

N° 102	MITTEILUNGEN der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik PUBLICATION de la Société Suisse de Mécanique des Sols et des Roches
	Herbsttagung 1980, 14. November, Bern — Session d'automne 1980, 14 novembre, Berne

Geotechnische Messungen und Versuche an Baugruben

von Dr. A. Thut, Zürich



Geotechnische Messungen und Versuche an Baugruben

Von Dr. A. Thut, Zürich

1. EINLEITUNG

Aus Gründen des Umweltschutzes werden immer häufiger Strassenabschnitte und auch Bahntrasse unterirdisch geführt. Diese Bauwerke sind meist nur gering überdeckt und werden aus Kostengründen in offenen Baugruben erstellt und nachträglich hinterfüllt. Die Grösse dieser Baugruben macht es erforderlich, dass deren Verhalten, bzw. die eventuellen Deformationen infolge Spannungsumlagerungen genau überwacht werden. mit Hilfe neuer Messmethoden können heute die bodenmechanischen Kennwerte am Bau direkt und damit im Massstab 1:1 gewonnen werden. Für Ingenieure, Bauleitung und Unternehmung bedeuten solche Messungen wertvolle Sicherheitsmassnahmen. Nicht selten geben sie Anlass dazu, zusätzliche Anker oder Spriesse einzubauen oder auch den Bauablauf zu ändern. Umgekehrt sind mit Versuchen im Massstab 1:1 und entsprechenden Messungen auch z.T. erhebliche Einsparungen möglich.

Anhand dreier Bauwerke sollen neue Messmethoden zur Überwachung von Baugruben während der Bauphasen dargestellt werden. Die Messinstrumente, die eine kontinuierliche Kontrolle ermöglichen, bleiben auch nach der Fertigstellung integrierender Bestandteil des Bauwerkes.

— Messung mit Uni-Rod-Extensometer ISETH der Hebungen der Baugrubensohle sowie der darunter liegenden Fels- oder Bodenschichten infolge von Aushub und Quellen des Mergels.

Beispiele: — Tunnel Eich der N-2
— Tunnel Stephanshorn der N-1

— Permanente Messung der Ankerkräfte von Lockergesteinsankern mit dem Fernmesssystem GLOETZL-SOLEXPERS.

Beispiel: — Flughafenlinie Zürich-Kloten

2. HEBUNGEN DER BAUGRUBENSOHLE INFOLGE VON QUELLEN UND ENTLASTUNG

2.1 Tunnel Eich, N-2, Sursee-Riffig

Projekt

Das Bauwerk befindet sich beim Sempachersee. Aus Umweltschutzgründen wurde die Fahrbahn entlang des Sees in einem weiten Bereich durch zwei Tunnelröhren geführt. In Abbildung 1 ist der Querschnitt durch das Bauwerk bei km 77.500, Profil 299, schematisch dargestellt. Auch bei diesem Projekt wurde das Bauwerk in einer offenen Baugrube erstellt, wobei die beiden Gewölbe auf Streifenfundamente abgestützt und die Fahrbahndecken eingespannt sind. Die Projektierung erfolgte durch das Bureau SCHUBIGER AG, Bauingenieure, Luzern. Zur Überprüfung und Kontrolle der Sohlehebungen wurden in drei Querschnitten Extensometer eingebaut.

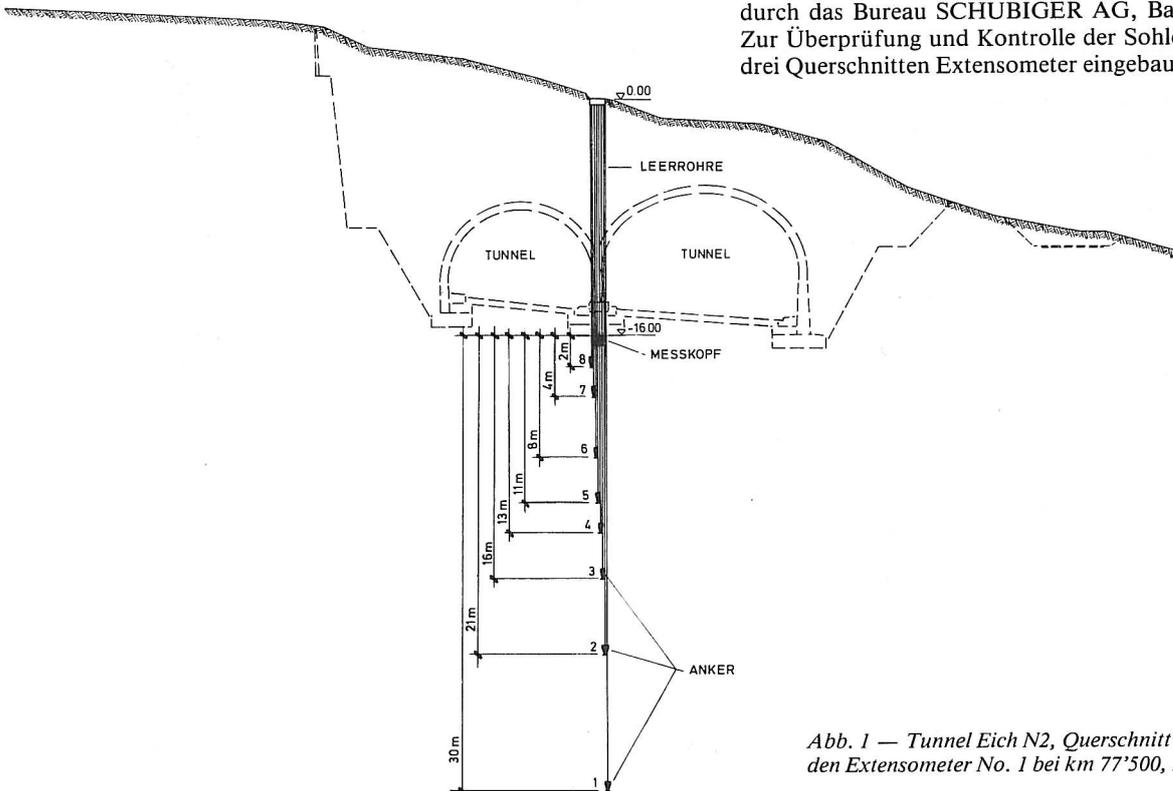


Abb. 1 — Tunnel Eich N2, Querschnitt durch das Bauwerk und den Extensometer No. 1 bei km 77'500, Profil 299

Baugrund und Baugrube

In den drei Messquerschnitten befinden sich unter einer Deckschicht von 1 - 3,0 m, bestehend aus Lockergestein (leicht toniger Silt mit Sand und Feinkies), Mergel und Sandstein der oberen Süßwassermolasse. Im untersuchten Bereich steht der Hangwasserspiegel ca. 10,0 m unterhalb OK-Terrain; er variiert ca. $\pm 2,0$ m. Die geologische und geotechnische Beratung erfolgte durch das Geotechnische Büro Dr. von Moos AG, Zürich.

Extensometermessungen, Anordnung und Messprinzip

Für das Bauwerk war es notwendig, eventuelle Hebungen infolge Quellen der Mergel möglichst frühzeitig zu erfassen. Um die Hebungen und auch anschließende Setzungen durch Hinterfüllen zu messen, wurden drei 8-fach-Extensometer Uni-Rod-ISETH eingebaut. Deren Aufbau ist in Abbildung 1 dargestellt. Die Instrumente wurden vor den Aushubarbeiten in Bohrungen abgesenkt. Unterhalb der Baugrubensohle sind gesamthaft acht Extensometeranker in verschiedenen Tiefen versetzt worden. Der Messkopf, in welchem die Hebungen gemessen werden, liegt ca. 0,50 m unterhalb der zukünftigen Baugrubensohle. Im Aushubbereich befindet sich für jeden Extensometeranker ein Leerrohr, durch welches der mobile elektrische Messtaster (Abb. 2) für die Messung zum Messkopf geführt werden kann.

