

Zur Belastbarkeit von Effingermergeln

Autor(en): **Schär, Ulrich**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **96 (1978)**

Heft 4

PDF erstellt am: **24.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-73619>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

wonnenen Werte in ihrer Grössenordnung bestätigt, wobei den sehr kleinen möglichen Pfahlkopfeinsenkungen von maximal 4 bis 8 mm Rechnung getragen werden musste.

Um die Beurteilung der Messergebnisse abzurunden, wurden auch Resultate anderer Pfahlbelastungsversuche zum Vergleich herangezogen. Bei der Durchsicht der uns zugänglichen Versuchsergebnisse zeigte sich, dass nur wenige Ergebnisse von auf Fels abgestellten Pfählen greifbar sind und dass diese vereinzelt Versuche in der Regel nicht sehr detailliert durchgeführt oder dargestellt wurden. Resultate von im Lockergestein fundierten Pfählen liegen in grösserer Zahl vor, doch wird auch hier die Wertung durch das oftmalige Fehlen von präzisen Angaben über die Versuchsdurchführung erschwert. Immerhin kann auf Grund der angestellten Vergleiche festgehalten werden, dass die mit den beiden Versuchspfählen erzielten Mantelreibungswerte unter Würdigung aller Umstände als verhältnismässig hoch zu bezeichnen sind, ohne aber unglaublich zu sein.

Wie weit die unmittelbare Nachbarschaft der vier mit dem Bankett starr verbundenen Pfähle die Messergebnisse beeinflusst hat, ist schwer abzuschätzen. Die Summe ihrer dem Mittelpfahl entgegengesetzten Dehnungen erreichte nicht ganz sein Dehnmass. Auf nur sehr kleine Hebungen der vier Eckpfähle lassen auch die während den Pfahlbelastungsversuchen durchgeführten Präzisionsnivelemente zur Erfassung der absoluten Pfeilerbewegungen schliessen. Wenn also die direkte Beeinflussung der Messergebnisse durch die gegenläufige Bewegung der Eckpfähle als eher gering einzuschätzen ist, kann doch eine gewisse «Verspannung» des Erdreiches innerhalb der Pfahlgruppe nicht von der Hand gewiesen werden. Weiter muss davon ausgegangen werden, dass das Abteufen von fünf Pfählen auf engem Raum die Bodenverhältnisse im positiven oder negativen Sinne verändern kann. Diesem Umstand wurde insofern Rechnung getragen, als die Pfahlbelastungsversuche erst nach einer Konsolidationszeit von 18 Monaten durchgeführt wurden.

Beteiligte Behörden und Firmen:

Bauherrschaft:	Direktion der öffentlichen Bauten des Kantons Zürich
Oberbauleitung:	Tiefbauamt des Kantons Zürich
Projektverfasser:	Ingenieurgesellschaft Sihlhochstrasse Zürich: Schalcher & Partner, Zürich/ Eichenberger AG, Zürich
Bauleitung:	Ingenieurbüro Bachmann & Gander, Zürich
Unternehmung:	Arbeitsgemeinschaft Sihlhochstrasse Zürich: AG Heinr. Hatt-Haller/Schafir & Mugglin AG/Spaltenstein AG (alle Zürich)
Pfahlbelastungsversuche:	
– Instrumentierung, Messung, Berichterstattung:	Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt (EMPA), Abteilung Elektronik und Messtechnik, Dübendorf
– Präzisionsnivelemente:	Swissair Photo und Vermessungen AG, Zürich
– Lieferung Flachpressen:	Spannbeton AG, Bern
– Auswertung:	Ingenieurgesellschaft Sihlhochstrasse, Zürich: Schalcher & Partner/ Eichenberger AG

