

# Weltweite Erfahrungen mit dem Gleitmikrometer in der Geotechnik

A. Thut, Solexperts AG, Schwerzenbach (Schweiz)

Mit Beiträgen von:

E. Alonso & A. Lloret, UPC Barcelona  
Ch. Amstad & K. Kovari, Institut für Geotechnik, ETH Zürich  
P. Lunardi, Rocksoil S.p.A., Mailand

## Einleitung

Der "Gleitmikrometer" wurde, neben anderen Gleitinstrumenten, in den 70-er Jahren an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich entwickelt. Die Entwicklung von Gleitinstrumenten hoher Präzision zielte auf die Ermittlung bestimmter Messgrößen entlang von Bohrungen.

Der Grundgedanke dieser Messinstrumente liegt darin, dass in einer Bohrung beliebiger Raumstellung eine durchgehende Verrohrung mit Vermörtelung mit dem Boden, Fels oder Beton fest verbunden wird. Die Verrohrung enthält in regelmässigen Abständen von einem Meter sogenannte "Messmarken", welche die Stützpunkte einer Messkette bilden (Bild 1). Erfährt das Medium in der Umgebung der Bohrung eine Formänderung, so bewirkt dies eine Formänderung der Messkette, welche mit den differentiellen Winkeländerungen  $\Delta\alpha_{ix}$  bzw.  $\Delta\alpha_{iy}$  und den Längenänderungen  $\Delta l_i$  eindeutig beschrieben werden kann. Letztere werden mit dem Gleitmikrometer erfasst.

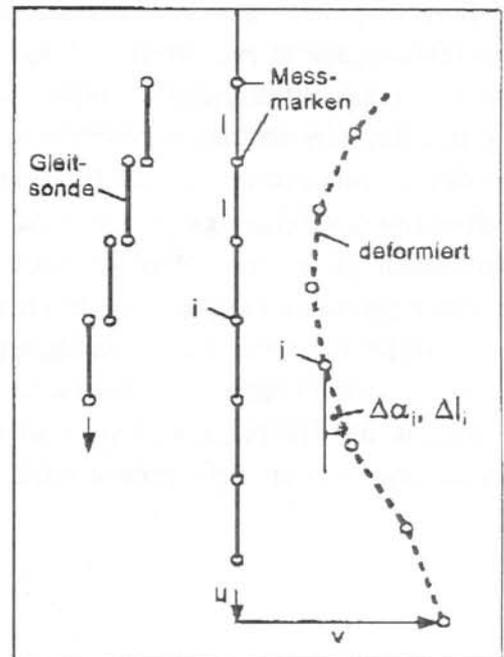


Bild 1: Beispiel einer Messkette für Gleitinstrumente (Gleitsonde). Mit dem Gleitmikrometer wird die Längenänderung  $\Delta l_i$  erfasst.

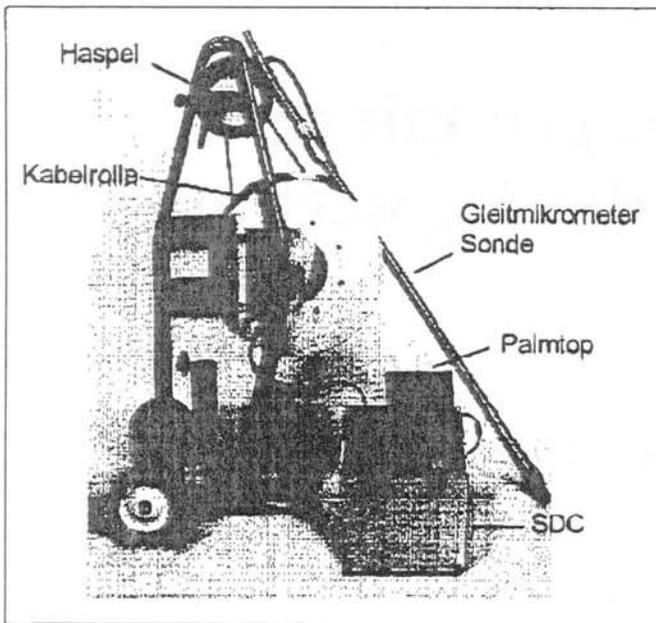


Bild 2: Gleitmikrometer Messausrüstung

Köpfe des Instrumentes sind im Verhältnis zueinander federverspannt, so dass sie sich den jeweils veränderten Positionen der Stützpunkte anpassen können.

Mit Hilfe des in Bild 2 abgebildeten Haspels wird die Messsonde im Bohrloch verschoben. Die Ablesungen erfolgen Schritt für Schritt vom Bohrlochmund zum Bohrlochende und, zum Zwecke der Redundanz, wieder zurück zum Bohrlochmund. Die Ablesewerte werden mit dem Datenerfassungsgerät registriert und auf einem feldtauglichen Computer aufgezeichnet. Werden diese Ablesungen in bestimmten Zeitabständen wiederholt, erhält man im Falle des Gleitmikrometers durch Differenzbildung zur Nullablesung die Dehnungswerte  $\epsilon_i = \Delta l_i / l_i$  der einzelnen Messstrecken ( $l_i = 1\text{m}$ ). Werden diese Dehnungswerte aneinander gereiht, so ergibt sich ein Dehnungsprofil entlang der Bohrung. Über die Aussagekraft von Dehnungsprofilen bei verschiedenen Anwendungen des Gleitmikrometers in der Geotechnik sowie über einige der damit weltweit gewonnenen Erfahrungen wird nachfolgend berichtet.

Im Falle des Gleitmikrometers wird die Messsonde, vom Bohrlochmund ausgehend, schrittweise in die Verrohrung eingelassen und bei jedem Schritt mit einem besonderen Mechanismus zwischen zwei benachbarten Messmarken in Ableseposition gebracht (Bild 3). Die Messmarken weisen die Form eines Kreiskegels, die Köpfe des Messinstrumentes jene einer Kugel auf. Die Kugel passt sich im Kegel in einer Weise ein, dass die Reproduzierbarkeit der Lage des Kugelmittelpunktes mit einer Genauigkeit erfolgt, welche im Mikronbereich ( $\approx 5\mu\text{m}$ ) liegt. Die beiden

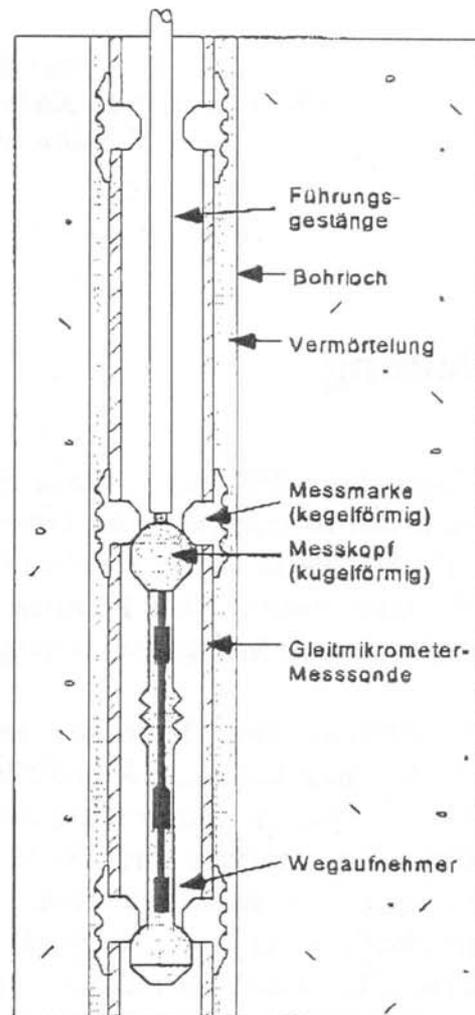


Bild 3: Gleitmikrometermesssonde, verspannt in zwei im Bohrloch fixierten Messmarken

# 1 An Instrumented Loading Test on Soft Deltaic Clays

Eduardo E. Alonso, Antonio Lloret

Geotechnical Engineering Department, UPC, Barcelona, Spain

## 1.1 Background

The new wastewater treatment plant of Barcelona will occupy a large area of the Llobregat river delta. A loading test was carried out to assist in the design of a preloading procedure in order to minimise future settlements of the tanks and other installations. An  $80 \times 80\text{m}$  earth fill, 4m high, was built in 50 days in November-December 1996. Figure 1.1 shows a cross section of the fill and simplified soil conditions on the basis of previous soil investigations. An upper thin layer of soft silt was followed by a 20m thick layer of medium density sand and a deposit of soft deltaic clays, 42m in thickness, overlying a rigid gravel stratum known in the Barcelona delta area as the lower aquifer. The test was instrumented by means of two sliding micrometers, reaching the lower gravels, 8 vibrating wire piezometers, surface settlement gauges and levelling points. This short note will focus on the soil response measured by the extensometers and the relevance of these measurements on the determination of soil properties.

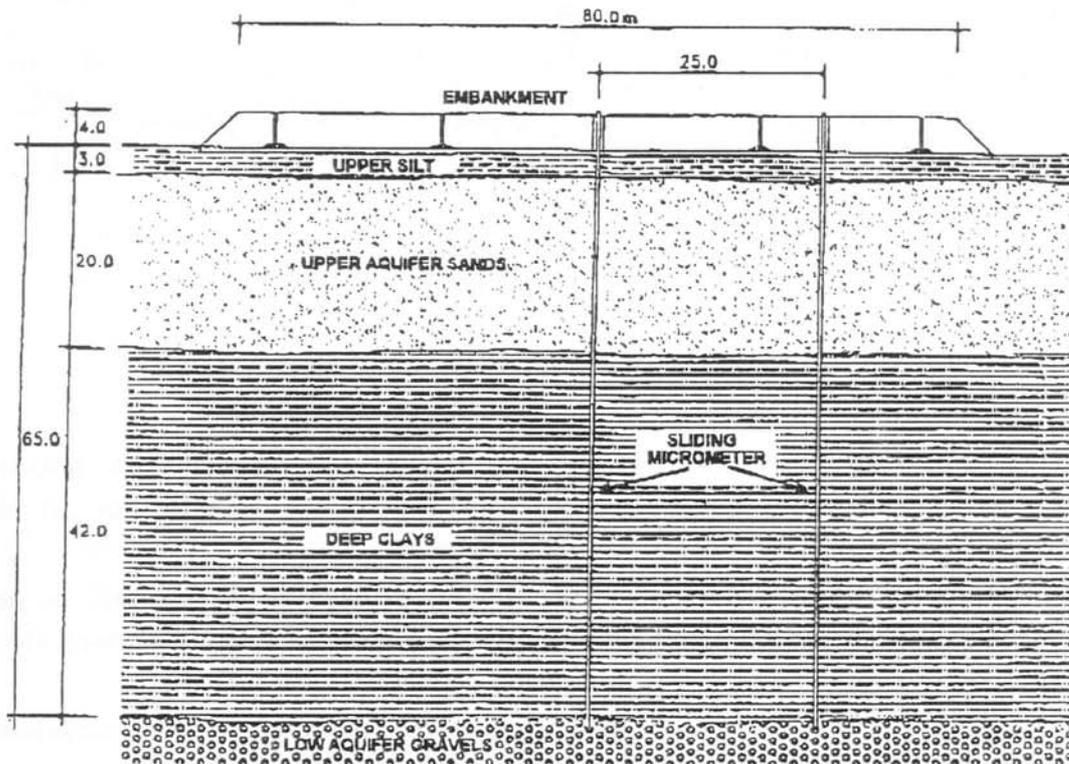


Figure 1.1: Layout of loading test

## 1.2 Relevant Geotechnical Data

Detailed logging of borings showed the presence of numerous thin sandy layers inside the lower clay. The clay itself had a low plasticity (CL) and a low consistency index. Water content, in the vicinity of 30% (average) was close to  $w_L$  between elevation  $-16\text{m}$  and  $-30\text{m}$  below surface. At deeper elevations consistency increased slowly. Interbedded clay layers were also found within the upper sand layer and in fact, a relatively wide transition zone between the sand and the lower clay was close representative of conditions.