In Tabelle 1 sind die Aushubtiefen, die Tiefen des Messkopfes und die Tiefen der Extensometeranker in Bezug auf den Messkopf zusammengestellt. Die drei Messquerschnitte 1 - 3 sind 90 m, bzw. 70 m voneinander entfernt.

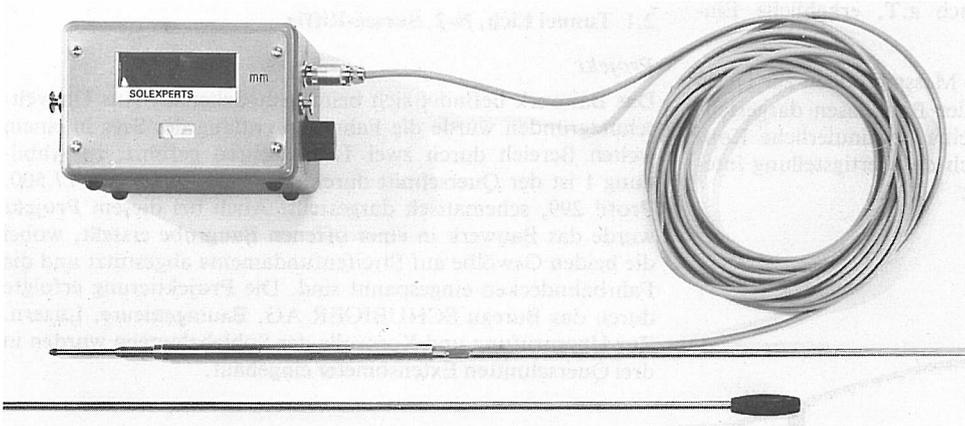


Abb. 2 — Mobiler elektrischer Messtaster und Ablesegerät

Die Funktionsweise des Extensometers kann anhand der Systemskizze der Abbildung 3 erklärt werden. Das Extensometer ist zusammengesetzt aus den Extensometerankern (a), dem Extensometergestänge, welches in einem Kunststoffhüllrohr frei gleiten kann (b), dem Messkopf (c) und den Leerrohren (d) für das Einbringen des elektrischen Wegaufnehmers (e). Das ganze Instrument wird im Bohrloch einzementiert. Das Verfüllgut muss einen Verformungsmodul aufweisen, welcher demjenigen des Untergrundes ähnlich ist.

Die Extensometeranker sind durch die Einzementierung fest mit dem Fels verbunden und folgen deshalb den Verschiebungen des Felsens. Diese Verschiebungen werden durch das starre und frei gleitende Extensometergestänge auf den Messkopf übertragen und dort in verschiedenen Zeitabständen je nach Bauzustand mit dem elektrischen Wegaufnehmer gemessen. Der unterste Extensometeranker wird möglichst tief versetzt, in einer Zone, in welcher keine Bewegungen zu erwarten sind. Für die Auswertung werden sämtliche im Messkopf ermittelten Verschiebungen (Relativverschiebungen zwischen Extensometerankern und Messkopf) auf diesen "Fixpunkt" bezogen.

	Ext. 1 m	Ext. 2 m	Ext. 3 m
Aushubtiefe ab OK natürlicher Boden	16.10	12.90	17.50
Tiefe des Messkopfes	16.60	13.40	17.90
Tiefen der Extensometeranker bezogen auf Messkopf			
8	2	2	4
7	4	5	8
6	8	9	12
5	11	13	16
4	13	17	24
3	16	21	28
2	21	25	32
1	31	37	40

Tabelle 1 — Tunnel Eich
Aushubtiefen und Tiefen der Extensometeranker

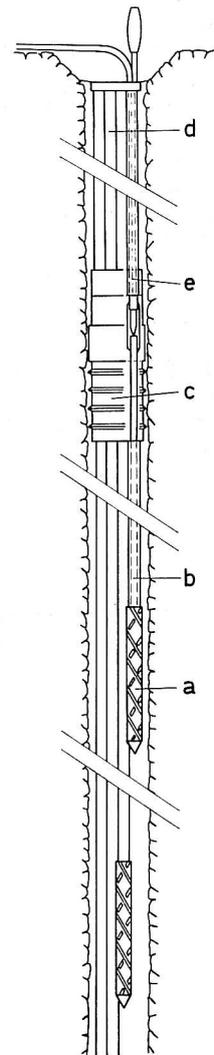


Abb. 3 — Systemskizze der eingebauten Extensometer, Uni-Rod-ISETH

In Abbildung 4 ist der Extensometerkopf mit den anschließenden Leerrohren vor dem Absenken in das Bohrloch ersichtlich; die acht Extensometeranker mit Gestänge und Kunststoffhüllrohren sind zusammengebaut und befinden sich bereits in der Bohrung.

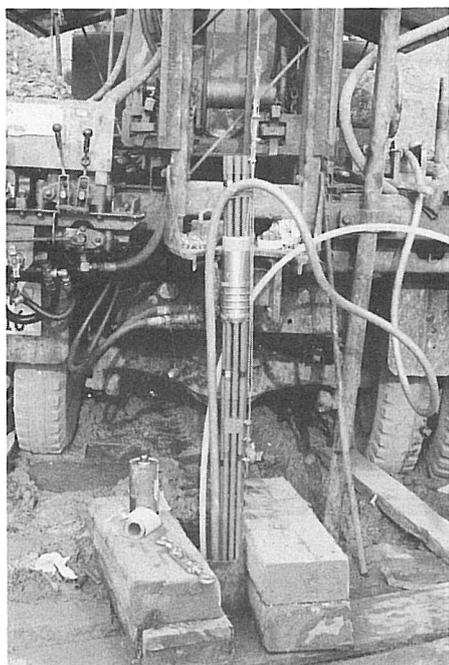


Abb. 4 — Messkopf des Extensometers vor dem Absenken in das Bohrloch

Nach dem Aushub wurde das Extensometer für die mechanische Messung umgebaut und der Messkopf in das Bauwerk integriert. Die Extensometergestänge wurden verlängert und der Messkopf ca. 3,0 m höher in der Mittelwand einzementiert. Damit wurde erreicht, dass die Messungen kontinuierlich weitergeführt werden können.

Messresultate und Interpretation

Die drei Extensometer zeigen bezüglich der Grösse der Hebungen infolge Aushubs und auch bezüglich der Setzungen durch Hinterfüllen ein stark unterschiedliches Bild. Die Werte sind in Tabelle 2, zusammen mit den Entlastungen und Belastungen, enthalten. Für die Entlastung wurde ein Raumgewicht von $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$ angenommen.

	Ext. 1	Ext. 2	Ext. 3
Entlastung (t/m ²)	35,0	29,5	39,4
Hebung (mm)	5,9	20,1	15,4
Belastung (t/m ²)	50	34	62
Setzung (mm)	1,5	13,0	5,5

Tabelle 2 — Tunnel Eich
Entlastung, Belastung und Hebungen bzw. Setzungen

In den Abbildungen 5 und 6 ist der zeitliche Verlauf der Hebungen und Setzungen eines jeden Extensometerankers für die typischen Extensometer 1 (kleinste Deformationen) und Extensometer 2 (grösste Deformationen) dargestellt. Die erfassten Bauphasen sind:

1. Aushub
2. Betonieren des Tunnelgewölbes und der Fahrbahnplatten
3. Hinterfüllung

Bei Extensometer 1 sind die Deformationen infolge Laständerungen ziemlich rasch abgeklungen, Extensometer 2 hingegen zeigt bei den Hebungen auch vier Monate nach Fertigstellung des Aushubs noch kein endgültiges Abklingen.

Zum Verständnis der Messresultate sind in den Abbildungen 7 und 8 die geologischen Profile und die totalen Hebungen und Setzungen in Abhängigkeit der Tiefe dargestellt. Der Mergelanteil ist bei Extensometer 2 mit den grösseren Deformationen wesentlich höher; ungefähr die Hälfte der Hebungen und mehr als die Hälfte der Setzungen werden durch die oberste ca. 1,0 m starke Schicht aus tonigem Mergel verursacht. Das rasche Abklingen der Hebungen — und dementsprechend der Spannungen — mit zunehmender Tiefe wird aus diesen Darstellungen ersichtlich, was sich aus der lastverteilenden Plattenwirkung sowie auch aus der seitlichen Einspannung der Sandsteinbänke erklären lässt.

