Verschiebung der Zone 2 als «Block» unterworfen.

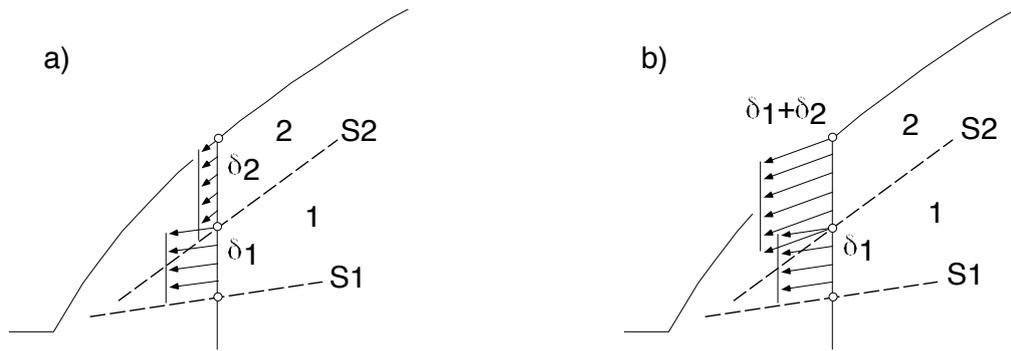


Bild 56 Verschiebungsvektoren bei zwei nicht parallelen Gleitebenen [18]
 a) Relative Verschiebungsvektoren δ_2 parallel zu S2, δ_1 parallel zu S1
 b) Überlagerte Verschiebungsvektoren δ_2

Gotschnahang in Klosters

Der Gotschnahang in Klosters am linken Ufer der Landquart wird seit 50 Jahren geodätisch vermessen. Die Verschiebungen betragen bis zu 50 mm pro Jahr.

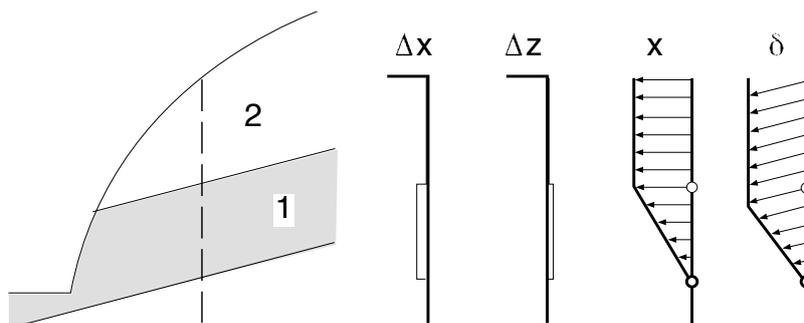


Bild 57 Schicht 1 mit gleichmässigen Scherverformungen [18]

Im Hinblick auf neue Tunneln für die Rhätische Bahn und für die Umfahrung Klosters wurden an mehreren Stellen TRIVEC-Messungen durchgeführt. Ein Bohrloch wurde vom bestehenden Eisenbahntunnel bis zu einer Tiefe von 40 m mit TRIVEC-Messrohren ausgerüstet (Bild 58). Die Messlinie durchquert die Rutschzone.