Oedometer tests on clay specimens led to the variation with depth of compression index,  $C_c$ , and coefficient of secondary consolidation,  $c_\alpha$  shown in Figure 1.2. Overconsolidation ratio was established on the basis of piezometer observations. Figure 1.3 shows some measurements of pore water pressures, taking the hydrostatic pressure as a reference. The lower part of the clay layer is overconsolidated due to deep pumping of the lower aquifer. Maximum depressions in the 70's suggest an overconsolidation ratio close to 1.35 at the clay-gravel contact. A linear transition towards an OCR = 1 at  $z = -30\text{m}$  was assumed. OCR has a profound effect on secondary consolidation and therefore its variation with depth is an important aspect of long term settlement predictions.

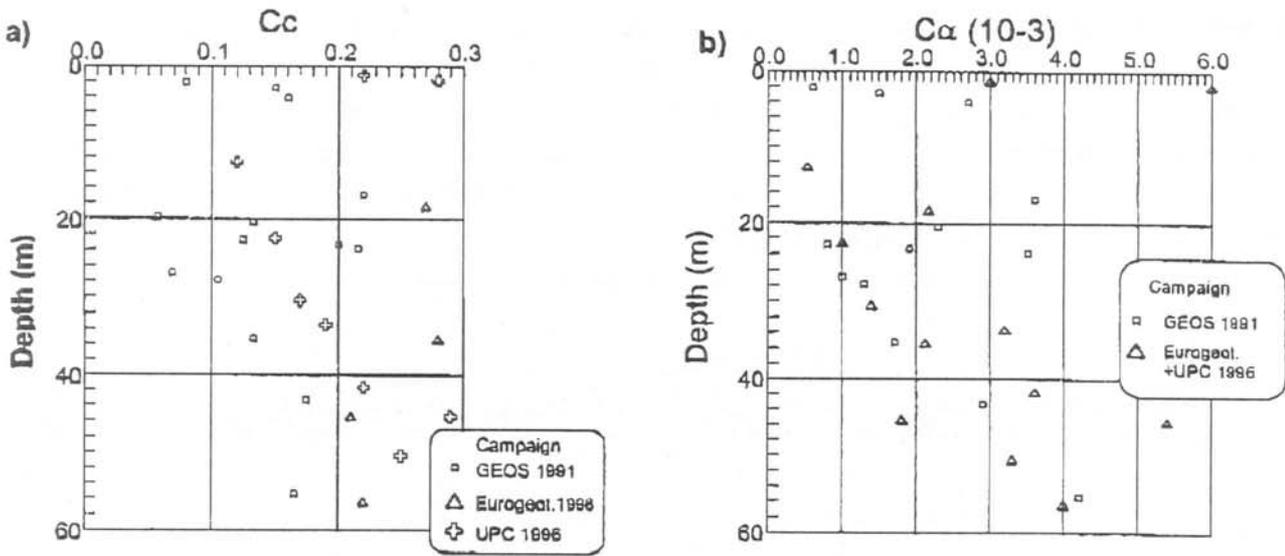


Figure 1.2: Variation of  $C_c$  (a) and  $c_\alpha$  (b) with depth on the basis of laboratory tests

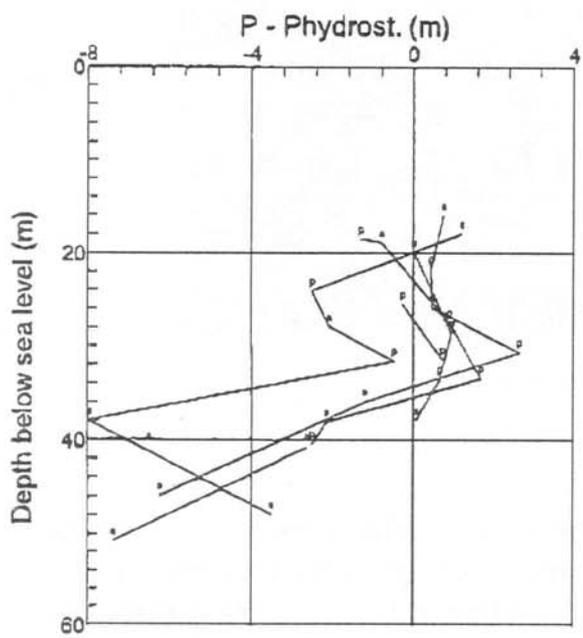
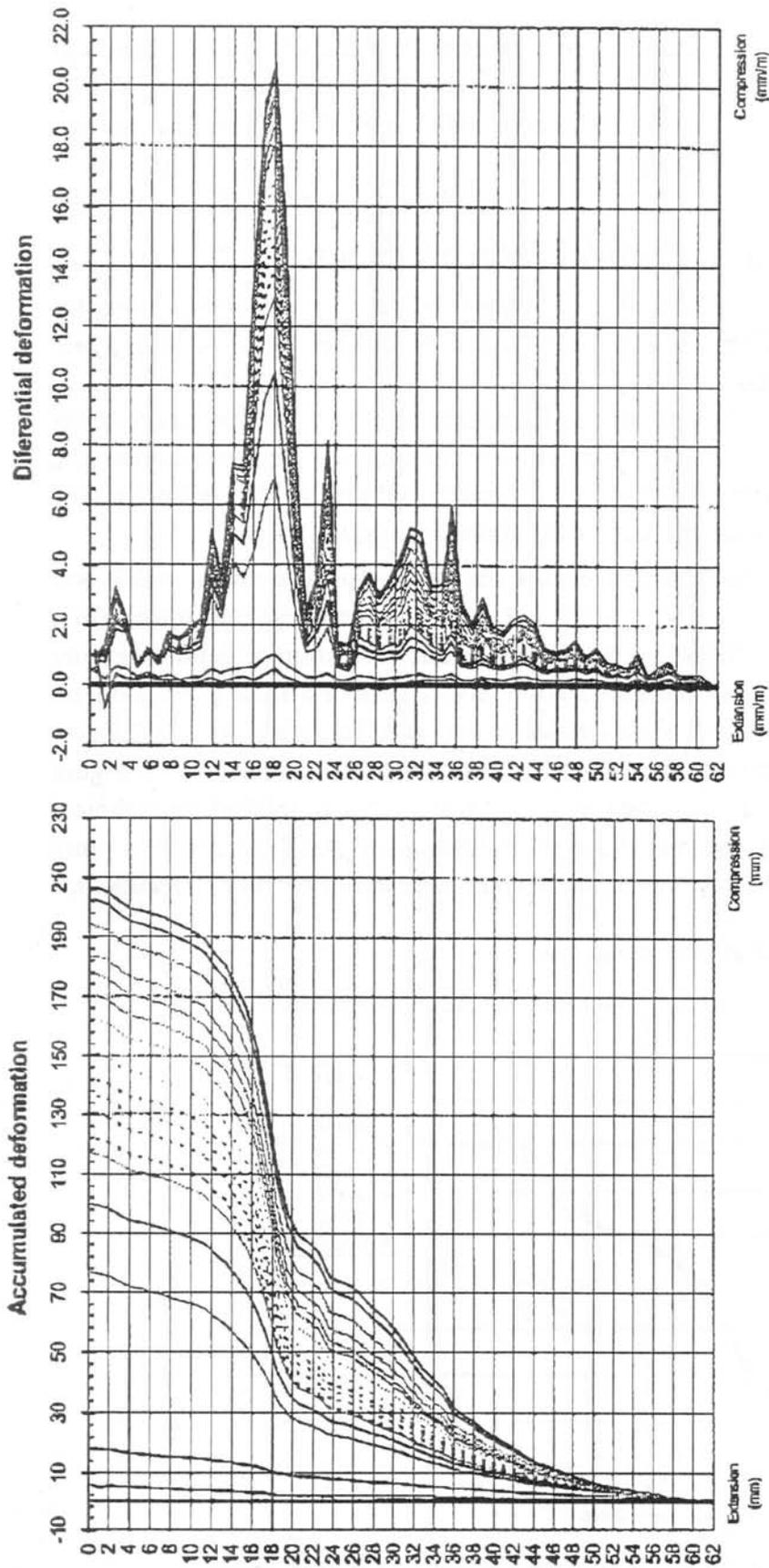


Figure 1.3: Piezometer readings

The conventional site investigation program carried out left some uncertainties in the available knowledge of:

- a) The actual drainage conditions and, in particular, the relevance of lateral drainage along horizontal pervious sand seams.
- b) The actual variation of soil compressibility with depth including secondary effects.
- c) The variation of OCR with depth.
- d) The actual drainage conditions and, in particular, the relevance of lateral drainage along horizontal pervious sand seams.
- e) The actual variation of soil compressibility with depth including secondary effects.
- f) The variation of OCR with depth.



| Measurement: | Date:    | Measurement: | Date:    |
|--------------|----------|--------------|----------|
| 2 —          | 6/11/96  | 8 - - -      | 24/01/97 |
| 3 —          | 28/11/96 | 9 - - -      | 5/02/97  |
| 4 —          | 20/12/96 | 10 - - -     | 19/02/97 |
| 5 —          | 30/12/96 | 11 - - -     | 7/04/97  |
| 6 - - -      | 9/01/97  | 12 - - -     | 8/05/97  |
| 7 - - -      | 15/01/97 | 13 - - -     |          |
|              |          | 14 —         | 4/06/97  |
|              |          | 15 - - -     | 22/07/97 |
|              |          | 16 - - -     | 15/09/97 |
|              |          | 17 —         | 10/12/97 |
|              |          | 18 —         | 4/03/98  |

Figure 1.4. Sliding micrometer readings below the centre of the loaded area

The loading test could provide some insight into these aspects. In some cases in a direct way since histories of strain vs. time at varying depths would be available. In an indirect way, a back analysis of the measured soil performance, through a consolidation model, would also provide relevant data. These aspects are reviewed below.

### 1.3 Sliding Micrometer Data and its Interpretation

Figure 1.4 shows the records of incremental and accumulated deformations measured along the central micrometer over a period of ten months beginning in November 1996. A fairly compressible layer was unexpectedly found between 12 and 20m depth in a soil initially described as sand. Beyond a depth of 22m a progressive reduction of strains is recorded. The low strain values at depth may be associated with the overconsolidation induced by pumping the lower aquifer. An elastic axisymmetric finite element analysis carried out indicated that almost 70% of the vertical stress applied by the embankment reached the lower clay-gravel interface.