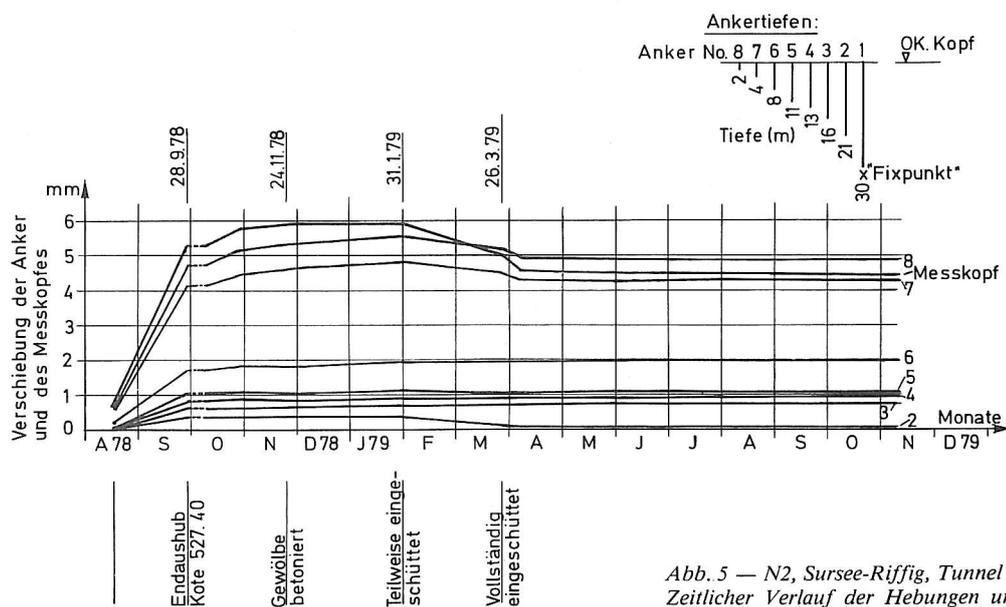


Abb. 5 — N2, Sursee-Riffig, Tunnel Eich
Zeitlicher Verlauf der Hebungen und Setzungen bezogen auf "Fixpunkt" Anker No. 1, Extensometer 1, Profil 299

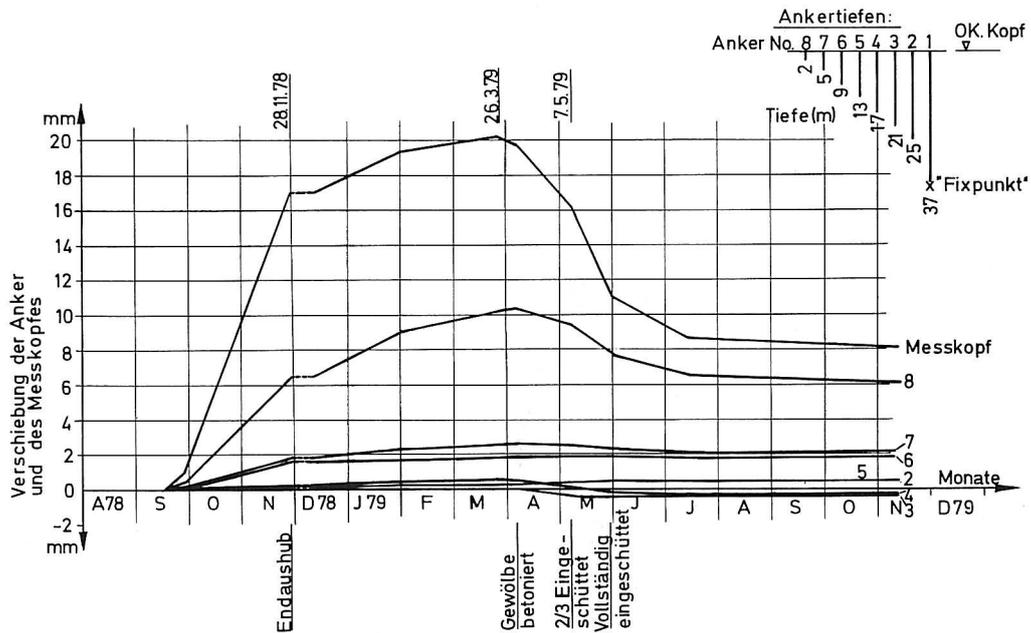


Abb. 6 — N2, Sursee-Riffig, Tunnel Eich
Zeitlicher Verlauf der Hebungen und Setzungen bezogen auf "Fixpunkt" Anker No. 1, Extensometer 2, Profil 303 1/2

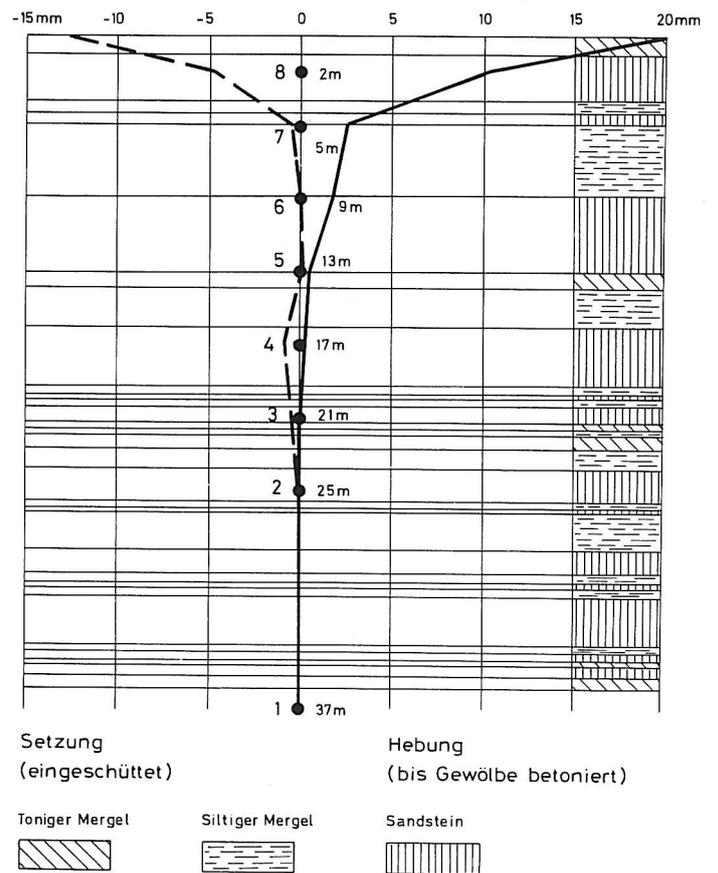
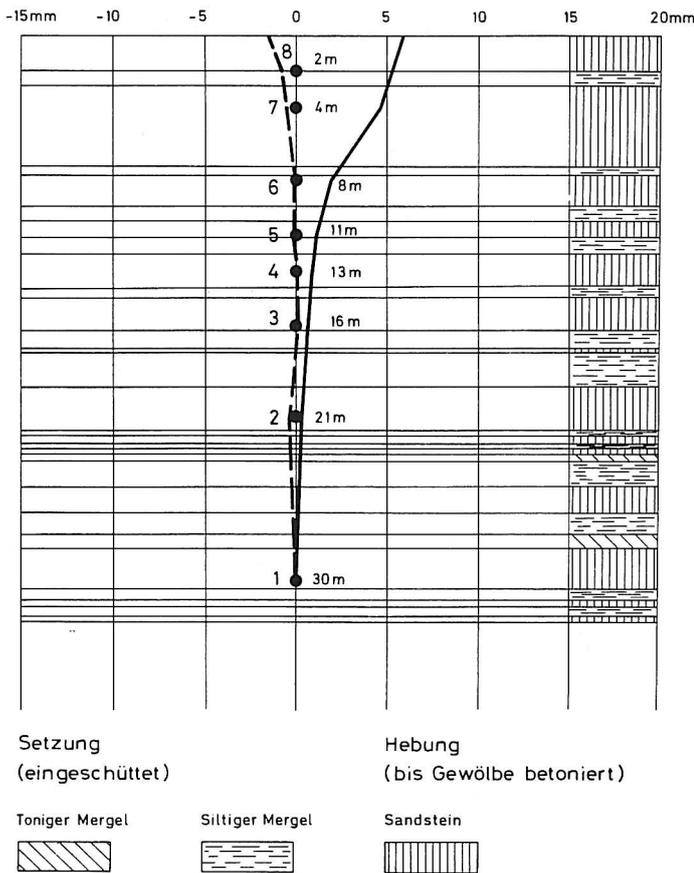