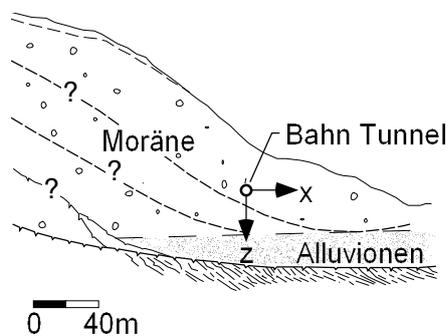


Bild 58 Lage der instrumentierten Bohrung im Tunnel der RhB, Klosters

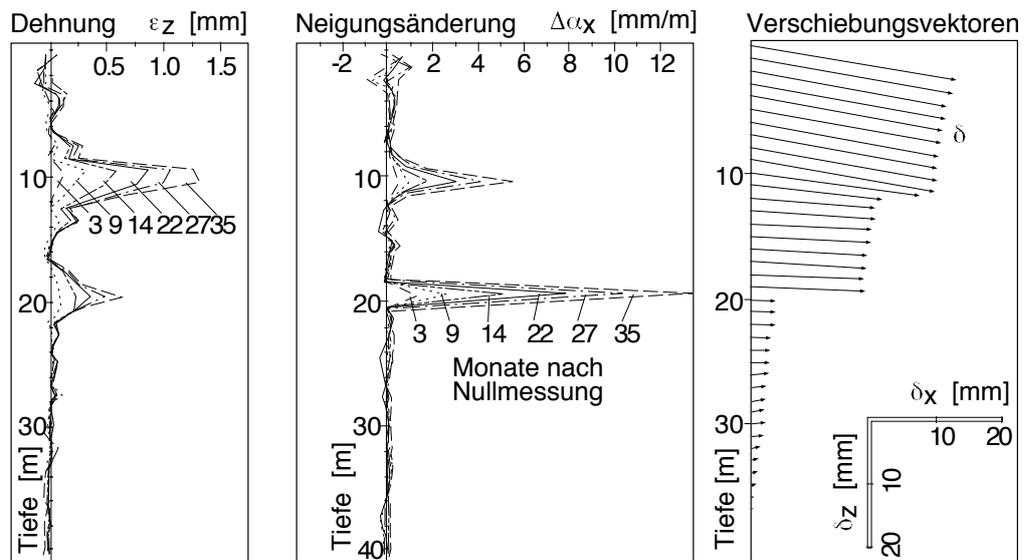


Bild 59 Verschiebungen im Rutschhang mit der Verteilung der Dehnungen und Verschiebungsvektoren

Die Messresultate sind in Bild 59 enthalten. Es sind die differentiell gemessenen Verschiebungen in x- und z-Richtung sowie das Profil der Verschiebungsvektoren dargestellt. Es ist das typische Bild einer Rutschung mit zwei eindeutigen Rutschflächen, interessant ist der Vergleich der differentiellen Verschiebungen in der z-Achse mit den Horizontalverschiebungen in der x-Achse.

In der Tiefe von 10 m sind in Bezug auf die differentiellen Setzungen 2 Spitzen, und bei der Horizontalverschiebung nur eine Spitze zu beobachten. Die Scherung scheint unterhalb der Scherebene von einer Konsolidation oder eventuell einer Erosion begleitet zu sein.

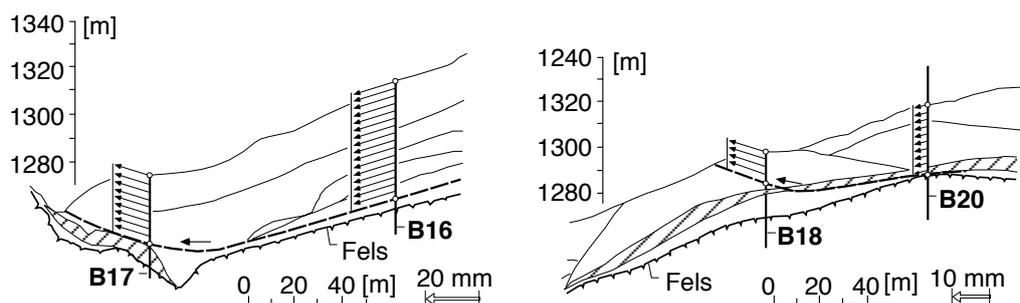


Bild 60 Verschiebungen in einem Querschnitt des Rutschhanges Klosters. Die Bohrungen 17 und 18 zeigen aufwärts gerichtete Gleitflächen [18]

In zwei anderen Zonen des Gotschnahanges wurden 4 weitere Bohrlöcher mit TRIVEC-Messrohren (Bild 60) ausgerüstet. Die Bohrungen B17 und B18 zeigen die vorher aufgezeigten typischen Bilder der Verschiebungsvektoren bei einer nach oben gerichteten Scherung.

6.4.2

Lauterbrunnen, Rutschgebiet «Im Ritt», Isenfluh, automatische Überwachung

Nach heftigen Schneefällen im Winter 1999 begann mit dem Einsetzen der Schneeschmelze ein Hang unterhalb des Weilers Isenfluh aus angewittertem und geklüftetem Mergel zu rutschen. Schon im Jahre 1988 kam es an dieser Stelle zu Abgleitungen.