Literaturverzeichnis

- [1] Schalcher W.: «Aus der Entstehungsgeschichte der Sihlhochstrasse in Zürich». Schweiz. Bauzeitung, Heft 21, S. 510, 1974.
- [2] Wolf F. und Kropf P.: «Die Anwendung eines Vorschubgerüsts beim Bau der Sihlhochstrasse in Zürich». Schweiz. Bauzeitung, Heft 21, S. 511–517, 1974.
- [3] Gossweiler H. und Leisinger J.: «Bauausführung der Sihlhochstrasse». Schweiz. Bauzeitung, Heft 21, S. 518–521, 1974.
- [4] Franz G.: «Konstruktionslehre des Stahlbetons», 1. Band, S. 35–38, 1964.
- [5] Brinch Hansen J. und Lundgren H.: «Hauptprobleme der Bodenmechanik», S. 238–242, 1960.
- [6] Cassan M.: «Le tassement des pieux; synthèse des recherches récentes et essais comparatifs». Sols – Soils, No 18–19, p. 43–52, 1966 et No 20, p. 23–38, 1968.
- [7] Schnitter G.: «Neuere Pfahlgründungen». Schweiz. Bauzeitung, Heft 2, S. 13–18, 1961.

Adresse des Verfassers: E. Marth, dipl. Ing. ETH/SIA, Ingenieurbüro Eichenberger AG, Sumatrastr. 22, 8006 Zürich.

Zur Belastbarkeit von Effingermergeln

Von Ulrich Schär, Zürich

Effingermergel gehören zu jenen *foundationstechnisch schwer zu beurteilenden Gesteinen*, die weder eindeutig als Fels noch als Lockergestein einzustufen sind. Geologisch handelt es sich um eine *Formation des Malm*, also um eine Gesteinsserie aus der Jurazeit. Im Gebiet von *La Reuchenette* (Berner Jura), von dem im vorliegenden Aufsatz die Rede ist, sind die Effingermergel ungefähr 120 m mächtig. Sie werden von Kalken des Dogger unterlagert und von mächtigen Kalksteinmassen des Sequanien, Kimmeridgien und Portlandien überlagert.

Lithologisch handelt es sich bei der Formation der Effingermergel um eine *Wechselfolge von Tonmergeln, Mergeln, Kalkmergeln, Mergelkalken und (untergeordnet) Kalken* (Gesteinsklassifikation nach Pettijohn, 1957). Tektonisch gehört das Gebiet von La Reuchenette zum *Faltenjura*.

Bauprojekt

Von den Zementwerken Vigier SA, La Reuchenette, war die Erstellung zweier *Klinkersilos* von je 32 m Durchmesser und 63 m Höhe bei einem Nutzinhalt von je 72000 t je Silo geplant (Bild 1). Sie wurden aus Cortenblech mit Eisenbeton-

sockeln von 4,5 m Höhe erstellt. Als Standort wurde vom Bauherrn das Gebiet nordwestlich der Fabrikanlage bestimmt. Hier war vorgängig eine mächtige Gehängeschuttdecke abgetragen worden. Es war zu erwarten, dass die Gründungssohlen der beiden Silos in die Gesteine der Effingermergel zu liegen kommen, weshalb eine *Flachgründung mittels Kreisplatten* vorgesehen war.

Baugrunduntersuchung

Um die Möglichkeit einer für derartige Gesteine doch recht hohen Belastbarkeit abzuklären, waren umfangreiche Voruntersuchungen notwendig. Neben der Festlegung des Verlaufs der Felsoberfläche im Bereich der beiden Silos waren die lithologische Beschaffenheit, die Lage und der Grad der Klüftung sowie die Verformbarkeit der einzelnen Gesteine bzw. des Gesteinsverbandes zu erkunden bzw. abzuschätzen.