Abb. 7 — N2, Tunnel Eich, geologisches Profil und Hebungen, bzw. Setzungen bei Extensometer 1

Abb. 8 — N2, Tunnel Eich, geologisches Profil und Hebungen, bzw. Setzungen bei Extensometer 2

Ermittlung der E-Moduli

Mit Hilfe der Hebungen und Setzungen, zusammen mit den Laständerungen, lassen sich die E-Moduli für Entlastung und Wiederbelastung des Sandsteins, der tonigen und der siltigen Mergel abschätzen. Da die Spannungsverteilung in der Tiefe unbekannt ist, wurden die Näherungswerte auf Grund der Spannungsänderungen und Deformationen in den oberen 2,0 m, zwischen Messkopf und Anker Nr. 8 (Ext. 1 und Ext. 2), bzw. den oberen 4,0 m (Ext. 3) berechnet. In Tabelle 3 sind diese Werte zusammengestellt. Die E-Moduli der Entlastung müssten infolge der bekannten Hysteresiserscheinung eigentlich immer grösser sein. Der Fehler ist auf die Unsicherheit in der Ermittlung der Spannungsänderungen zurückzuführen.

	E-Modul kg/cm ²	Laststufen kg/cm ²
Sandstein (Ext. 1)	Belastung 14.000	0 - 5
	Entlastung 18.000	3,5 - 0
Toniger Mergel (Ext. 2)	Belastung 400	0 - 3,4
	Entlastung 300	2,9 - 0
Siltiger Mergel (Ext. 3)	Belastung 700	0 - 6,2
	Entlastung 400	3,9 - 0

Tabelle 3 — Tunnel Eich
Entlastungs- und Belastungsmoduli

Quellverhalten der Mergel

Die Auswertung der ersten vorliegenden Messungen zeigt, dass bis zum Herbst 1979 die beobachteten Bewegungen zum grössten Teil allein auf die Entlastung infolge Aushubs und Wiederbelastung durch Hinterfüllen zurückzuführen sind, da

die ermittelten E-Moduli der Mergel den im Labor ermittelten Werten entsprechen. Die Laborversuche im Mergel zeigen für die Entlastung ebenfalls E-Moduli zwischen 400 und 500 kg/cm².

Dass bis 1979 keine oder nur minime Quellhebungen zu beobachten waren, ist auf die schonende Art der Aushubarbeiten zurückzuführen. Um die Rissebildung und somit den Eintritt von Meteorwasser in die Mergelbänke zu verhindern, war verlangt worden, dass die Auflockerung des Molassefelsens nicht durch Sprengen sondern durch Aufreissen (Rippen) erfolge. Zusätzlich wurde unmittelbar nach der Erstellung des profilgerechten Aushubs die Baugrubensohle mit 15 cm Beton abgedeckt, um das Eindringen von Wasser zu verhindern.

Im Jahr 1980 wurden bei einzelnen Extensometerankern geringe Hebungen im Bereich von 0,1 - 0,5 mm beobachtet, doch werden erst die nachfolgenden erforderlichen Langzeitmessungen Aufschluss darüber geben können, ob sich damit ein Beginn von Quellhebungen abzeichnet.

2.2 Tunnel Stephanshorn, N-1, St. Gallen Wil - St. Margrethen

Projekt

Anlässlich der Frühjahrstagung 1980 der Schweiz. Bodenmechanischen Gesellschaft wurde das Bauwerk in zwei Beiträgen durch die Herren H. Appenzeller und W. Heierli, A. Merk, eingehend beschrieben.

Die Projektbearbeitung und Bauleitung erfolgte durch die Ingenieurgemeinschaft Wieser und Heierli.

In Abbildung 9 ist ein Querschnitt durch das Bauwerk dargestellt. Wie beim Projekt Tunnel Eich werden die Tunnelröhren in einer offenen Baugrube erstellt und anschliessend wieder hinterfüllt. Zur Kontrolle der Sohlhebungen wurden Extensometer in drei Querschnitten versetzt.

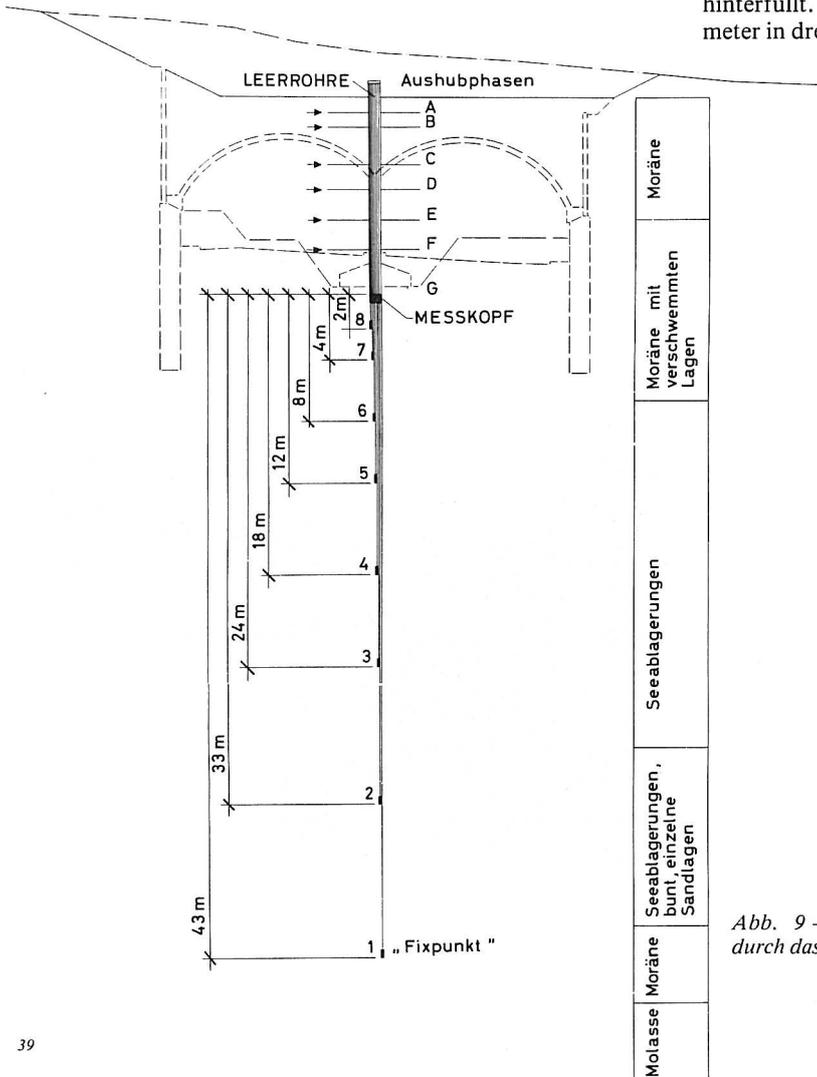


Abb. 9 — N1, Wil-St. Gallen, Tunnel Stephanshorn, Querschnitt durch das Bauwerk und das Extensometer No. 1

Baugrund

Unter einer Überlagerung von ca. 1,0 m steht eine fest gelagerte Moräne sowie eine Moräne mit verschwemmten Lagen an. Anschliessend sind vorbelastete Seebodenablagerungen vorhanden. Die obere Süswassermolasse wurde erst in grösseren Tiefen erreicht. Der schematische Bodenaufbau bei den drei Extensometern ist in Tabelle 4 enthalten. Ein eigentlicher Grundwasserspiegel konnte bei den Untersuchungen nicht beobachtet werden; in den Seeablagerungen und auch in der Moräne befinden sich sandige, kiesige, voneinander unabhängige, wasserführende Horizonte, deren freie Spiegel die Terrainoberfläche erreichen können.