Am 20. April 1999 ist erneut eine Rutschung eingetreten, die Strasse wurde verschüttet, die Zufahrt zum Weiler musste gesperrt werden.



Bild 61 Lauterbrunnental. Sicht vom Tachymeter zum Rutschhang

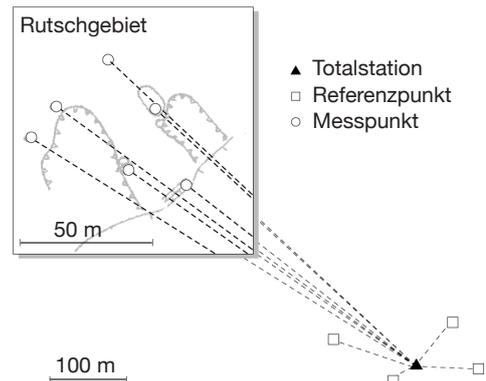


Bild 62 Überwachung Rutschgebiet Lageplan der Messanordnung

Aus Sicherheitsgründen wurde zur Beobachtung des Hanges vom 23. April bis 4. Juli 1999 eine automatische Überwachungsanlage mit einem Tachymeter TCA 1800 installiert. **Bild 61** zeigt die Sicht auf den Rutschhang vom Tachymeter aus. Im Lageplan (**Bild 62**) ist die Messanordnung schematisch dargestellt. Von der Station in einer Distanz von ca. 700 m wurden 6 Prismen angesteuert und eingemessen. Der Höhenunterschied beträgt ca. 300 m.

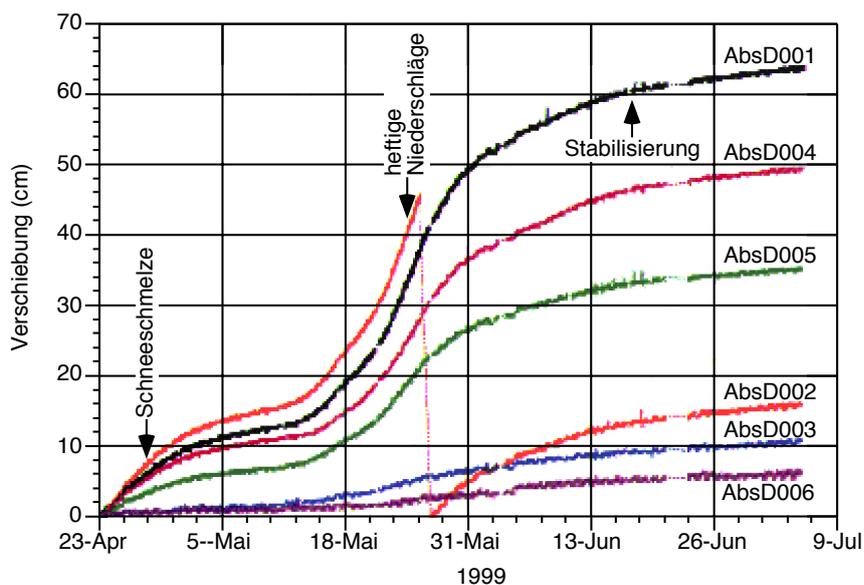


Bild 63 Lauterbrunnental. Zeitlicher Verlauf der Verschiebungen

In den 3 Monaten (Bild 63) bewegte sich der Hang bis zu 65 cm mit maximalen Geschwindigkeiten von 4 cm pro Tag. In der Graphik sind die vektoriellen Verschiebungen aufgetragen. Die Software führt on-line die Ausgleichsrechnungen durch. Die Messungen erfolgten kontinuierlich, Das Messintervall betrug 20 min. Die Messgenauigkeit beträgt ca. ± 1.0 mm.