Ausgangspunkt der Untersuchungen bildete die Abteufung von *neun Kernbohrungen* im Bereich der Silos und deren nächster Umgebung. Die Maximaltiefe der Bohrungen betrug dabei 30 m ab OK Terrain (Bild 2). Die Kernentnahme erfolgte praktisch ausschliesslich mittels Doppelkernrohr. Zur

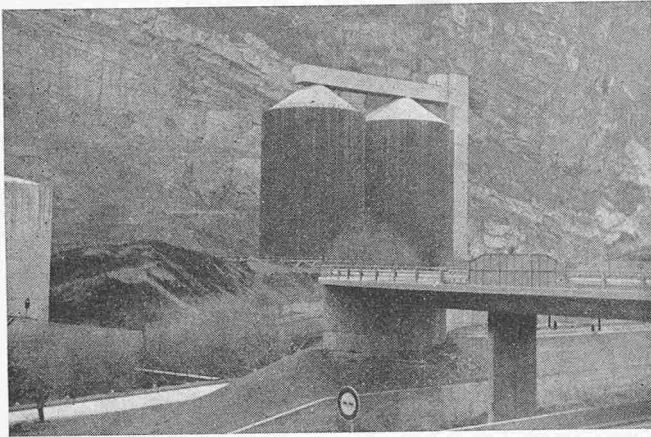


Bild 1. Klinkersilos der Zementwerke Vigier SA, La Reuchenette. Links Silo 1, rechts Silo 2, im Hintergrund Felswand aus Sequan- und Kimmeridge-Kalken

exakten Gesteinsklassifikation wurden sämtliche Profile im Labor der Zementwerke Vigier SA systematisch auf den *Karbonatgehalt* des Bohrgutes hin untersucht. Ergänzend wurden an den betreffenden Proben auch *Raumgewichtsbestimmungen* vorgenommen. Bei den tonigen Mergeln erfolgte ausserdem die Bestimmung der *Plastizität*, um den *Tonmineralanteil* abschätzen zu können. Die *Verformbarkeit* der verschiedenen Gesteinstypen wurde am *Institut für Strassen- und Untertagebau der ETH Zürich* mittels *Triaxialversuchen* untersucht.

Es sei an dieser Stelle auf die bekannte Problematik hingewiesen, anhand von Probenuntersuchungen von Fels oder felsähnlichem Gestein auf die Verformbarkeit eines ganzen Gesteinsverbandes schliessen zu wollen. Wenn die Ergebnisse der Triaxialversuche auch nicht direkt die Frage der Verformbarkeit eines ganzen Gesteinskomplexes zu beantworten vermögen, da hier natürlich der Grad der lithologischen Heterogenität und der Klüftung sowie die Art der Schichtung eine massgebende Rolle spielen, liefern sie in jedem Fall sehr nützliche Hinweise über das felsmechanische Verhalten der einzelnen Gesteinsarten und ermöglichen damit eine Abschätzung der Grenzen der Verformbarkeit des Gesteinsverbandes.

Untersuchungsergebnisse

Die abgeteufte Kernbohrungen zeigten im Bereich der geplanten Silos wohl durchwegs Gesteine der Effingermergel, die aber meist stark und unregelmässig geklüftet sind (Bild 4). Ausserdem war eine erhebliche *Heterogenität im lithologischen Gesteinsaufbau* festzustellen, wobei, zum Teil wohl tektonisch bedingt, *keine regelmässige Schichtung* einzelner Gesteinstypen zu erkennen war. Von den rund 200 Bohrm Metern in den Effingermergeln liessen sich visuell und anhand der Karbonatbestimmungen tonige Mergel, Mergel, Kalkmergel und Mergelkalke unterscheiden. Ihr Anteil am gefördertem Bohrgut ist in Bild 3 festgehalten. Danach machen die Mergel (Karbonatgehalt 35–65%) mit rund 60 Volumenprozent den grössten Anteil aus und waren dementsprechend fundamentechnisch massgebend.