	Ext. 1 m	Ext. 2 m	Ext. 3 m
Moräne	7.70	7.40	12.00
Moräne mit verschwemmten Lagen			
Seeablagerung	19.60	14.20	12.00
Moräne	55.10	60.10	63.55
Molasse	56.45	61.20	64.75

Tabelle 4 — Tunnel Stephanshorn
Schematischer Bodenaufbau bei den Extensometern

Die geologische und geotechnische Beratung erfolgte durch das Geotechnische Büro Dr. von Moos AG, Zürich.

Extensometermessungen, Anordnung

Die Ziele der angeordneten Messungen waren:

- Lückenlose Erfassung der Sohlhebungen und der Hebungen der darunter liegenden Schichten, um möglichst frühzeitig eventuell notwendige Massnahmen ergreifen zu können.
- Vorzeitige Abschätzung der zu erwartenden Setzungen des Bauwerkes beim Hinterfüllen.

Die Instrumente wurden bei diesem Projekt von einem geringfügigen Voraushub aus in bis zu 60 m tiefe Bohrungen abgesenkt. Die Messköpfe liegen ca. 0,50 m unterhalb der zukünftigen Baugrubensohle, und die untersten Anker, als Fixpunkt angenommen, sind bei den Extensometern 2 und 3 in der Molasse und bei Extensometer 1 in der Moräne verankert. Die Aushubtiefen, Tiefen der Messköpfe und die Tiefen der Extensometeranker, bezogen auf die Messköpfe, sind in Tabelle 5 enthalten. Die Extensometer 1, 2 und 3 sind 30 m, bzw. 90 m voneinander entfernt.

Die Verformungseigenschaften der Verfüllmischung zur Einzementierung der Extensometer wurde denjenigen des Bodens möglichst angepasst. Das Verfüllgut aus Ton-Zement hat einen M_E -Modul von ca. 800 kg/cm^2 .

Beim Tunnel Stephanshorn konnten die Hebungen während mehrerer Aushubstadien gemessen werden. Der Aushub erfolgte über die gesamte Breite (Baugrubenbreite ca. 25,0 m) bis unmittelbar unter die Auflager der Tunnelgewölbe auf den Bohrpfehlwänden (s. Abb. 10), bei Extensometer 1 bis ca. 8,20 m ab Voraushub. Der weitere Aushub für die Konstruktion des Mittelfundamentes und der Mittelwand wurde aus

Sicherheitsgründen (passiver Erddruck für die Pfahlwand) trapezförmig ausgeführt (vergleiche Veröffentlichung W. Heierli, A. Merk).

Die Extensometer wurden wie beim Tunnel Eich verlängert und in der Mittelwand zur Kontrolle der Setzungen beim Hinterfüllen einzementiert (Abb. 11). Die Messungen erfolgen nach dem Umbau in einer Nische mit einer mechanischen Messuhr.

Aus den Tabellen 4 und 5 ist ersichtlich, dass sich die Aushubsohle bei Extensometer 1 in der Moräne und bei den Extensometern 2 und 3 in der überkonsolidierten Seeablagerung befindet.

	Ext. 1 m	Ext. 2 m	Ext. 3 m
Aushubtiefen ab OK Voraushub	13,0	16,3	12,9
Tiefen der Messköpfe ab OK Voraushub	13,2	16,8	13,3
Tiefen der Anker ab OK Messkopf	8	2,0	2,0
	7	4,0	4,0
	6	8,0	8,0
	5	12,0	12,0
	4	18,0	18,0
	3	24,0	27,0
	2	33,0	37,0
	1	43,0	47,5

Tabelle 5 — Tunnel Stephanshorn, Aushubtiefen, Tiefen der Messköpfe und Extensometeranker

Messresultate und Interpretation

Da die Aushubarbeiten und Messungen im Zeitpunkt des vorliegenden Berichtes noch im Gange sind, können lediglich die ersten Resultate bezüglich der gemessenen Hebungen diskutiert werden.

In Abbildung 12 ist der Verlauf der Hebungen der Anker 2 bis 8 des Extensometers 1 und die Hebung des Messkopfes, also die Hebung der Baugrubensohle zwischen Oktober 1979 und November 1980 aufgetragen. Mit dem mobilen elektrischen Wegaufnehmer (Abb. 2) konnten die Messungen vom Aushubplanum aus in insgesamt sechs Aushubphasen vorgenommen werden, so dass sich ein Anhaltspunkt über die Grössenordnung



Abb. 10 — Tunnel Stephanshorn, Aushubphase vor dem Betonieren des Mittelfundamentes

der Hebungen in jeder Entlastungsphase ergibt. Dass es sich aber nur um "Momentaufnahmen" handeln kann, ist aus den Messungen mit der Aushubtiefe 8,20 m ersichtlich, denn bei einem unveränderten Bauzustand zwischen Ende Mai 1980 und Ende August 1980 ist nur ein schwaches Abklingen der Deformationen zu beobachten. Auf Grund des Verlaufs der Hebungen der verschiedenen Anker kann angenommen werden, dass die Bodenschichten zwischen den Extensometerankern 6 und 7 (Abstand 4,0 m) massgeblich an der Zunahme der Hebungen bei gleichem Bauzustand beteiligt sind. In diesem Bereich befindet sich der Übergang von der Moräne mit verschwemmten Lagen zum überkonsolidierten Seebodenlehm, und zwar 2,60 m Moräne und 1,40 m Seebodenlehm.

Der Aushub des Trapezes (s. Abb. 10) für die Erstellung des Mittelfundamentes hatte eine starke Zunahme der Hebungen zur Folge. Die Abmessungen dieses Aushubes betragen: Tiefe ca. 4,50 m, Breite unten 6,50 m, oben 12,0 m. Der Anteil an der Gesamthebung beträgt ca. 35%. Dieser sprunghafte Anstieg ist auf folgende Einflüsse zurückzuführen:

- Der Entlastungsmodul nimmt mit zunehmender Entlastung stark ab (vergleiche M_E -Moduli).
- Die Entlastung bewirkt eine seitliche Deformation der Pfahlwand infolge Mobilisierung des passiven Erddruckes. Dadurch ergibt sich eine zusätzliche Hebungsbewegung.

Wo sich die Aushubsohle im überkonsolidierten Seebodenlehm befindet, bei Extensometer 2, beträgt die Hebung total 60 mm.

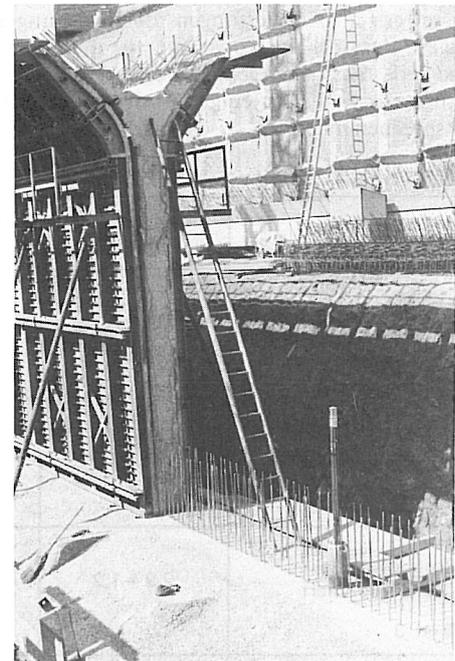
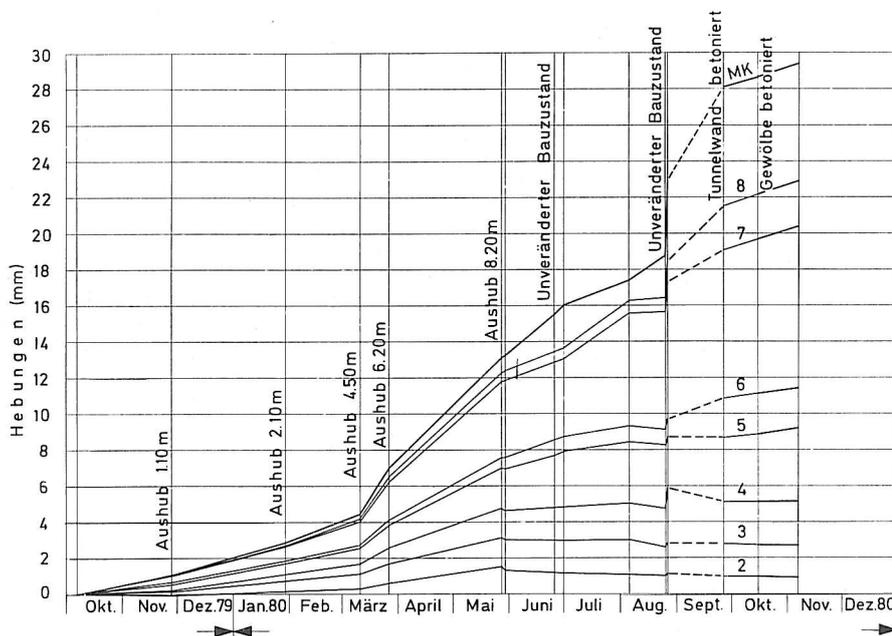