Die erste Beschleunigung ist auf das Schmelzwasser zurückzuführen, mit dem Rückgang stabilisiert sich die Bewegung. Heftiger Dauerregen im Mai beschleunigt erneut die Bewegungen. Die Stabilisierung der Hangverschiebungen ab Juni 1999 führte am 4. Juli 1999 zur Entwarnung und Öffnung der Verkehrswege. Die automatische Anlage wurde demontiert, jedoch die Prismen vor Ort belassen, erstens um die Messungen manuelle weiterzuführen und zweitens um im Bedarfsfalle die automatischen Messungen wieder aufzunehmen.

6.5 **Probebelastung an Tragteilen, Pfahlversuche, Deformationsmessungen an Pfahlfundationen**

Bei einem Probepfahl wird die Interaktion von Pfahl und Baugrund mit der Messung von Deformationen und Kräften untersucht. Die Messverfahren reichen von Setzungsmessungen mit Nivellement bis zu Dehnungsmessungen im Pfahl. Die Versuche mit Dehnungsmessungen lassen auf die Wirkung der Mantelreibung und auf den Anteil des Spitzenwiderstandes schliessen.

6.5.1 **Dehnungsprofil**

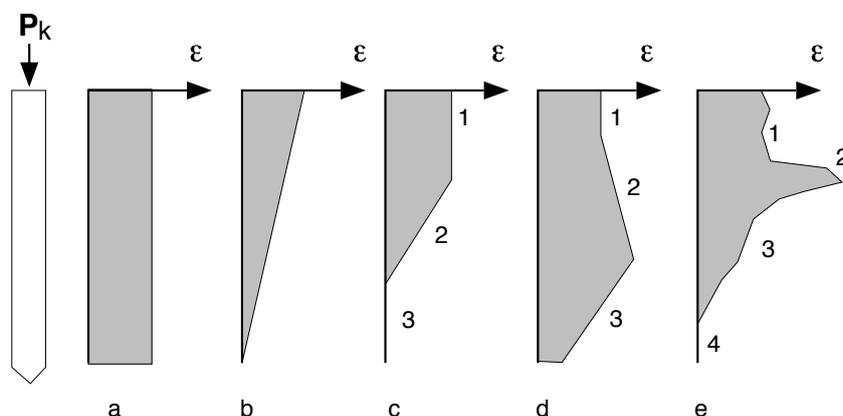


Bild 64 Schematische Darstellung von möglichen Dehnungsprofilen bei axial belastetem Pfahl

Die Dehnungsprofile von Pfählen unter axialer Belastung (Bild 64) geben Aufschluss über die Interaktion zwischen Pfahl und Lockergestein. Bild 64a zeigt das Dehnungsbild eines Lastabtrags über Reibung, bei Bild 64b wird die Last allein über die Spitze des Pfahles abgetragen. Im Bild 64c ist der Pfahl im unteren Bereich 3 nicht belastet, der Lastabtrag findet im oberen Bereich 2 statt, der Pfahl kann verkürzt werden.

Wird der Pfahl zusätzlich zur Axiallast durch negative Mantelreibung belastet (Zone 2) zeigt sich das Dehnungsprofil wie im **Bild 64d**. Beim **Bild 64c** ist in der Zone 2 ein kleineres E-Modul des Betons, eine schlechtere Betonqualität vorhanden.

6.5.2 Punktuelle oder linienweise Messung der Dehnungen

Zur punktuellen Erfassung von Dehnungsmesswerten (**Bild 65a**) dienen Dehnungsmessstreifen (DMS) (Abschn. 4.2.5.1). Demgegenüber können mit dem Gleitmikrometer oder TRIVEC die Dehnungen bezogen auf eine Meterbasis lückenlos erfasst werden (**Bild 65b**). In den folgenden 2 Beispielen aus der Publikation von Amstad, Kovári [19] sind Dehnungsmessungen mit dem Gleitmikrometer besprochen.