Plots of unit deformations along time at different depths showed a typical s-shape, which was interpreted within the framework of classical primary and secondary consolidation theory (Fig. 1.5).  $c_\alpha$  "in situ" coefficients could be derived. They are plotted as a function of depth in Figure 1.6. This figure may be compared with the  $c_\alpha$  values derived from the testing program on recovered samples (Fig. 1.2b). The detailed spatial variation and superior reliability of the information provided by the extensometer data is apparent. Deformation data as presented in Figure 1.5 was grouped into layer units in order to find average values for a simplified geotechnical model, which could be used for the analysis of the plant foundation. Average strain vs. time records were reproduced by a consolidation model and parameter derived by fitting calculations and measurements.

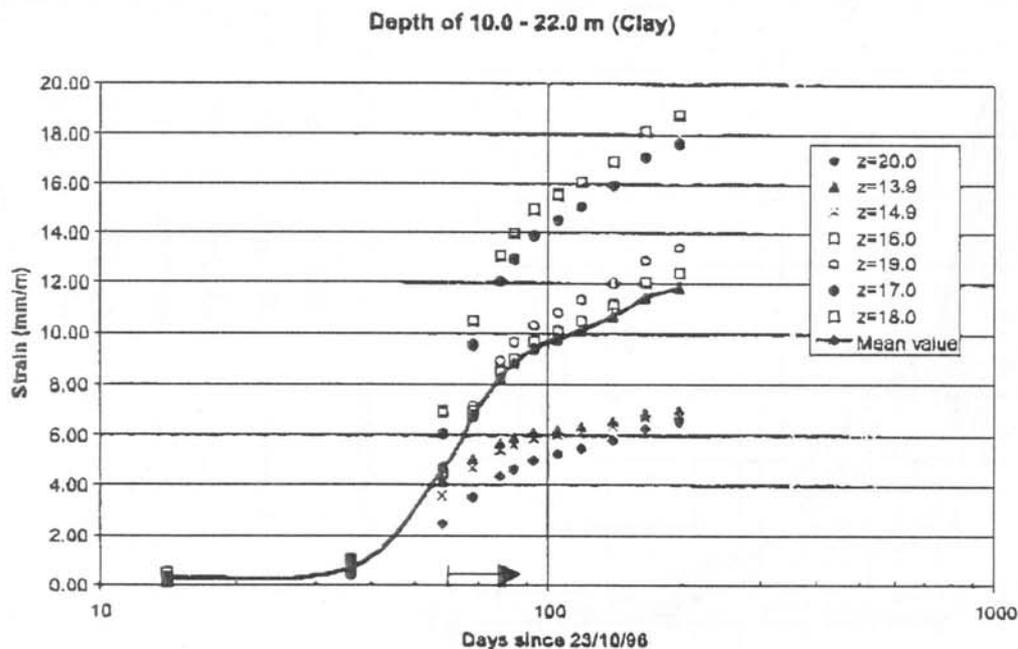


Figure 1.5: Strains recorded at several depths in the range -10 to -22m. Also indicated is the average value

The sequence of homogeneous layers considered and its average consolidation properties are given in Figure 1.7. For each particular layer two sets of values were derived: they correspond to the sand and clay beds respectively. The proportion between sand and clay materials, as determined by the boring description, completes the model. A comparison of calculated and measured surface settlements is shown in Figure 1.8 for the centre of the loading test. The figure also shows the primary and secondary components of the settlement. The good agreement gives confidence to subsequent analysis of the site preloading and future calculated performance of the plant foundation.

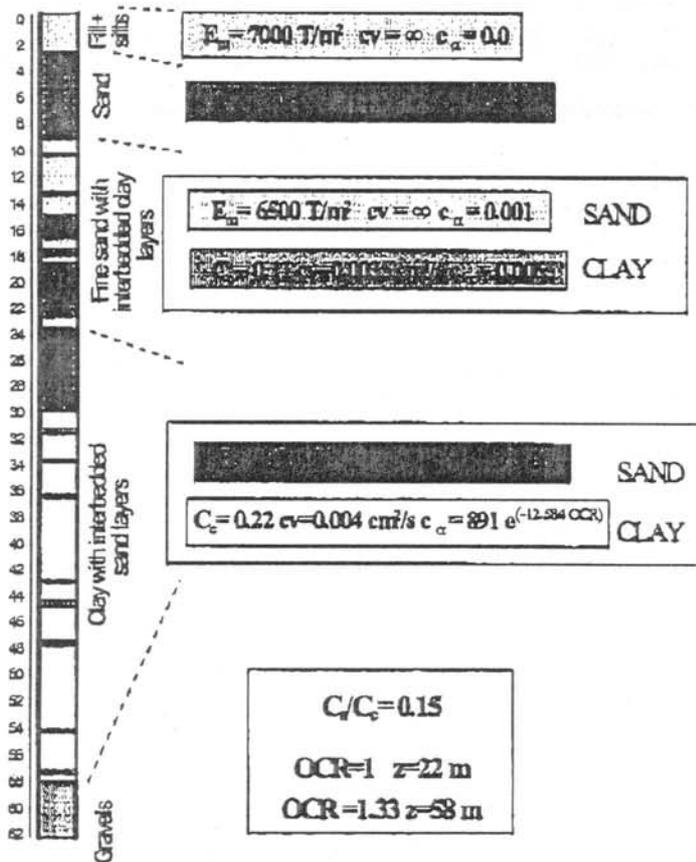


Figure 1.7. Parameters for the consolidation model

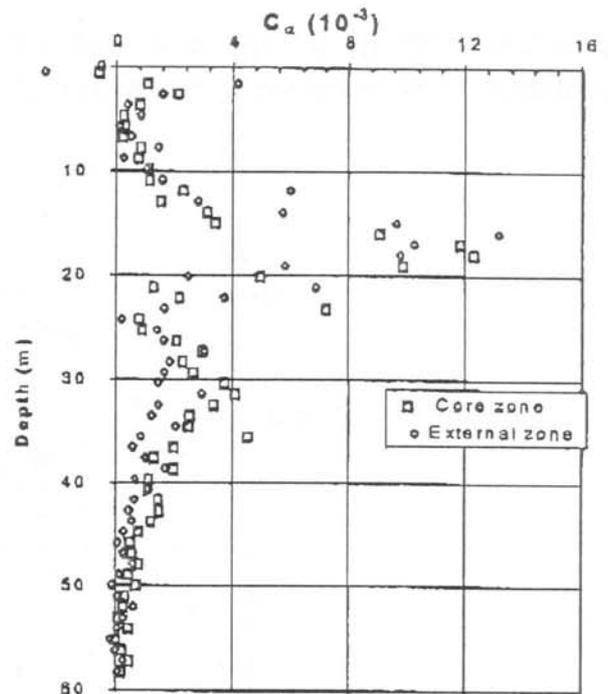


Figure 1.6: Variation of  $c_\alpha$  coefficient with depth from sliding micrometer readings

## 1.4 Conclusions

In order to derive reliable consolidation characteristics of a thick deposit of soft deltaic sands and clays a loading test has been carried out. The test has involved an area  $80 \times 80 \text{ m}$  in plan view and has lasted more than one year in order to identify the secondary consolidation behaviour. The test was instrumented by means of two sliding micrometers extending to a depth of 60m and other devices (piezometers, settlement gauges). Extensometer data has been particularly useful to build a reliable soil consolidation model. Some model parameters (coefficients of secondary consolidation) were directly derived from field records. Other were based on a fitting procedure of measured deformations and

calculations. The model reproduces nicely the observed history of surface settlements and can be confidently used to analyse other aspects of foundation performance.

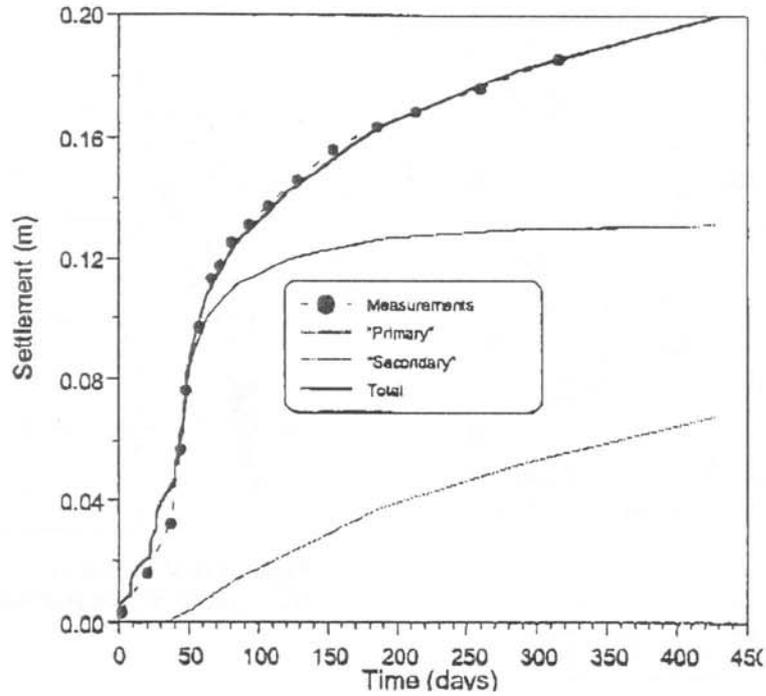


Figure 1.8. Comparison between calculated and measured settlements in the centre of loaded area

## 2 Gleitmikrometermessungen in quellfähigem Gebirge

Ch. Amstad, K. Kovári

Institut für Geotechnik, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Ton- und anhydrithaltige Gesteine haben die Eigenschaft, ihr Volumen durch Aufnahme von Wasser zu vermehren. Man spricht vom "Quellen" dieser Gesteine [1]. Bei der Erstellung und Nutzung von Untertagbauten macht sich das Quellen bekanntlich durch "Sohlhebungen" oder, bei der Behinderung, durch den Sohldruck auf das Sohlgewölbe bemerkbar (Bild 2.1). Diese Kontaktspannung wird als "Quelldruck" bezeichnet.

Die zeitliche Entwicklung der infolge des Quellens im Gebirge auftretenden Verformungen und Verschiebungen sowie jene des Quelldruckes bezeichnet man als "Quellvorgang". Dieser manifestiert sich im Untertagbau am unmittelbarsten durch die Hebung der Sohle (Bild 2.1a) und durch die Belastung des zeitweiligen oder endgültigen Ausbaus (Bild 2.1b). Unter Umständen vermag das eingezogene Sohlgewölbe dem Quelldruck nicht standzuhalten, sodass es zerstört wird. Der Quellvorgang führt in diesem Falle zu einer gänzlichen Einbusse des Tragwiderstandes des Ausbaus. Bei intaktem Gewölbe kann das Bauwerk auch blockweise als Ganzes angehoben werden, so dass Hebungen der Sohle auch von solchen der Firste begleitet werden (Bild 2.1c).