Abb. 11 — Tunnel Stephanshorn, Mittelwand mit verlängertem Extensometer



Tiefe der Anker bis OK. Messkopf

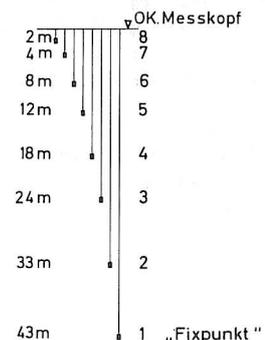


Abb. 12 — Tunnel Stephanshorn, zeitlicher Verlauf der Hebungen beim Extensometer 1

M_E -Moduli

Wie beim Tunnel Eich lassen sich die Entlastungsmoduli aus den Messungen abschätzen, in Tabelle 6 sind die für verschiedene Entlastungsstufen erreichten Werte zusammengestellt. Zum Vergleich sind die mit dem Dilatometer im Bohrloch bei ähnlichen Entlastungsbereichen ermittelten Entlastungsmoduli angeführt.

Die starke Abhängigkeit des Entlastungsmoduls von der Entlastungsstufe wird aus dieser Tabelle ersichtlich. Wie erwähnt, sind jedoch die kleineren Werte auch im Zusammenhang mit der Querverschiebung der Wand zu betrachten. Bei Feldver-

suchen, ausgeführt in der Projektierungsphase mit dem Dilatometer 95 und dem "Pressiomètre autoforeur", konnte ebenfalls die starke Abhängigkeit des Entlastungsmoduls, aber auch des Belastungsmoduls, von der Grösse der Entlastung beobachtet werden. Beim Dilatometerversuch kann sich der Boden im Zeitraum zwischen dem Erstellen der Bohrung und der Durchführung des Versuches entlasten, beim Versuch mit dem "Pressiomètre autoforeur" hingegen ist die Entlastung minimal. Mit dem Dilatometer wurden im Mittel bei Laststufen von 2 - 10 kg/cm² Werte von 800 - 1000 kg/cm² (Belastungsmoduli), mit dem "Pressiomètre autoforeur" Werte bis 2000 kg/cm² und mehr gemessen.

Diese ersten Auswertungen der Messungen und Versuche zeigen, dass bei Feldversuchen für die Ermittlung der für das Bauwerk massgebenden E-Werte die Entlastungs- und Belastungsgrössen denjenigen des Bauablaufs möglichst entsprechen müssen.

	Entlastungsstufe kg/cm ²	Entlastungsmoduli kg/cm ²
Moräne mit verschwemmten Lagen Ext. 1	2,8 - 1,0 1,0 - 0	2300 700
Seebodenlehm überkonsolidiert Ext. 2	3,6 - 1,2 1,2 - 0	750 200
Seebodenlehm überkonsolidiert Ext. 3	2,9 - 1,2	560
Seebodenlehm überkonsolidiert Dilatometer 95	5,0 - 3,0 4,0 - 2,0	800

Tabelle 6 — Stephanshorn
Zusammenstellung der Entlastungsmoduli

3. PERMANENTE MESSUNG DER ANKERKRÄFTE VON LOCKERGESTEINSANKERN, LANGZEITVERHALTEN

3.1 SBB-Flughafenlinie Zürich-Kloten

Für die Flughafenlinie wurden bei den Losen 1, 2, 5 und 8 insgesamt 108 permanente Ankerkraftgeber eingebaut. Am Beispiel des Loses 8 kann das Langzeitverhalten der Lockergesteinsanker untersucht und statistisch ausgewertet werden.

Projekt

Das Los 8 der Flughafenlinie befindet sich in Glattbrugg bei der Kreuzung Schaffhauserstrasse / Giebeleichstrasse mit der SBB. Früher überquerte die Linie mit einem Niveauübergang die Schaffhauserstrasse. Im Zusammenhang mit dem Neubau der Strecke wurde die Trasse tiefer gelegt und im Bereich der Station und der Strassenüberquerungen überdeckt. Die Tunnelwände und die Wände der Zufahrtsrampen wurden mittels vorfabrizierter Schlitzwände (Piatti-Swissboring) erstellt. Im offenen Bereich und z.T. im überdeckten Teil sind die Wände permanent rückverankert. In Abbildung 13 ist ein typischer Querschnitt dargestellt. Im Tunnelbereich wurde zuerst die Decke betoniert, der Aushub erfolgte anschliessend im Schutz der Decke.

Die Lockergesteinsanker haben im Mittel eine freie Länge von 13,0 m, die Verankerungstrecke beträgt 6,0 m. Insgesamt wurden 1400 Dywidaganker, mehrheitlich Ø 26 mm, versetzt; sie wurden der statischen Berechnung entsprechend auf Gebrauchslasten zwischen ca. 14 Mp bis 24 Mp gespannt. Gemäss Anker-norm SIA 191 sind bei 5% der Anker permanente Ankerkraftgeber mit Fernablesung installiert worden.

Für das Projekt und die Bauleitung zeichnet die Ingenieur-gemeinschaft NEUKOM + ZWICKY, Zürich und STEPHAN + KUNZ, Kloten.

Baugrund

Die Lockergesteine sind im gesamten Bereich von Los 8 äusserst komplex aufgebaut. Über den Sandsteinen, Mergeln und Kalksteinen folgt eine Grundmoräne, die von Seeablagerungen überlagert wird. Diese werden ihrerseits wieder von einer verlagerten, leicht verschwemmten Grundmoräne überlagert. Anschliessend folgen Flussablagerungen und Auffüllungen geringer Mächtigkeit. Die Stausedimente können nicht eindeutig als vorbelastet bezeichnet werden. In einzelnen Bereichen fehlen die Stausedimente gänzlich und sind ersetzt durch die verlagerte Grundmoräne.

Ein zusammenhängender Grundwasserspiegel konnte in der Sondierkampagne nicht beobachtet werden. Die Durchlässigkeit des Lockergesteins ist so gering, dass in zwei Bohrungen überhaupt kein Wasser festzustellen war, während in den übrigen sieben Bohrungen ein Wasserstand zwischen -2.90 m und -4.00 m unter OK-Terrain gemessen wurde.