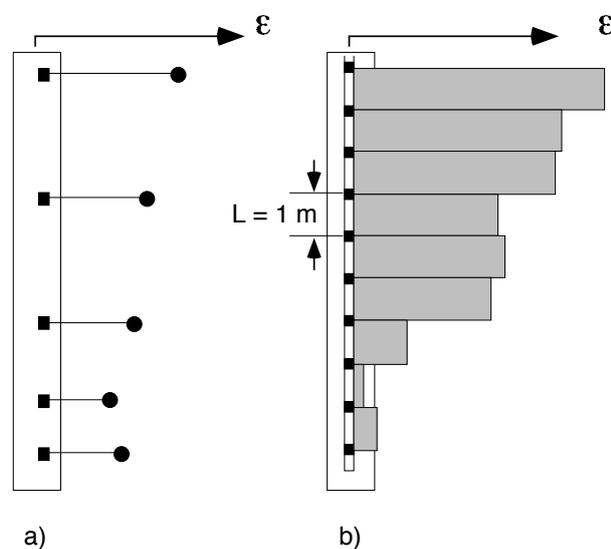


Bild 65 Dehnungsmessungen in Pfählen [19]
a) Punktuelle Messungen mit DMS
b) Linienweise Messung, Dehnungsprofil mit Gleitmikrometer und TRIVEC

6.5.3 Pfahlbelastungsversuch in Vaduz

Im Vorfeld der Erstellung einer grossen Pfahlgründung für ein Gebäude im Fürstentum Liechtenstein wurde im Jahre 1981 ein Pfahlbelastungsversuch an einem 26 m langen Bohrpfahl mit einem Durchmesser von 90 cm durchgeführt. Der Baugrund besteht aus Kieslagen mit eingeschlossenen Sand- und Siltlinsen. Neben der Ermittlung der Tragfähigkeit war es das Ziel des Messprogrammes, die Art der Interaktion von Pfahl und Baugrund und die damit zu erwartenden Anteile von Spitzenwiderstand und Mantelreibung zu ermitteln. Diese Informationen dienen zur Überprüfung der gewählten Pfahlänge. Es wurden, erstmalig bei einem Pfahlbelastungsversuch, Dehnungsprofile mit dem Gleitmikrometer erfasst. Die zwei im Probepfahl diametral angeordneten Gleitmikrometermesslinien A und B, erstreckten sich über die volle Länge des Pfahles.

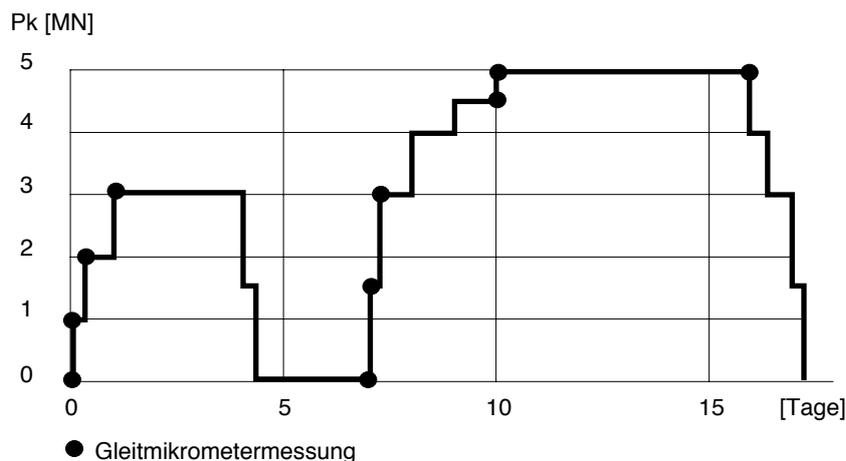


Bild 66 Pfahlbelastungsversuch, Belastungsprogramm [19]

In Bild 66 ist das Lastprogramm des Pfahlbelastungsversuches dargestellt. Nach einer ersten Stufe der Axialbelastung auf $P_k = 3$ MN (Gebrauchslast) wurde die Belastung vollständig entfernt. Bild 67 zeigt die Dehnungsprofile für die Zweitbelastung auf den Höchstwert von $P_k = 5$ MN. Auffallend sind in dieser Figur die Stauchungsspitzen in rund 5 m und 10 m Tiefe, die schon beim Erreichen der Gebrauchslast von $P_k = 3$ MN deutlich erkennbar waren. Abklärungen haben ergeben, dass diese Stauchungsspitzen aller Wahrscheinlichkeit nach auf mehrstündige Unterbrüche beim Betoniervorgang und auf eine damit verbundene Verschlechterung der Betonqualität infolge Sedimentation aus der Bentonitpflügelung zurückzuführen sind. Die Aussagekraft der Messungen wurde dadurch aber nicht beeinträchtigt.