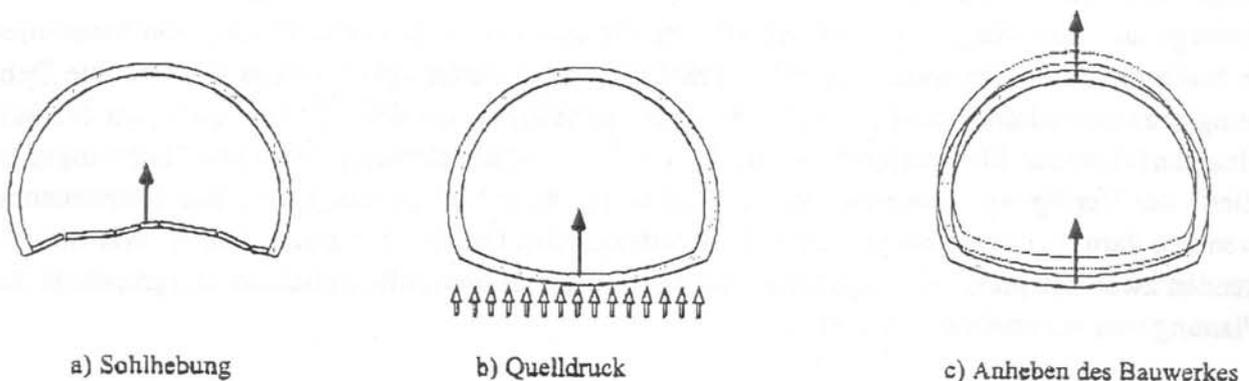


Bild 2.1: Äusserungen des "Quellens" bei der Erstellung und Nutzung von Untertagbauten

Dies zeigt, dass Quellvorgänge sowohl die Tragsicherheit als auch die Gebrauchstauglichkeit von Untertagbauten beeinflussen können. Letzteres kann beispielsweise in Eisenbahntunneln der Fall sein, wo, insbesondere bei Hochgeschwindigkeitszügen, den differentiellen Hebungen der Geleise in Quer- und Längsrichtung enge Grenzen gesetzt sind. Die Kriterien der Gebrauchstauglichkeit sind in diesem Falle wesentlich strenger als diejenigen der Tragfähigkeit.

Das grösste praktische Problem besteht auch heutzutage noch darin, den Verlauf des Quellvorganges während der Bauausführung und einer Betriebszeit von 100 bis 150 Jahren zu prognostizieren bzw. in der Bewältigung der damit verbundenen planerischen und ausführungstechnischen

Aufgaben. Der moderne Tunnelbau verfügt über zahlreiche Hilfsmittel welche, je nach der konkreten Aufgabenstellung, in geringem oder hohem Masse zum Einsatz gelangen können. Es sind dies zunächst die Methoden ingenieurgeologischer Erkundung unter Einbezug hydrologischer Abklärungen, sowie die Verfahren zur Ermittlung der mineralogischen Zusammensetzung und der Erfassung des Quellpotentials des Gesteins im Labor.

Feldmessungen [2] können unser Verständnis des Quellvorganges wesentlich vertiefen. In diesem Zusammenhang hat sich gezeigt, dass Verformungsmessungen wie Nivellements, Konvergenz- und Gleitmikrometermessungen wesentlich zuverlässiger und aussagefähiger sind als Druckmessungen. Die Erfahrung zeigt, dass sich Spannungsänderungen im ton- oder anhydrithaltigen Gebirge messtechnisch gar nicht erfassen lassen [3]. Es bleibt daher nur die Möglichkeit offen, die Kontaktspannung zwischen Ausbau und Gebirge mittels Druckmessdosen zu messen. Aber selbst diese Messmethode ist problematisch, da man die Messwerte nur punktuell erfassen kann und zahlreiche Faktoren die Ergebnisse verfälschen können. Sie eignet sich zudem nicht zur Langzeitbeobachtung des Quellvorganges. Im Gegensatz zu Spannungs- und Druckmessungen lassen sich einfache Dehnungs- und Verschiebungsmessungen über mehrere Jahrzehnte hinaus zuverlässig erfassen.

Besonders bewährt haben sich in dieser Hinsicht die seit drei Jahrzehnten im quellfähigen Gebirge eingesetzten Gleitmikrometer [4,5]. Die differentiellen Verschiebungen, welche sich im Gebirge aus Quellvorgängen ergeben, können mit dem Gleitmikrometer entlang von Messlinien in bestimmten Zeitabständen mit hoher Präzision und Zuverlässigkeit erfasst werden. Die Dehnung (oder Stauchung) wird auf die Basislänge 1 m bezogen, die dem Abstand zwischen den aufeinanderfolgenden Messmarken entspricht. Die Messresultate stehen in Form von "Dehnungsprofilen" zur Verfügung. Von besonderem Wert ist die hohe Messgenauigkeit dieses Instrumentes, wenn es darum geht, selbst in kurzen Zeitabständen den Quellvorgang zu erfassen. Wie die folgenden zwei Beispiele zeigen können Dehnungsprofile als wertvolle Entscheidungsgrundlage zur Planung von Massnahmen dienen.

## **2.1 Beispiel: Seelisbergtunnel**

Beim Bau des Seelisbergtunnels führten Quellvorgänge in den tonigen Amdenermergeln bereits in der Bauphase zu Schäden an den im Paramentbereich eingebauten Entwässerungsleitungen. Da der Bau zu jenem Zeitpunkt bereits weit fortgeschritten war wurde sowohl aus zeitlichen wie aus technischen bzw. finanziellen Gründen auf den nachträglichen Einbau eines Sohlengewölbes verzichtet. Es wurde eine auf der Idee von Lombardi [6] beruhende Rekonstruktionslösung gewählt, bei der unter der Fahrbahnplatte ein Hohlraum geschaffen wurde.

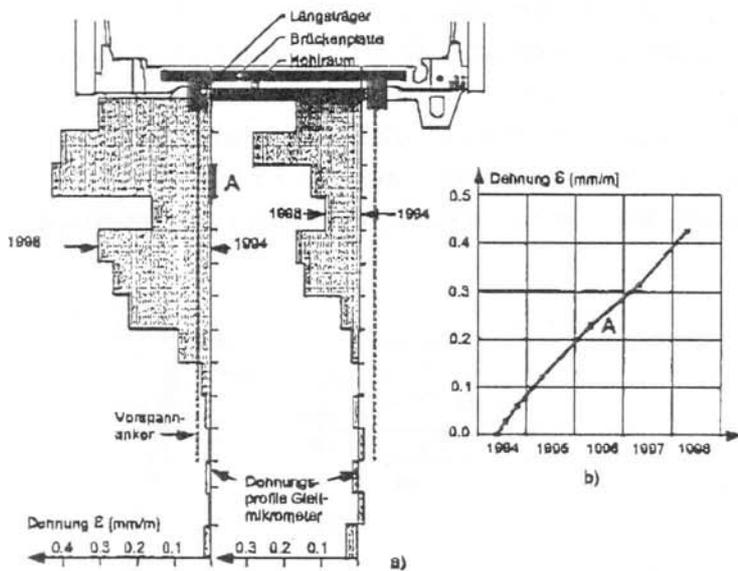


Bild 2.2 Seelisbergtunnel, Gleitmikrometermessungen:  
a) Dehnungsprofile in einem Messquerschnitt  
b) Dehnungsverlauf in der Schicht A in Funktion der Zeit

Die in Bild 2.2 dargestellte Rekonstruktionslösung bestand aus zwei seitlich angeordneten Eisenbeton-Längsträgern, welche im Gebirge mit 12 m langen, auf 60 to vorgespannten Ankern abgespannt wurden. Der Ankerabstand in Tunnellängsrichtung betrug 3 m. Der Zweck dieser Anker bestand darin, auf beiden Seiten der Fahrbahnplatte je einen Fixpunkt aufzubauen, um darauf die aus vorfabrizierten Betonplatten bestehende Fahrbahn abzustützen. Der entstandene Hohlraum wurde so bemessen, dass unterhalb der Brückenplatte Quellungen von bis zu 15 cm möglich sind.

Seit 1979 wurden in der Amdenermergelstrecke Messungen zur Kontrolle des Verformungsverhaltens der Sohlkonstruktion, der Tunnelverkleidung sowie der Verankerung der Längsträger durchgeführt. Es handelt sich um Verschiebungsmessungen (Extensometer- und Konvergenzmessungen) sowie um Ankerkraftmessungen. Die Messungen ergaben eine kontinuierliche, nahezu lineare Zunahme der Sohlhebungen. Die Vorspannkraft von 32 messtechnisch erfassten Ankern war im Verlaufe von 16 Jahren im Mittel um rund 8% angestiegen. Auch die zeitliche Zunahme der Ankerkräfte verlief nahezu linear.

Um die zeitliche Veränderung der Dehnungsprofile im Sohlbereich des Tunnels messtechnisch zu erfassen wurde im Jahre 1994 ein umfangreiches Überwachungsprogramm mit insgesamt 44 vertikalen Gleitmikrometer-Messlinien installiert. Die 16 m langen Bohrungen wurden gemäss Bild 2.2 parallel zu den Vorspannankern angeordnet. Die Gleitmikrometermessungen ergaben im Beobachtungszeitraum von 1994 bis 1998 Dehnungen von bis zu 0.4 mm/m. Zwei typische Dehnungsprofile sind in Bild 2.2a dargestellt. Die Dehnungen reichen im wesentlichen bis in eine Tiefe von rund 10 m unterhalb der Brückenplatte. Bild 2.2 b zeigt den zeitlichen Verlauf der Dehnung innerhalb der 1.0 m starken Gesteinsschicht A. Die Gleitmikrometermessungen dienen der Entscheidung über eine allfällige Nachankerung zur weiteren Gewährleistung der Gebrauchstauglichkeit in den nächsten 20 bis 30 Jahren.

## 2.2 Beispiel: Belchentunnel

Der in den Jahren 1963 - 1970 erstellte 3'180 m lange Belchentunnel der N2 zwischen Basel und Olten durchörtert auf rund 40 % der Tunnellänge stark quellfähige, anhydritführende Gesteine (Gipskeuper). Bereits vor dem Einbau des Sohlgewölbes konnten starke Hebungen im Sohl-

bereich beobachtet werden. Die Widerlagerfundamente hob sich innerhalb von 2 Monaten um bis zu 40 cm [7]. Nach erfolgtem Vollausbuch hob sich die freie Sohle während mehreren Tagen um bis zu 12 cm pro Tag. Daher musste bis zu 80 cm Gestein abgetragen werden, um das 45 cm starke, unarmierte Sohlgewölbe einbauen zu können. Nach dem Einbau wurde dieses aber noch während der Bauausführung zerstört und angehoben und musste durch ein 85 cm starkes, armiertes Sohlgewölbe ersetzt werden. Dieses hielt bis zum heutigen Zeitpunkt dem zunehmenden Quelldruck stand.