Wie aufgrund des breiten Spektrums des Karbonatgehaltes der Mergel zu vermuten ist, sind auch innerhalb dieses Gesteins *erhebliche Unterschiede in der Verformbarkeit und Festigkeit* vorhanden. Dies wurde durch die Laborergebnisse eindrücklich bestätigt. So konnte beispielsweise zwischen Karbonatgehalt und Raumgewicht ein direkter Zusammenhang in dem Sinne nachgewiesen werden, dass die Feuchtraumgewichte bei Gesteinen geringeren Karbonatgehaltes (und damit höheren Anteils an Tonmineralien) wesentlich kleiner waren als bei jenen mit höherem Karbonatgehalt. Lagen die ersten im Durchschnitt etwas unter $2,3 \text{ t/m}^3$, so erreichten die karbonatreicheren Mergel Werte bis zu $2,6 \text{ t/m}^3$. Atterberggrenzenbestimmungen an tonigen Mergeln zeigten durchwegs *hohe Plastizitätsindizes*, was als Hinweis auf das Vorhandensein eines beträchtlichen Anteils aktiver Tonmineralien und zugleich als Indiz für eine nicht zu unterschätzende *Quellfähigkeit* dieses Gesteins zu verstehen ist.

Die Ergebnisse der durchgeführten Triaxialversuche an Proben des Durchmessers 55 mm und der Höhe 100 mm bestätigten mit aller Deutlichkeit die grossen Unterschiede allein innerhalb der Mergel. Dabei wurde der Probenvorbereitung grösste Sorgfalt gewidmet. Die Triaxialproben wurden mittels feinlippiger Diamantkronen aus den mit Doppelkernrohr erbohrten Kernen herausgeschnitten, wobei nur jene Proben der Untersuchung zugeführt wurden, die nach dieser Präparierung in tadellosem Zustand waren.

Aus den Untersuchungsergebnissen werden zwei typische *Spannungsdehnungsdiagramme* herausgegriffen. Sie sind in den