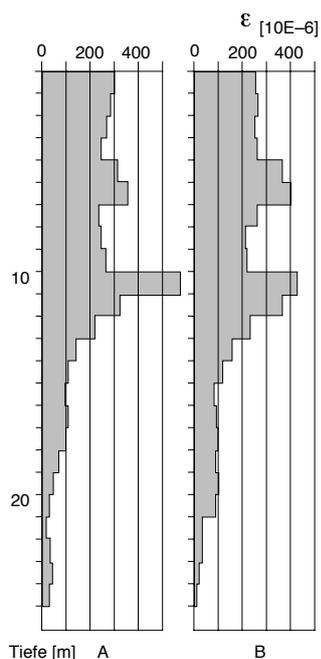


Bild 67 Vaduz. Pfahlbelastungsversuch, Dehnungsprofil entlang dem Pfahlmantel in zwei diametral angeordneten Messlinien A und B (Gleitmikrometer) [19]

Es zeigte sich nämlich, dass auch bei der aufgebrachten Höchstlast von $P_k = 5 \text{ MN}$ in der Pfahlspitze keine Betonstauchungen gemessen werden konnten. Dies bedeutet, dass die gesamte Pfahllast durch Mantelreibung in den Baugrund eingeleitet wurde.

6.5.4 Pfahlbelastungsversuche beim Baulos 2.01 der Zürcher S-Bahn

Im westlichen Teil des Bahnhofes Museumstrasse mussten die Lasten von zwei Geschossdecken des Bahnhofes bereits im Bauzustand auf den Untergrund übertragen werden. Einzellasten von maximal 9 MN wurden aus Vollstahlstützen in die Betonpfähle von 1.80 m Durchmesser eingeleitet, wobei eine zulässige Pfahlsetzung von 2 cm einzuhalten war. Da der Baugrund sehr wechselhaft aufgebaut war (Schotter, kompakt gelagerte Seeablagerungen), hatten die Belastungsversuche zum Ziel, das Trag- und Setzungsverhalten der Pfähle sowie die Lastübertragung im System Pfahl-Boden in Abhängigkeit von der geologischen Struktur abzuklären. Ferner waren die Dimensionierungsgrundlagen zur Bestimmung der erforderlichen Pfahllänge zu überprüfen.

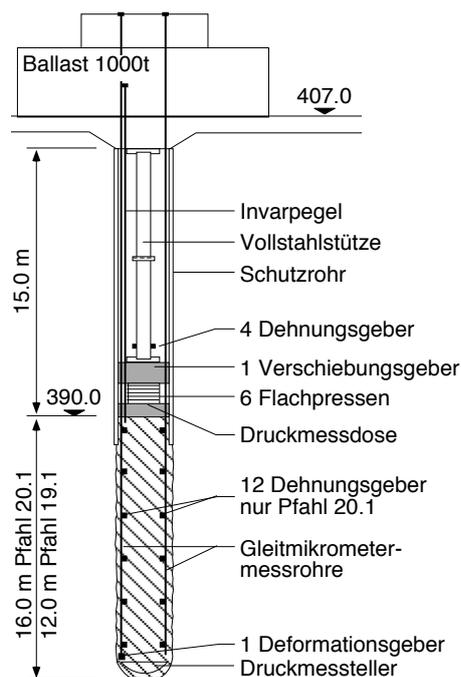


Bild 68 S-Bahn Zürich. Baulos 2.01, Instrumentierung der Probepfähle 19.1 und 20.1

Die Belastung der beiden Probepfähle 19.1 und 20.1 wurde mit Flachpressen erzeugt, welche zwischen Pfahlkopf und Stütze angeordnet waren und sich gegen die Decke mit dem aufliegenden Ballast von 10 MN abstützen. Beide Pfähle wurde mit je zwei diametral angeordneten Gleitmikrometermesslinien instrumentiert (Bild 68).