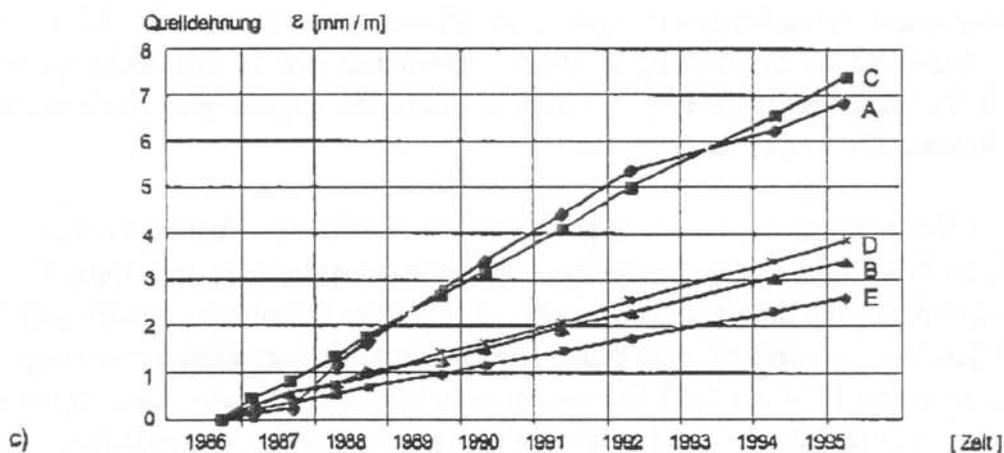
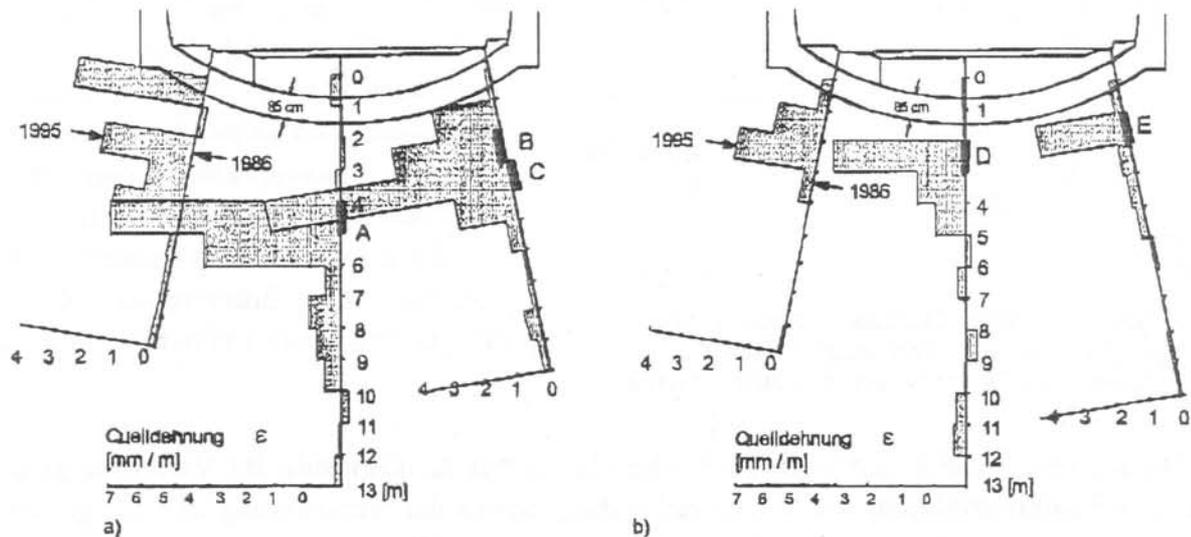


Bild 2.3: Belchentunnel, Gipskeuper: Dehnungsmessungen mit dem Gleitmikrometer entlang von Bohrungen unterhalb der Tunnelsohle. Beobachtungszeitraum von 1986 - 1995 (8 ½ Jahre).

- a) Dehnungsprofile im Messquerschnitt bei km 0.269 (Oströhre)
- b) Dehnungsprofile im Messquerschnitt bei km 1.540 (Oströhre)
- c) Zeitliche Entwicklung der Dehnungen in den ausgewählten Messtrecken A, B, C, D und E

Seit der Inbetriebnahme wird der Tunnel messtechnisch überwacht. Im Jahre 1986 wurden mehrere Tunnelquerschnitte mit Gleitmikrometer-Messlinien nachgerüstet. In jedem dieser Messquerschnitte wurden drei Dehnungsprofile unterhalb der Tunnelsohle in bestimmten

Zeitabständen erfasst. Über erste Messergebnisse wurde anderswo berichtet [8]. In Bild 2.3a und 2.3b sind die in zwei Querschnitten über einen Zeitraum von 8½ Jahren beobachteten Dehnungsprofile dargestellt. Der maximale Dehnungswert  $\epsilon_{\max}$ , über eine Basislänge von einem Meter betrachtet, beträgt in diesem Zeitraum  $\epsilon_{\max} = 0.75 \%$ .

In Bild 2.3c ist der zeitliche Verlauf von fünf ausgewählten Dehnungswerten aufgetragen (A bis E). Diese Darstellung zeigt deutlich den Verlauf des auch rund 30 Jahren nach der Erstellung noch andauernden Quellvorganges. Die beobachteten Dehnungswerte umfassen die überlagerten Auswirkungen der im Gebirge ablaufenden Quell- und Auslaugungsvorgänge. Ein Dehnungsmesswert stellt daher die direkte Beobachtung der Auswirkungen komplexer Vorgänge wie Tonquellung, Anhydrit-Gipsumwandlung und Sulfatauslaugung dar. Lücken in den Dehnungsprofilen deuten darauf hin, dass entweder das Gestein in diesen Bereichen nicht quellfähig ist, dass dort der Quellvorgang noch nicht begonnen hat (fehlendes Wasser) oder dass er schon zur Ruhe gekommen ist.

Im Falle des Belchentunnels dienen die Gleitmikrometermessungen einerseits der Planung der notwendigen Massnahmen zur Erhaltung des Bauwerkes, andererseits der Überprüfung der Wirkungsweise dieser Massnahmen. Zur Zeit wird ein Versuchsstollen zur Gebirgsdrainage erstellt. Mit den Gleitmikrometermessungen wird dabei der Einfluss der Gebirgsentwässerung auf das Quellverhalten des Gesteins und auf das Verhalten der beiden Tunnelröhren erfasst.

## **3 Der Ortsbrust vorausseilende Messung der Extrusion im Kern des Ausbruches**

Lunardi Pietro  
Rocksoil S.p.A., Mailand

### ***Le misure d'extrusione nucleo di terreno al fronte di scavo delle gallerie***

*Übersetzung aus dem Italienischen A. Thut*

#### **3.1 Einleitung**

Es ist bekannt, dass in Folge des Ausbruches die Entwicklung von Verschiebungen zu beobachten sind, dies besonders, wenn die Festigkeit im Verhältnis zum Spannungszustand gering und die Verformbarkeit gross ist. Relativ neuere Untersuchungen haben gezeigt, dass sich diese Verschiebungen im Massiv dem Ausbruch vorausseilend entwickeln (innerhalb des auszubrechenden Kerns). Sie bewirken das Phänomen der Extrusion und "Vorkonvergenz" als Folge des internen Spannungs-Dehnungsprozesses (Bild 3.1) [5].

Nach 1985 wurden im Zusammenhang mit einer technisch-experimentellen Studie systematisch dem Ausbruch vorausseilend Messungen der Extrusion durchgeführt um das Spannungs-Dehnungsverhalten während dem Ausbruch zu ermitteln. Es war in den Jahren 1988 bis 1991, dass bei den Tunneln "Tasso", "Terranova Le Ville" und "Poggio Orlandi" (neue Schnellbahnstrecken von Florenz nach Arezzo) zum erstenmal die neuen Vortriebskonzepte mit vorausseilender systematischer Armierung des Kerns vor der Ortsbrust (nucleo rigido = steifer Kern) erprobt wurden, sie begründeten die Basis für den Ansatz A.DE.CO.-Rs. (Analisi delle Deformazione controllate nelle Rocce e nei suoli) [1], [2].

Die Messungen der Extrusion im Kern werden während den Ausbruchphasen mit dem Gleitmikrometer durchgeführt.

#### **3.2 Resultate und Vorteile der Extrusionsmessungen**

Die Extrusionsmessungen liefern dem Ausbruch vorausseilend die absolute Grösse der Verschiebungen des Untergrundes in der Längsachse, dies in Funktion der Zeit bei einem Vortriebsunterbruch oder in Funktion des Vortriebes selbst. Wie schon erwähnt hat die systematische Anwendung es ermöglicht das Phänomen der Extrusionsverschiebungen gründlich zu untersuchen, und hat beigetragen, das theoretische Verständnis über das Verhalten des Vortriebskerns entscheidend zu verbessern, bis anhin war dies im Tunnelbau, im Hinblick auf den Einfluss der Steifigkeit des Vortriebskerns ein unverstandenes Element der Statik.