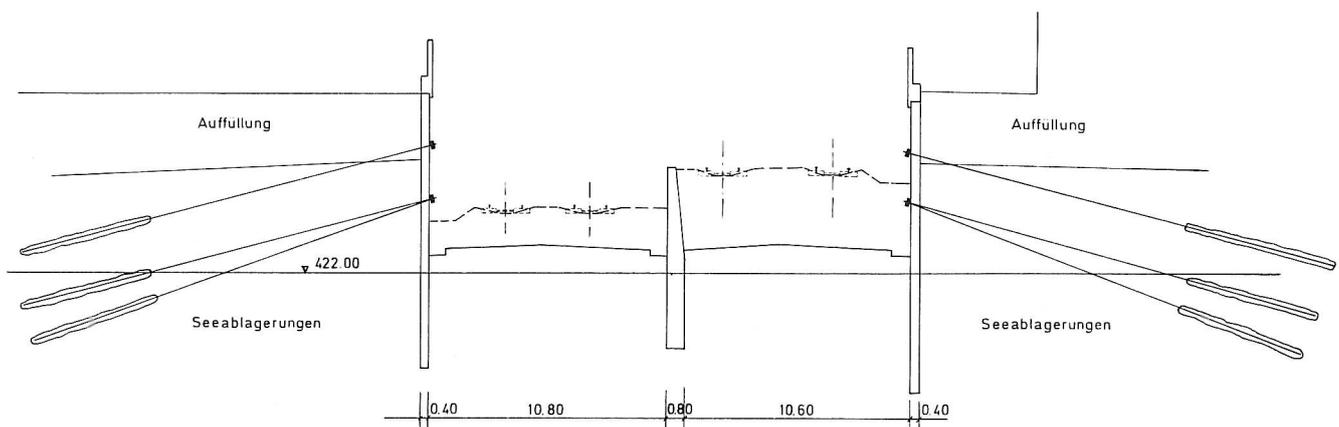


Abb. 13 — SBB-Flughafenlinie, Los 8, Querschnitt bei Zufahrtsrampe, Messprofil 10

Die geologische und geotechnische Beratung hatte das Institut für Grundbau und Bodenmechanik an der ETH Zürich übernommen.

Die Verankerungsstrecken der Lockergesteinsanker befinden sich mehrheitlich in den Seeablagerungen und in der verschwemmten Moräne.

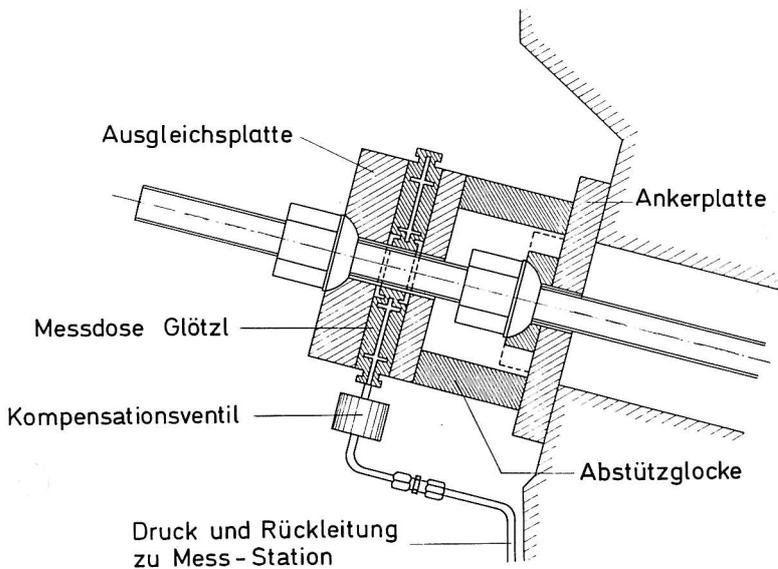


Abb. 14 — Flughafenlinie Los 8, permanentes Ankerkraftmesssystem Glötzl-Solexperts

Beschreibung der Messeinrichtung

In Abbildung 14 ist ein Querschnitt durch das Ankerkraftmesssystem Glötzl-Solexperts dargestellt. Die Einrichtung erlaubt den Ausbau des Kraftgebers ohne Entlastung des Ankers. Die Ankerkraft wirkt über die äussere Anker Mutter und über die Lastverteilplatte auf die Messdose. Der Oeldruck in der Messdose ist linear abhängig von der Ankerkraft und wird mit dem bekannten, von GLOETZL entwickelten Fernmesssystem von insgesamt vier Messzentralen (Abb. 15) aus ermittelt. Die Messdose ist über das Kompensationsventil (Abb. 16) und eine Druck- und Rückleitung mit der Messzentrale verbunden. Die Membran im Ventil ist mit dem Oeldruck des Gebers belastet; zur Messung wird mit der Motorpumpe in der Druckleitung hydraulisch ein Druck erzeugt. Erreicht der Druck in der Druckleitung den Druck in der Messdose, so öffnet sich das Ventil. Mit dem nun konstant bleibenden Druck — das Hydrauliköl fliesst beim Weiterpumpen in die Zentrale zurück — kann die Ankerkraft ermittelt werden.

Messresultate

Der Verlauf der Ankerkräfte von 1977 bis 1980 ist in Abbildung 17 für einige typische Anker aufgezeigt. Gleichzeitig sind aus der graphischen Darstellung der Temperaturverlauf, die Deformationen und die Piezometerstände während des Baues ersichtlich.

Während der Bauphase sind die üblichen, durch die Spannungsumlagerung infolge Aushubs, etc. verursachten Ankerkraftabfälle zu beobachten. Das Verhalten von Ankern in Abhängigkeit der Aushubphasen ist von anderen Autoren eingehend behandelt worden (z.B. P. Wimmersberger, C. Racine, A. Hertelendy).

Das Kurzzeitverhalten der Anker ist im Rahmen der Untersuchungen bei den Ankerversuchen bei Los 8 untersucht und von P. Honold veröffentlicht worden.

Zur Auswertung des Langzeitverhaltens der Lockergesteinsanker wurden die vorliegenden Messresultate statistisch ausgewertet. Berücksichtigt wurden die Ankerkräfte ab Ende 1978 (Fertigstellung des Bauwerkes) bis Ende 1980.

In Abbildung 18 ist die verwendete Auswertungsart schematisch dargestellt. Auf der Abszisse sind die Monate, auf der Ordinate die Ankerkräfte abgetragen. Die Neigung α der ermittelten Regressionsgeraden gibt nun Aufschluss über das Langzeitverhalten; sie zeigt die Ankerkraftänderung pro Monat an.

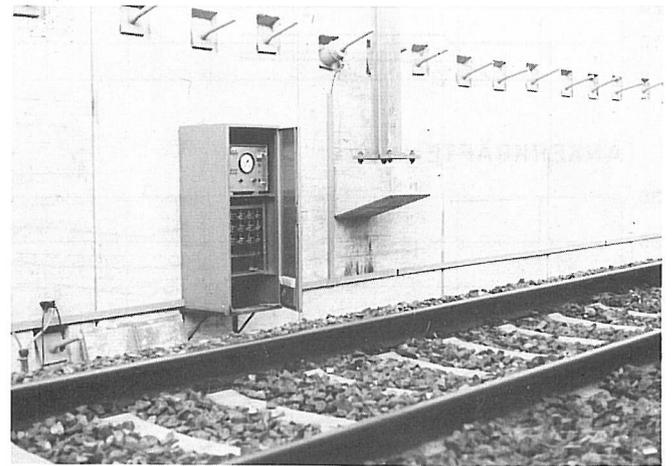


Abb. 15 — SBB-Flughafenlinie Los 8, vorgefertigte Schlitzwand mit Messzentrale für Ankerkräfte