In **Bild 69** ist der Vergleich von vier Dehnungsprofilen der beiden Probepfähle für eine Lastzunahme am Pfahlkopf von $P_k = 7.5 \text{ MN}$ (Zunahme von 2.5 MN bis 10 MN) dargestellt. Diese Darstellung zeigt einen recht unterschiedlichen Verlauf der Dehnungsprofile entlang des Pfahlmantels, selbst bei den im gleichen Pfahl diametral gegenüberliegenden Profilen (wie z.B. bei GM3 und GM4). Der hier mit dem Gleitmikrometer erfasste maximale Dehnungsmesswert beträgt nur rund 0.1 mm/m. Dies zeigt, dass derartige Messungen mit einer Messbasis von 1 m nur bei einer sehr hohen Messgenauigkeit aussagekräftig sind.

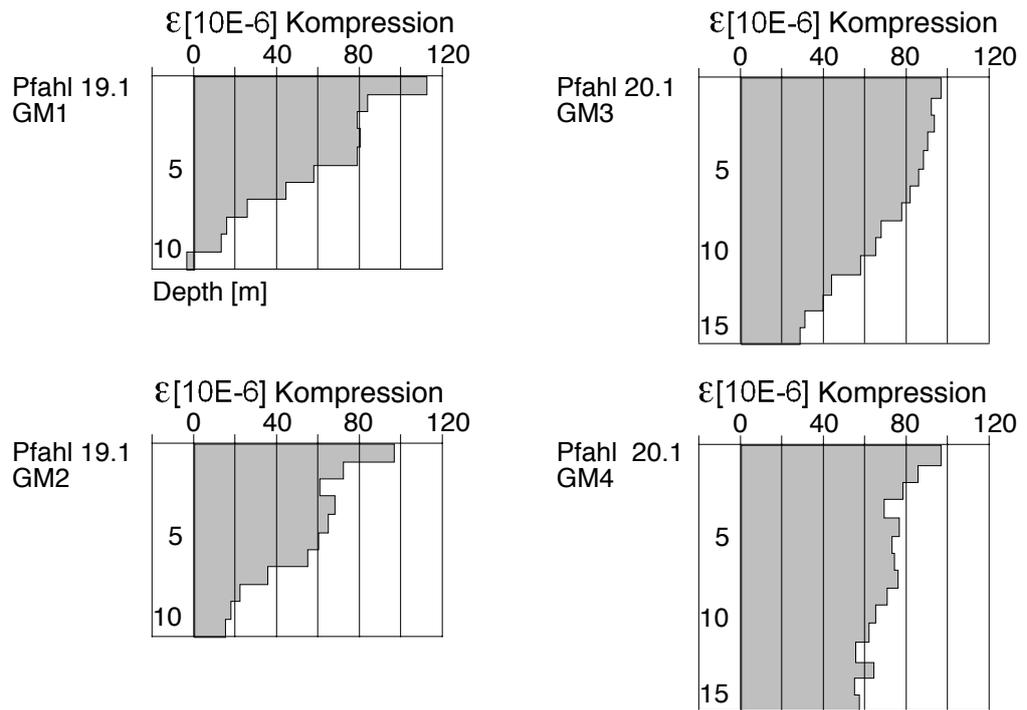


Bild 69 S-Bahn Zürich. Dehnungsverteilung bei 7,5 MN für die Pfähle 19.1 und 20.1 [19]

Die beiden Pfähle 19.1 und 20.1 zeigen grundsätzlich verschiedene Dehnungsprofile. Beim Pfahl 19.1 findet der Lastabtrag über die Mantelreibung zwischen ca. 5 und 10 m Tiefe statt, wo hingegen beim Pfahl 20.1 der Lastabtrag wesentlich geringer ist. Das unterschiedliche Verhalten ist mit grösster Wahrscheinlichkeit auf die Bentonit-spülung zurückzuführen. Beim Pfahl 20.1 gab es aus bauorganisatorischen Gründen zwischen dem Bohren und dem Betonieren eine Unterbrechung von ein paar Tagen.