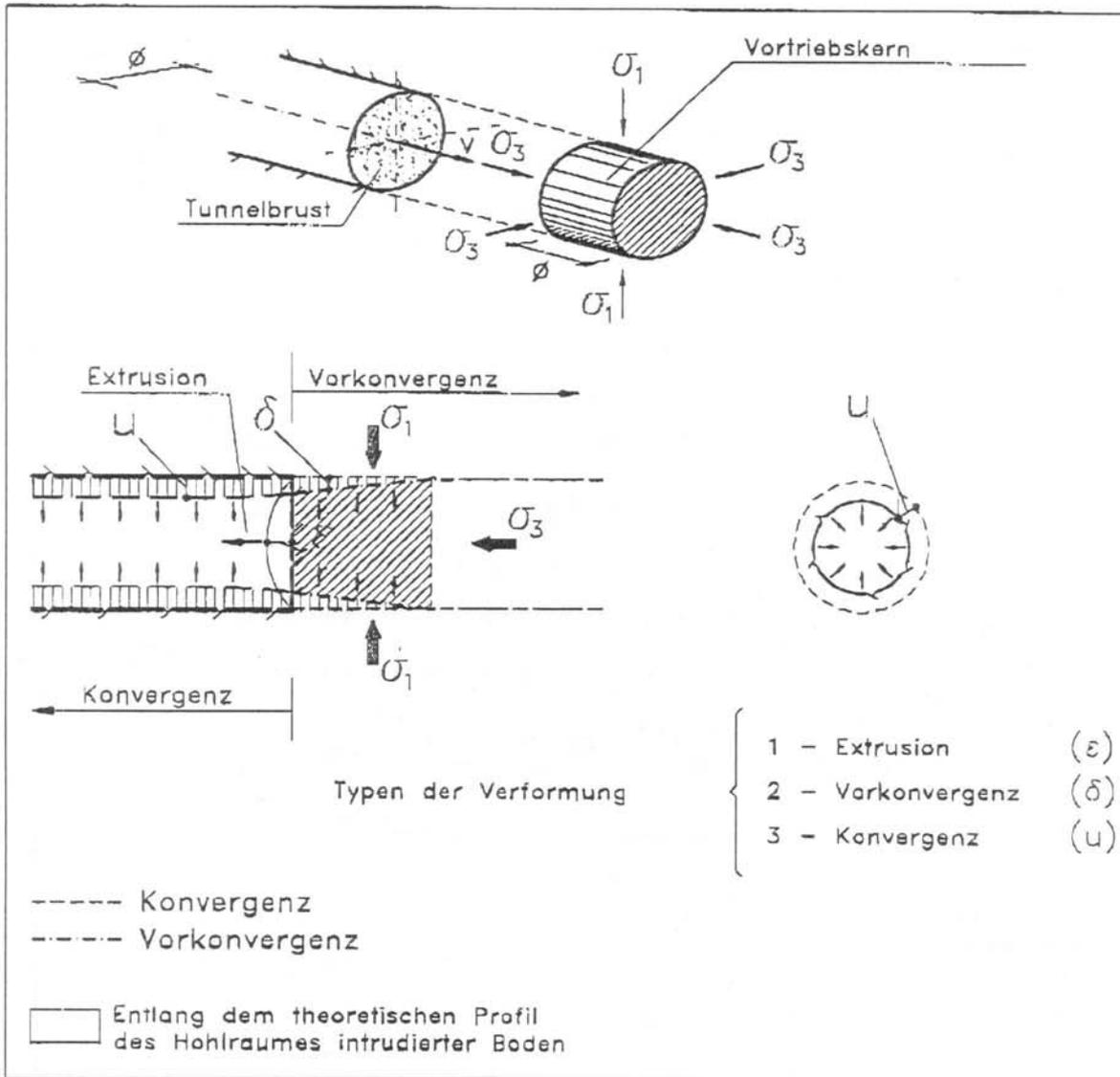


Bild 3.1: Extrusion, Vorkonvergenz, Konvergenz.

Aus der Darstellung der Extrusionsverschiebung und der Konvergenz in einem einzigen Diagramm (Bild 3.2c), bestätigt sich die enge Korrelation zwischen der Grösse der Extrusionsverschiebung im armierten Vortriebskern und der Grösse der Konvergenz, die sich hinter dem Ausbruch manifestiert. Die Darstellung zeigt auch, wie sich die Konvergenz und Extrusion mit der abnehmenden Steifigkeit des Ausbruchkernes (Verkürzung der Armierungslänge mit zunehmendem Ausbruch) vergrössern [3], [4].

Die Extrusionsmessungen in Funktion des Vortriebes ermöglichen die Echtzeit-Messung des Spannungs-Dehnungsverhaltens im Vortriebskern. Sie haben sich als sehr nützlich erwiesen, nicht nur für die systematische Untersuchung des Spannungs-Dehnungsverhaltens im Vortriebskern, jedoch hauptsächlich und speziell als Kontrollmassnahme für die Regulierung bzw. Veränderung der Steifigkeit durch die Verstärkung der Armierung im Vortriebskern.

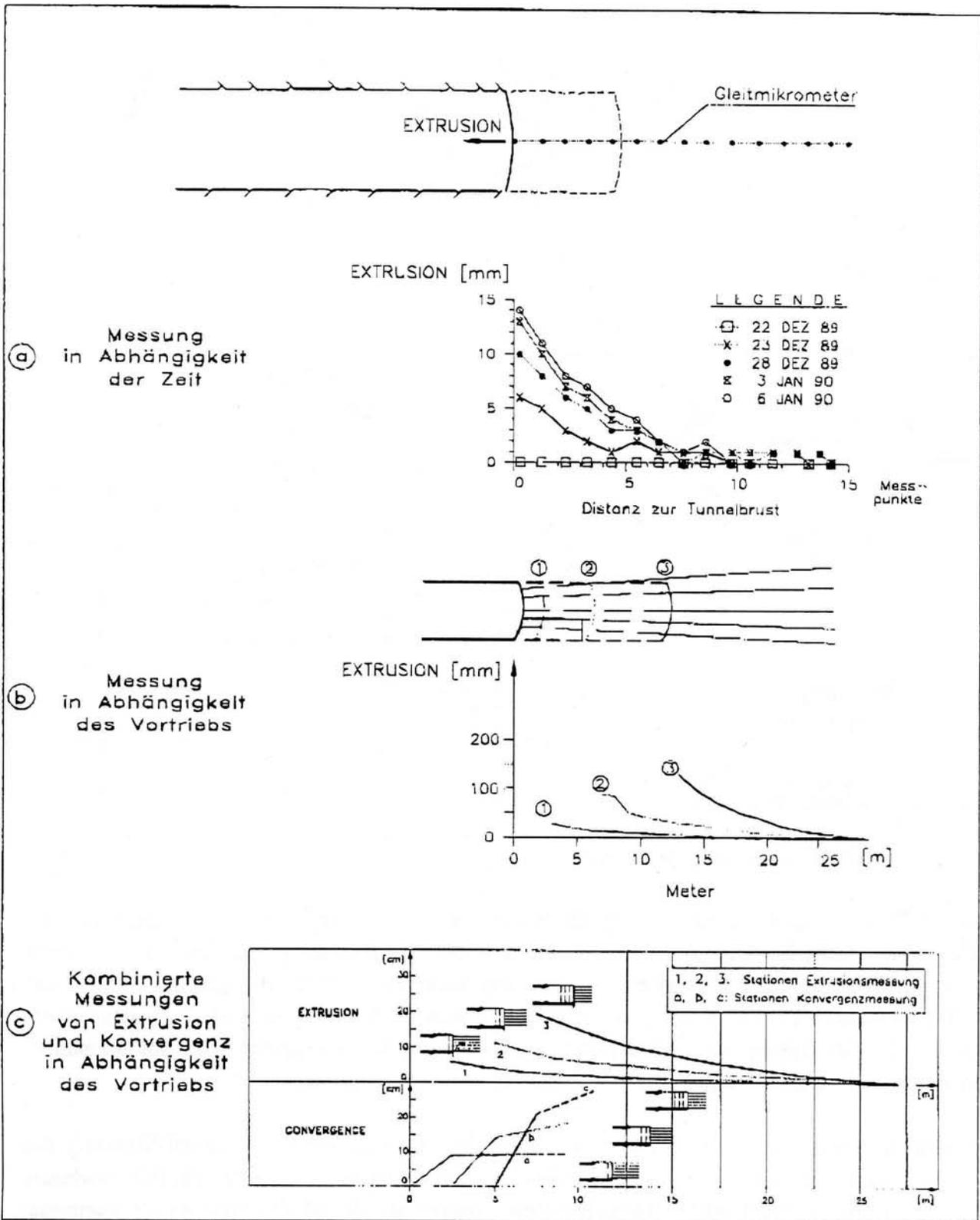


Bild 3.2: Messungen der Extrusion mit Gleitmikrometer, Vergleich mit Konvergenz.

Die Verwendung der Extrusionsmessung mit Gleitmikrometer in Kombination mit der Konvergenzmessung ist ein wichtiges Hilfsmittel für die Planung und die Ausführung des Vortriebes, z.B. bei grossen Verschiebungen Unterbruch des Vortriebes und Verstärkung der Stabilisierung des Kernes oder Verlängerung des verstärkten Kernes über die potentielle Bruchzone hinaus [5]. Beim Vortrieb in schwierigen Konditionen hat sich das Verfahren in der Ausführungsphase etabliert [6].

Die Extrusionsmessungen erhalten auch eine immer grössere Bedeutung im Hinblick auf das Vertragswesen. Beispielsweise ist die Anwendung der Extrusionsmessungen bei der Schnellbahnstrecke zwischen Bologna und Florenz bei der Traversierung des Apenins vertraglich festgelegt. Die Messungen bilden den Hauptparameter, um die Zuverlässigkeit der Projektierung und die Ausführung als Ganzes zu beurteilen. Alle massgebenden Entscheide bezüglich der Ausführung (Anpassung des Tunnelquerschnittes, Tiefen der Aushubphasen) basieren auf dem Vergleich zwischen den beobachteten und den vorausgesagten Extrusionsgrössen.

Unter der Vielzahl von Tunnels, in denen die Extrusionsmessungen in der Phase der Projektierung und in der Ausführung eine zentrale Rolle spielen sollen folgende erwähnt werden: Tunnel "Vasto" (F.S. Ancona Bari) [5], Tartaiguille (TGV Mediterranee, Schnellstrecke der Eisenbahn Marseille-Lyon) [7] sowie mehrere Tunnels der neuen Schnellstrecke Rom-Neapel, alle Tunnels der oben erwähnten Linie Bologna - Florenz und nicht zuletzt der grosse Ausbruch für die Untergrundstation "Baldo degli Ubaldi" der Linie "A" der U-Bahn von Rom [8].

## 4 Gleitmikrometermessungen bei der Baugrube Potsdamer Platz, Berlin

A Thut

Solexperts AG, Schweiz

Besonders bei den Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich sind grosse Baugruben mit Grundflächen von 20'000 m<sup>2</sup> und mehr ausgehoben worden (Potsdamer Platz debis, Sony), teilweise noch im Bau (beispielsweise Lenné Dreieck).

Aus wasserwirtschaftlichen Gründen und auch wegen der Gefahr von Setzungen darf der Grundwasserspiegel nicht abgesenkt werden. Die Standardlösungen sind deshalb:

- Trogbaugruben aus Schlitzwänden mit einfacher Rückverankerung, Unterwasserbetonsohle mit Zugpfahlverankerung (Bild 4.1).
- Trogbaugruben aus Schlitzwänden mit einfacher Rückverankerung mit tiefliegender Dichtsohle, auch Weichgel, Feinzement oder Jet grouting.