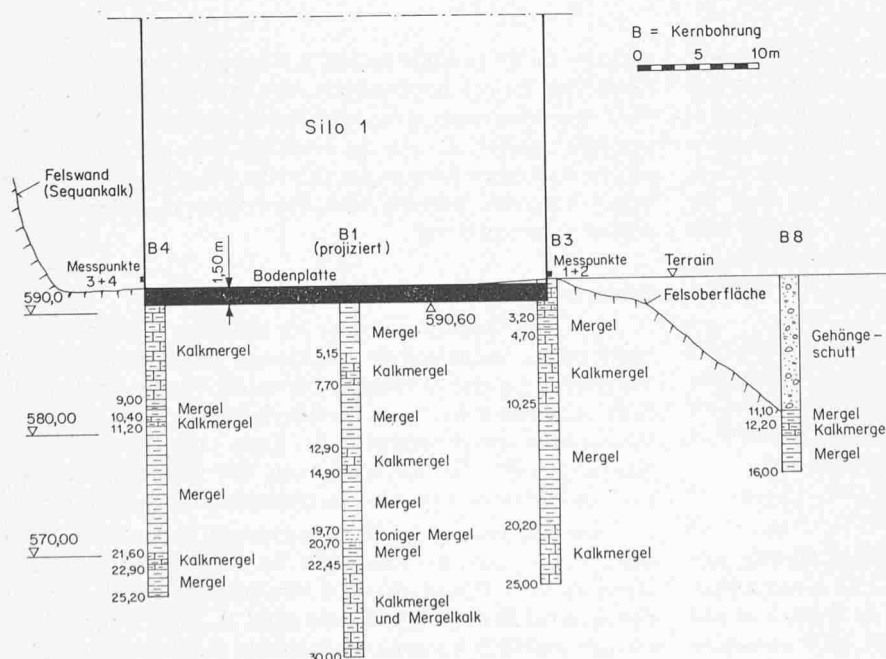


Bild 2. Geotechnischer Schnitt

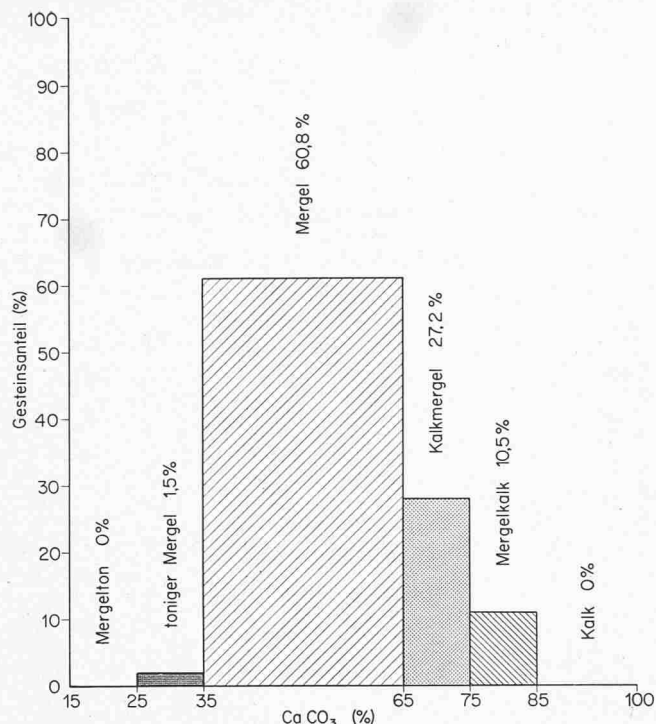


Bild 3. Anteile der Felstypen

Bildern 5 und 6 aufgezeichnet. Im einen Fall (Bild 5) handelt es sich um einen karbonatarmeren Mergel (CaCO_3 45%), im andern um einen karbonatreicheren Mergel (CaCO_3 60%) (Bild 6). Während im ersten Fall bei der Erstbelastung bereits bei einem Axialdruck von rund 4 kg/cm^2 und einem Seitendruck von 3 kg/cm^2 eine Axialdehnung von nahezu 3% und nach Entlastung und Wiederbelastung bei rund 9 kg/cm^2 Axialdruck und 6 kg/cm^2 Seitendruck eine solche von über 5% auftrat, zeigte der karbonatreichere Mergel (Bild 6) bei einem Axialdruck von knapp 200 kg/cm^2 und einem Seitendruck von 9 kg/cm^2 lediglich eine Axialdehnung von 2,25%, wobei hier der Bruch eintrat. Der Unterschied wird noch deutlicher, wenn man auch das Untersuchungsergebnis eines Kalkmergels heranzieht. Dieser hatte einen Karbonatgehalt von 73%. Hier wurde der Bruch erst bei einem Axialdruck von 380 kg/cm^2 und einem Seitendruck von 9 kg/cm^2 bei einer Axialdehnung von weniger als 1% erreicht. Die grossen Unterschiede in der Verformbarkeit der Effingermergel können schliesslich auch daran gezeigt werden, dass die aus den Triaxialversuchen errechneten E-Moduli beispielsweise bei einem Seitendruck von 3 kg/cm^2 bei Erstbelastung zwischen 80 und 3640 kg/cm^2 sowie bei Wiederbelastung zwischen rund 900 und 8200 kg/cm^2 lagen. Beim oben erwähnten Mergel mit 60% CaCO_3 resultierte vergleichsweise bei 9 kg/cm^2 Seitendruck im Wiederbelastungsbereich ein E-Modul von rund 25300 kg/cm^2 .

Setzungsmessungen

Die beiden Silos wurden 1974/75 erstellt. Während und nach dem Bau bzw. im Verlaufe der Füllung und Entleerung von Silo 1 erfolgte die Durchführung von Setzungsmessungen an insgesamt acht Messpunkten, die in der Situation (Bild 7) eingezeichnet sind.

Aufgrund der Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen wurde eine maximale Bodenpressung für die Fundamentplatten von 8,5 kg/cm^2 als zulässig betrachtet bzw. gewählt.