7 **Literaturverzeichnis:**

- [1] Rodatz, W., *Messen in der Geotechnik, EC7 Beobachtungsmethode, Messen in der Geotechnik, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 44, Mai 1994.*
- [2] Schwarz, W., *Stand und Entwicklung der Sensormessung, Moderne Sensorik für die Bauvermessung, März 1999, VDI Berichte 1454.*
- [3] Kovári, K., Amstad, Ch., *Fundamentals of Deformation Measurements, International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, September 1983.*
- [4] Fahland, S., Grill, H., *Erfassung des Verformungsverhaltens der Oekertalsperre durch ein ferngesteuertes Messsystem, Messen in der Geotechnik 2000, Mitteilung des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 62, Februar 2000.*
- [5] Hanna, T.H., *Foundation Instrumentation, Trans. Tech., Publication 1973.*
- [6] Köppel, J., Amstad, Ch., Kovári K., *The measurement of displacement vectors with the «TRIVEC» borehole probe, Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, September 1983.*
- [7] Amstad, Ch., Köppel, J., Kovári, K., *TRIVEC measurements in geotechnical engineering, 2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, 1988 Balkema, Rotterdam.*
- [8] *Lang-Huder-Amann, Bodenmechanik und Grundbau, 6. Auflage, Springer Verlag.*
- [9] Gattermann, J., *Messtechnische Einsatzmöglichkeiten und Probleme – dargestellt an Projekten des IGB-TUBS, Messen in der Geotechnik, Mitteilung der IGB-TUBS, Heft Nr. 44.*
- [10] Naterop, D. Isler, B., Keppler, A., *Datenvisualisierung bei geotechnischen und hydrogeologischen Messaufgaben, Messen in der Geotechnik 2000, Mitteilung der IGB-TUBS, Heft Nr. 62.*

- [11] Sänger, Chr., Mayer, P.-M., *Messtechnische Überwachung der Interaktion zwischen einem bestehenden Hochhaus und einer benachbarten 20 m tiefen Baugrube in Berlin-Kreuzberg, Vorträge der Baugrundtagung 1996 in Berlin, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik*
- [12] Thut, A., *Grossbaustellen in Berlin. Automatisierung von geotechnischen und geodätischen Messungen und linienweise Messungen, Weiterbildungskurs 2. und 3. Oktober 1997, ETH Zürich, Institut für Geotechnik.*
- [13] Triantafyllidis, Th., *Neue Erkenntnisse aus Messungen an tiefen Baugruben am Potsdamer Platz in Berlin, Bautechnik, 75 (1998), Vol. 3, S. 133-154.*
- [14] Winselmann, D., *S-Bahnhof Potsdamer Platz, Berlin, Überwachung mit einem automatischen, stationären Messsystem, Messen in der Geotechnik 1998, Mitteilung des IGB-TUBS 2, Heft Nr. 55.*
- [15] Hulla, J., Grof, V., *Uplatnenie inklinometrie a deformetrie pri rieseni geotechnickych problemov. 20. medzinarodny seminar „Polne geotechnicke metody“, Sept. 2000, Usti nad Labem, Ceska republika.*
- [16] Alonso, E., Lloret, A., *An instrumented loading test on soft deltaic clays, Weltweite Erfahrungen mit dem Gleitmikrometer in der Geotechnik, Beiträge zum 13. Christian Veder Kolloquium 1998.*
- [17] Thut, A., *Geomechanische Instrumentierung und automatische Überwachung von instabilen Hängen. 14. Blockkurs, September/Okttober 1999, ETH Zürich.*
- [18] Kovári, K., *Methods of monitoring landslides, Vth International Symposium on Landslides, Lausanne 1988.*
- [19] Amstad, Ch., Kovári, K., *Deformationsmessungen bei Pfahlfundationen. Weiterbildungskurs 12./13. März 1992, Neuere Erkenntnisse und Entwicklungen im Bereich Pfahlgründungen, ETH Zürich – Institut Für Geotechnik.*
- [20] Smolczyk, U., Hilmer, K., *Erddruck auf Schleusenkammerwände. Vorträge Baugrundtagung, Nürnberg 1976.*