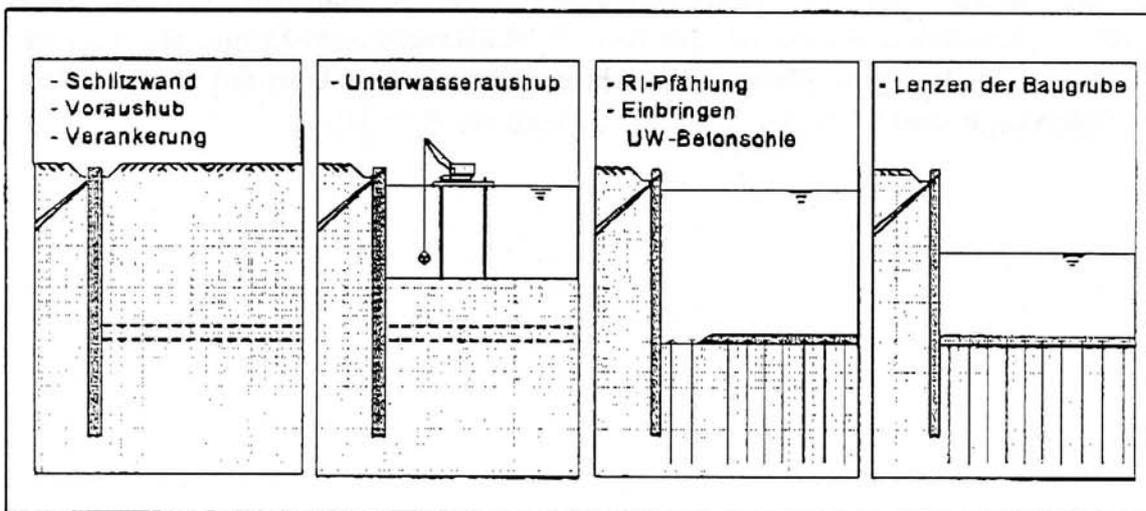
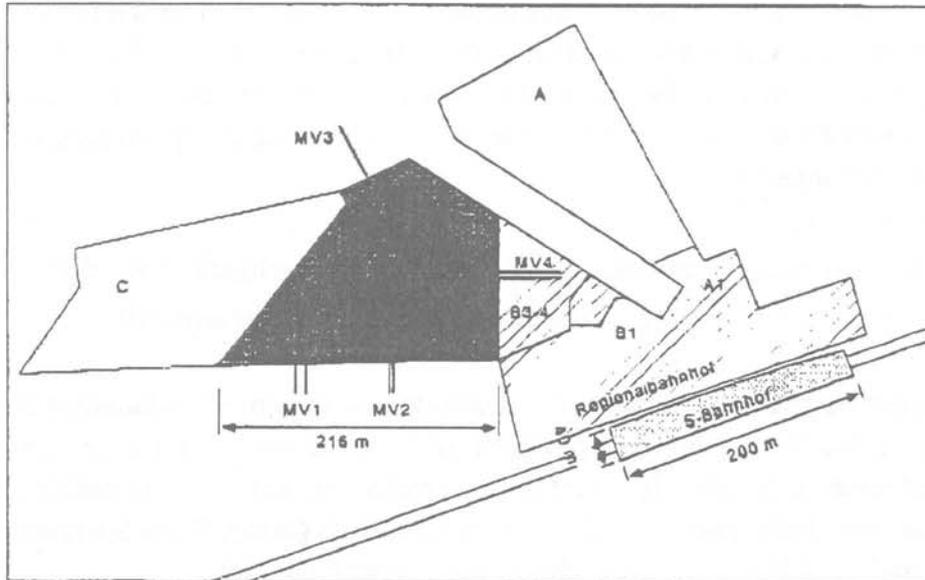


Abb. 4.1: Potsdamer Platz, Verfahren Erstellung Baugrube

Die zweite Massnahme mit tiefliegender Dichtsohle kommt nur selten zur Ausführung (Sony). Der Grund ist die potentielle Umweltbeeinträchtigung und die starke Strömungsbehinderung des Grundwassers. Auch die technische Durchführung, die grossflächige Abdichtung ist heikel und örtliche Leckagen sind schwierig zu orten. Für den Unternehmer bergen die Dichtsohlen erhebliche Risiken, da die vorgegebene Grenze für die Pumpwassermenge, 1.5 l/sec je 1000 m<sup>2</sup>, nicht überschritten werden darf.

## 4.1 Potsdamer Platz Baugrube debis

Die gesamte Baugrube für das Projekt debis und für den Regionalbahnhof Potsdamer Platz der Deutschen Bahn AG wurde in 4 Baulose (Bild 4.2) aufgeteilt. Federführende Unternehmung ist



Hochtief, Essen und Mitglieder der Arbeitsgemeinschaft sind die Firmen C. Baresel AG, Brückner Grundbau GmbH, Möbius GmbH und Hafermeister. Die Baugrube B5-B9 wurde im Hinblick auf die zukünftigen Grossprojekte intensiv mit geotechnischen Messungen überwacht.

Abb. 4.2: Potsdamer Platz, Baugruben B5-B9 Messbaugrube

Wie erwähnt, wurde im Hinblick auf die grossflächige Baugrube die Methode mit der Betonierung der Sohle unter Wasser gewählt. Der Bauablauf war:

- Erstellung der armierten Ortsbeton-Schlitzwände mit einer Stärke von 1.20 m und Tiefen von 21 bis 30 m.
- Im Bereich angrenzender Baugruben kamen auch Spundwandprofile zum Einsatz, sie wurden in der Bentonit-Zement-Suspension eingestellt. Der Bereich zwischen Spundwandfuss bis Oberkante Unterwasserbetonsohle ist ausbetoniert.
- Erstellung der einzigen Ankerlage, die Anker mit 600 bis 1000 kN haben einen Abstand von 0.9 m, sie sind deshalb mit unterschiedlichen Neigungen eingebaut.
- Aushub unter Wasser
- Erstellung der Zugverankerung mit 19 m langen Rüttelinjektionspfählen von Pontons aus, sie hat teilweise auch eine permanente Funktion, da die Auflast des Gebäudekomplexes nicht überall ausreichend ist.
- Erstellung des Unterwasserbetons.
- Lenzen (Auspumpen) der Baugrube.

Das umfassende Mess- und Untersuchungsprogramm beinhaltet [1], Ankerproben, Ankerkraftmessung, Zugversuche an den Rüttelpfählen, Inklinometermessungen in den Verbauwänden, Messung der Bodenhebungen in der Baugrubensohle. Hier werden die Messungen im angrenzenden Lockergestein hinter der Baugrubensicherung besprochen. Diese geotechnischen Messungen wurden im Auftrag der Brückner Grundbau GmbH durch Solexperts AG ausgeführt.

Insgesamt wurden 4 Messquerschnitte mit Gleitmikrometer, kombiniert mit Vertikal- und Horizontalinklinometer-Messrohren ausgerüstet, d.h. im selben Messrohr werden Gleitmikrometer und Inklinometermessungen durchgeführt. Der Messquerschnitt MV1 ist in der Bild 4.3 dargestellt. Die Instrumentierung besteht aus insgesamt 4 Messlinien. G1 vertikal mit einer Tiefe von 35 m ca. 3 m hinter der Schlitzwand, G2 vertikal ebenfalls mit einer Tiefe von 35 m ca. 32 m hinter der Schlitzwand und 2 Messlinien subhorizontal ( $3^\circ$  von der Horizontalen nach unten geneigt) und mit einer Länge von 45 m. Aus Gründen der Redundanz wurden die Instrumentierung und die Messungen wie folgt angeordnet:

- Die Horizontalbohrungen zweifach und
  - in allen Messrohren sind Gleitmikrometer und Inklinometermessungen durchgeführt worden
- Mit diesem Messsystem werden die Verschiebungen linienweise Meter für Meter ermittelt.

Die integrierten Verschiebungen für die verschiedenen Bauzustände sind in den Abbildungen 4.3 und 4.4 enthalten. Die Vertikalitätsverschiebungen, gemessen mit dem Gleitmikrometer in den Vertikalbohrungen und gemessen mit dem Horizontalinklinometer in der subhorizontalen Bohrung, sind für die Bauzustände, Ankerspannen und Unterwasseraushub gering. Beim Spannen der Anker, wurde die 1.2 m starke Schlitzwand 15 mm gegen das Erdreich gedrückt.