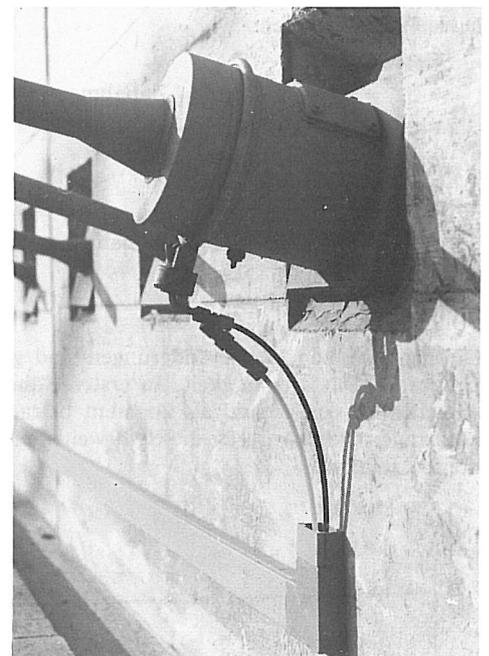
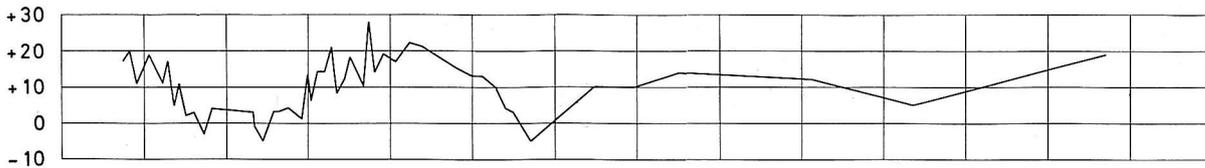
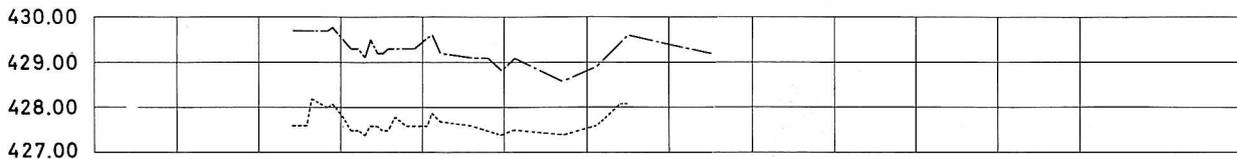


Abb. 16 — SBB-Flughafenlinie Los 8, Ankerkraftgeber mit Kompensationsventil auf Abstützglocke und Druck- und Rückleitung

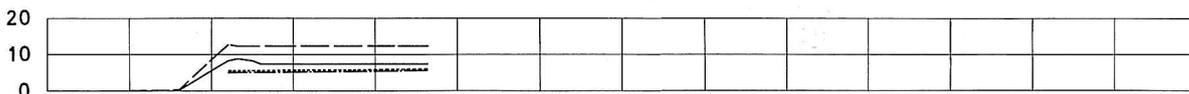
TEMPERATURVERLAUF (°C)



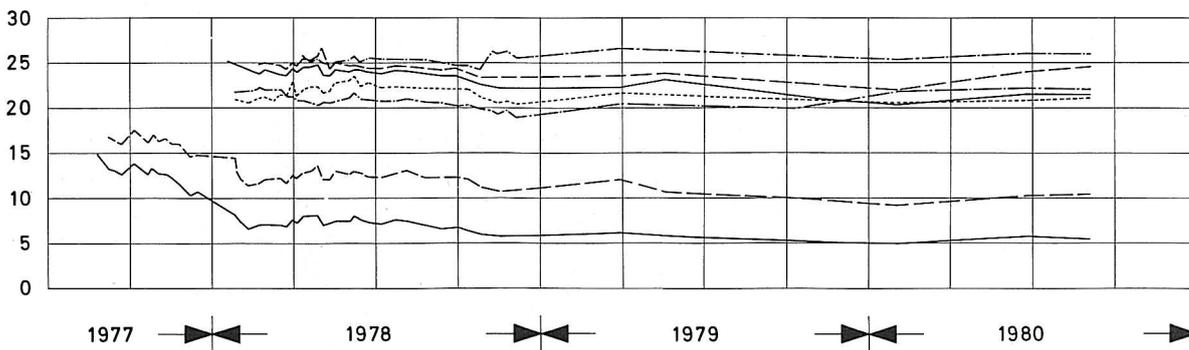
PIEZOMETERSTÄNDE (m.ü.M)



DEFORMATIONEN (mm)



ANKERKRÄFTE (Mp)



Profil 15 West u. ———
 Profil 6 Ost u. ———
 Profil 15 West o. ———
 Profil 2 Ost u. ———
 Profil 10 West - - - - -
 Profil 6 Ost o. - - - - -
 Profil 2 Ost o. ———

Abb. 17 — SBB-Flughafenlinie, Zürich-Kloten Los 8, zeitlicher Verlauf einiger typischer Ankerkräfte

Diese Werte betragen:

- Westwand
 - $\alpha = + 0,03 \text{ Mp/Mt}$ Zunahme $\sim 0,3 \text{ Mp/Jahr}$
 - min. = $- 0,01 \text{ Mp/Mt}$
 - max. = $+ 0,12 \text{ Mp/Mt}$
- Ostwand
 - $\alpha = - 0,015 \text{ Mp/Mt}$ Abnahme $\sim 0,2 \text{ Mp/Jahr}$
 - min. = $- 0,07 \text{ Mp/Mt}$
 - Max. = $+ 0,04 \text{ Mp/Mt}$

Die beobachteten Lastveränderungen sind gering und an der Grenze der Messgenauigkeit. In erster Näherung können die Ankerkräfte vorderhand als konstant betrachtet werden. Die Messungen werden durch die SBB weitergeführt, sie erfolgen dreimal jährlich.

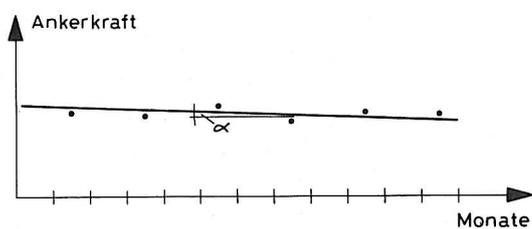


Abb. 18 — Auswertung des Langzeitverhaltens der Ankerkräfte, mit Hilfe der Regressions — Geraden, schematische Darstellung

ZUSAMMENFASSUNG

Bei den in offener Bauweise erstellten Tunnels Eich und Stephanshorn wurden mit 8-fach-Extensometern und mobiler Fernmessung (System Uni-Rod ISETH) die Hebungen der Baugrubensohle und der tief liegenden Schichten untersucht. Im ersten Fall galt es, eventuelle Quellhebungen des Mergels frühzeitig zu erfassen, und im zweiten, die Hebungen infolge Entlastung durch Aushub des überkonsolidierten Seebodenlehms ebenfalls lückenlos und frühzeitig zu messen, um eine Abschätzung der voraussichtlichen Setzungen zu ermöglichen.

Bei der Flughafenlinie Zürich-Kloten, Los 1, 2, 5 und 8, wurde ein neues Fernmesssystem für die permanente Kontrolle der Ankerkräfte eingebaut. Auf Grund der Messungen bei Los 8 während zweier Jahre konnte ein erster Anhaltspunkt über das Langzeitverhalten der Lockergesteinsanker (verankert in Seebodenlehm und verschwemmter Moräne) gewonnen werden.

Der Verfasser dankt den Kantonalen Tiefbauämtern Luzern und St. Gallen, der SBB Generaldirektion Bern für die Zustimmung die Messresultate zu veröffentlichen, und besonders dem Geotechnischen Büro Dr. von Moos AG für dessen Anregungen, sowie für die geotechnischen und geologischen Unterlagen.

An der Zusammenstellung der Messwerte und deren Auswertung waren auch die Herren A. Hertelendy und W. Frei, SOLEXPARTS AG, Zürich, mitbeteiligt.

LITERATUR

H. Appenzeller:

Untertunnelung Stephanshorn, generelles Projekt und Ausschreibung. Mitteilung No. 101 der Schweiz. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Frühjahrstagung 1980.

W. Heierli und A. Merk:

Untertunnelung Stephanshorn, Detailprojekt der Gewölbestrecke. Mitteilung No. 101, wie oben.

P. Wimmersberger, C. Racine, A. Hertelendy:

Verankerte Stützmauer an der Hätterenstrasse in St. Gallen. Mitteilung No. 101, wie oben.

P. Honold:

Erläuterung zur Anwendung der SIA Norm 191. Baustelle SBB-Flughafenlinie Los 8. Mitteilung No. 98 der Schweiz. Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik, Frühjahrstagung 1978.

Adresse des Verfassers:

Dr. A. Thut, dipl. Bauing. ETH
c/o Solexperts AG
Dufourstrasse 147
8008 Zürich