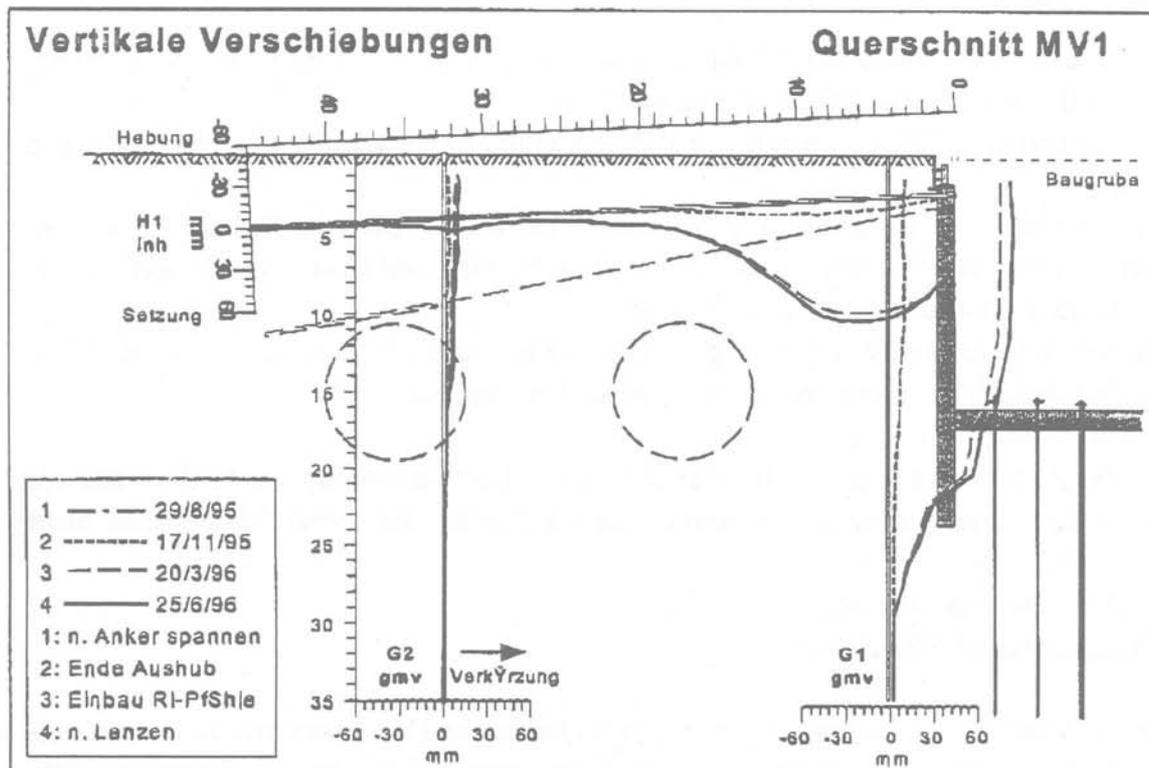


Abb. 4.3: Potsdamer Platz, Vertikale Verschiebungen aufsummiert

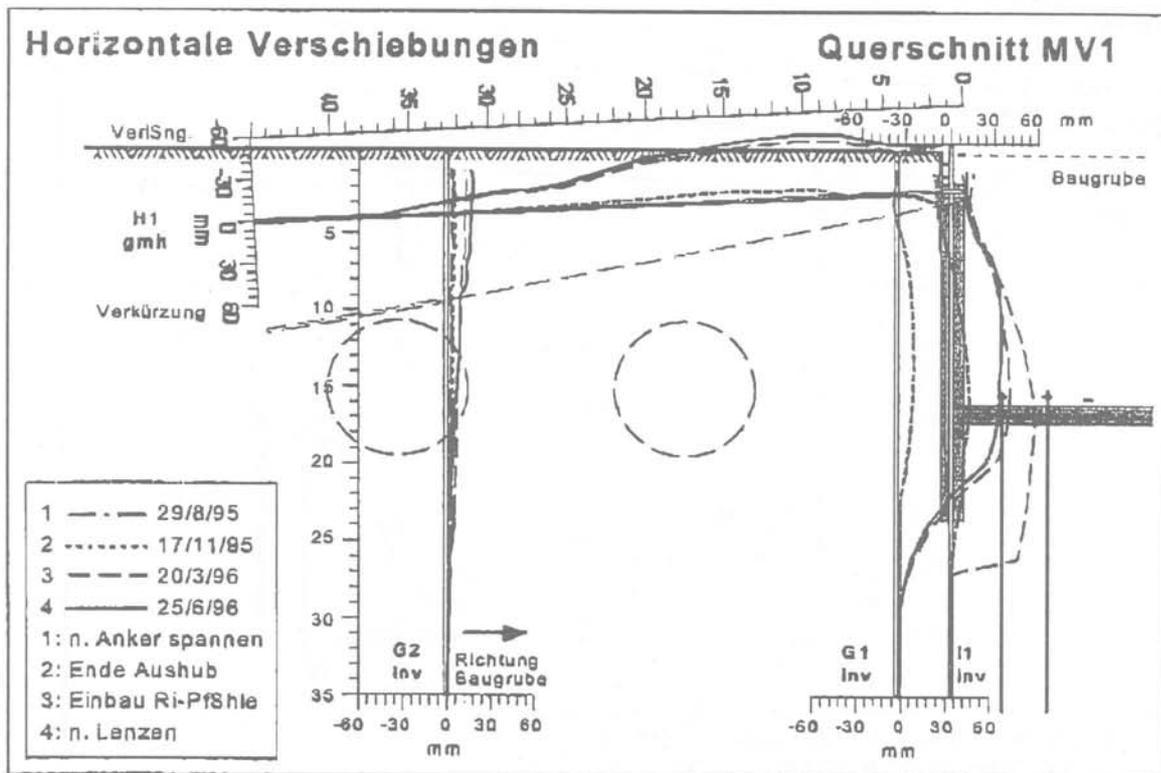


Abb. 4.4 Potsdamer Platz, Horizontale Verschiebungen aufsummiert

Sehr grosse Setzungen sind durch das Einbringen der Rüttelpfähle eingetreten. Drei Meter hinter der Schlitzwand sind beim G1 an der Oberfläche 75 mm Setzungen zu beobachten. Auch die Horizontalverschiebungen zeigen in den Messrohren H1 und H2 die gleiche Grössenordnung. Der Pfahlfuss hat sich in der Grössenordnung von bis zu 70 mm gegen die Baugrube verschoben. Die differentiellen Verschiebungen (Abb. 4.5) verdeutlichen den Ursprung. Horizontalverschiebungen sind nur im Bereich zwischen 16 und 30 m zu beobachten (G1).

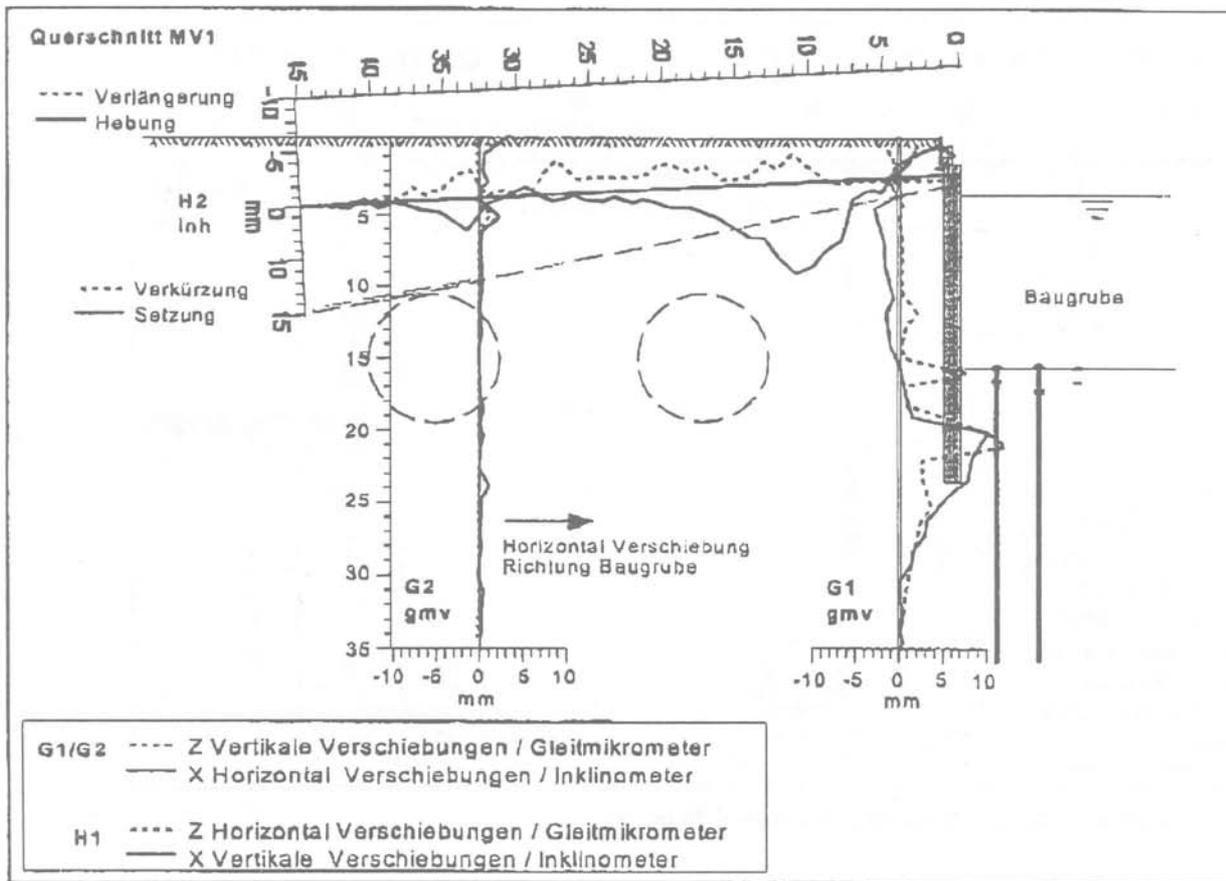


Abb. 4.5: Potsdamer Platz, Messquerschnitt MV1, differentielle Vertikal- und Horizontalverschiebungen

Die Gegenüberstellung der differentiellen Horizontalverschiebungen zu den Setzungen Meter für Meter zeigen, dass der Verschiebungsvektor in der vertikalen Ebene im Bereich des Schlitzwandfusses ca  $45^\circ$  nach unten gerichtet ist. Die maximale Grösse der Verschiebungsvektoren in der Tiefe von ca. 20 m beträgt 15 mm/m. Die Setzungen setzen sich bis zur Oberfläche fort. Der Vergleich der Setzungsverteilung beim Horizontalinklinometer H1 und der Setzungsverteilung im Messrohr G1 zeigt den durch die Verschiebung betroffenen Bereich; er kann durch einen Keil mit einem Winkel von  $46^\circ$  bis  $48^\circ$  von der Vertikalen, grob beschrieben werden. Es handelt sich demnach um verhältnismässig grossräumige Bewegungen, die nicht mit dem aktiven Erdkeil in Einklang gebracht werden können.

## Literatur 2

Ch. Amstad, K. Kovári

- [1] Kovári K., Amstad Ch., Anagnostou G., Tunnelbau in quellfähigem Gebirge, Mitteil. Nr.115 der Schweiz. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, 1987
- [2] Kovári K., Amstad Ch., Feldmessungen in der Geotechnik, Fachseminar des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 1998
- [3] Grob H., Kovari K., Amstad Ch., Sources of Error in the Determination of In-Situ Stresses by Measurements, Tectonophysics, 29, 1975
- [4] Kovári K., Amstad Ch., Köppel J. (1979): New Developments in the Instrumentation of Underground Openings, Proc. of the 4<sup>th</sup> Rapid Excavation and Tunnelling Conference, Atlanta, USA
- [5] Kovári K., Amstad Ch. (1983), Fundamentals of Deformation Measurements, Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, Switzerland
- [6] Lombardi G., Underground Openings in Swelling Rocks, First National Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Lahore, Pakistan, 1984
- [7] Schillinger G., Spang J., Der Belchentunnel der schweizerischen Nationalstrasse N2, Strassen- und Tiefbau, 1966
- [8] Kovári K., Amstad Ch., Anagnostou G., Design/Construction Methods – Tunnelling in Swelling Rocks, Proceedings of the 29<sup>th</sup> U.S. Symposium on Key Questions in Rock Mechanics, A.A. Balkema, Rotterdam, 1988

## Literatur 3

P. Lunardi

- [1] Lunardi P., Bindi R., Focaracci A., „Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Etudes et experiences sur le preconfinement de la cavité et la préconsolidation du noyau au front“, Colloquio Internazionale su „Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble“ Parigi 7-10 Febbraio 1989.
- [2] Lunardi P., Focaracci A., Giorgi P., Papacella A., „Tunnel face reinforcement in soft ground: design and controls during excavation“, Convegno Internazionale su „Towards New Worlds in Tunnelling“ – Acapulco 16-20 Maggio 1992.
- [3] Lunardi P., „La stabilità del front de taille dans les ouvrages souterraines en terrain meuble: études et experiences sur le renforcement du noyau d'avancement“, Symposio Internazionale su „Renforcement des sols: experimentations en vraie grandeur des annes 80“, Parigi, 18 novembre 1993.

- [4] Lunardi P., „Progetto e costruzione di gallerie secondo l'approccio basato sull'analisi delle deformazioni controllate nelle rocce e nei suoli“ (articolo in tre parti), Quarry and Construction, marzo 1994, marzo 1995, aprile 1996.
- [5] Lunardi P., „Influence of the rigidity of the advance core on the safety of tunnel excavation“, Gallerie e grandi opere sotterranee, no. 52, 1997.
- [6] Lunardi P., „Convergence-confinement ou extrusion-préconfinement?“, Colloque „Mécanique et Géotechnique“, Laboratoire de Mécanique des Solides – École Polytechnique<sup>4</sup>, Paris 19 mai, 1998.
- [7] EMCC, „Tartaiguille: une nouvelle méthode“, Tunnels et ouvrages en souterrains, no. 145, janvier-fevrier 1998.
- [8] Lunardi P., Focaracci A., „Stazione Baldo degli Ubaldi“, Quarry and Construction, marzo, 1998.

## Literatur 4

A. Thut

- [1] Brem G., Vogel U., Wooge M., Triantafyllidis T., „Tiefe Baugruben mit Schlitzwänden und Unterwasserbetonsohlen am Potsdamer Platz in Berlin“, Baugrundtagung der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. in Berlin 1996.

Anschrift der Verfasser:

Prof. Eduardo E. Alonso  
 Prof. Antonio Lloret  
 UPC  
 Gran Capitán s/n Módulo D-2  
 S-08034 Barcelona

Dipl. Ing. Ch. Amstad  
 Prof. Dr. K. Kovari  
 Institut für Geotechnik  
 ETH Hönggerberg  
 CH-8093 Zürich

Prof. Dr. Pietro Lunardi  
 Rocksoil S.p.A.  
 Piazza S. Marco 1  
 I-20121 Milano

Dr. Arno Thut  
 Solexperts AG  
 Ifangstrasse 12  
 CH-8603 Schwerzenbach