Obschon insbesondere die erhebliche lithologische Heterogenität der Effingermergel und das Vorherrschen der Mergel mit seinen grossen Unterschieden in der Verformbarkeit zu

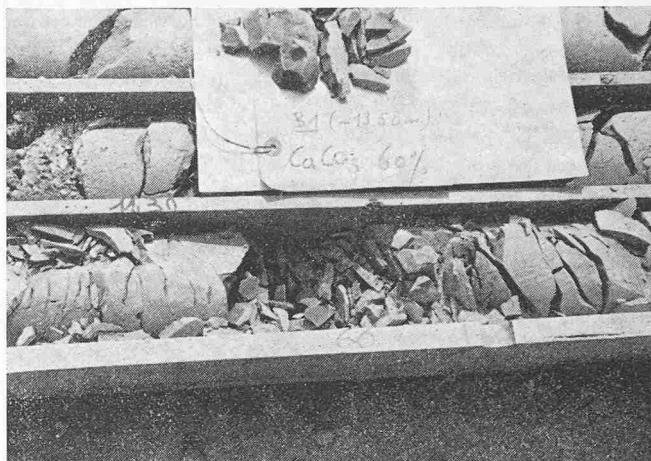


Bild 4. Stark geklüfteter Mergel, entspricht lithologisch dem Material, dessen Verformungsverhalten in Bild 6 dargestellt ist

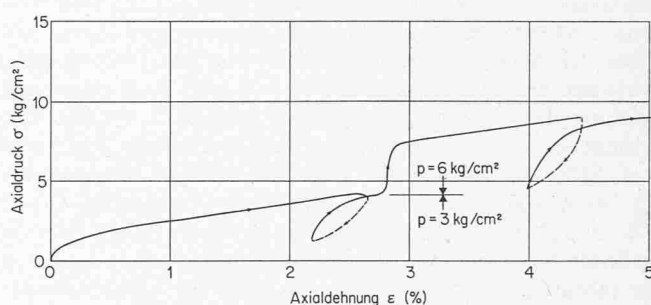


Bild 5. Spannungs-Dehnungsdiagramm eines Mergels mit 45% CaCO_3 (Bohrung B3, Tiefe 2,0 m ab OK Terrain)

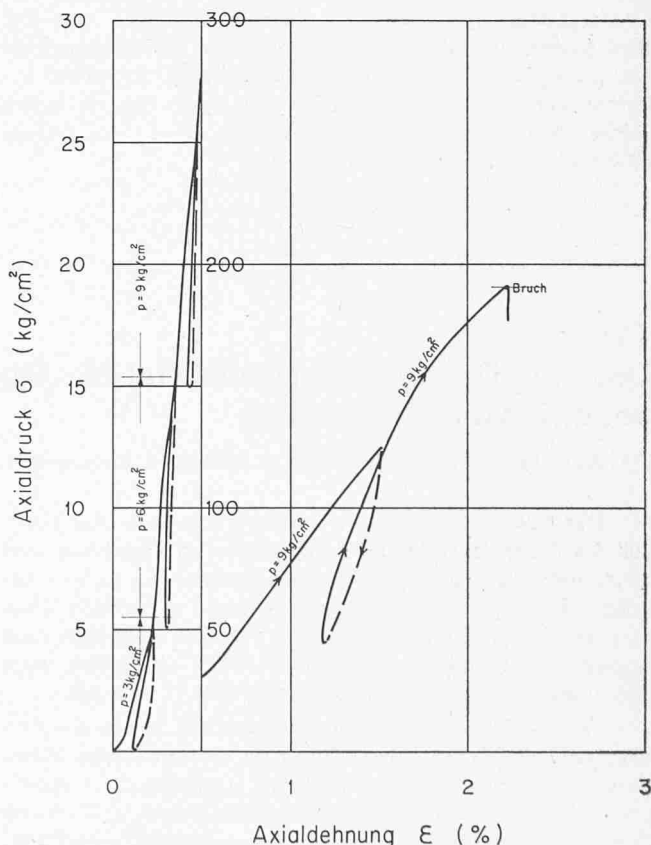


Bild 6. Spannungs-Dehnungsdiagramm eines Mergels mit 60% CaCO_3 (Bohrung B3, Tiefe 15,5 m ab OK Terrain)

einer gewissen Zurückhaltung bezüglich der Belastbarkeit des Untergrundes zwangen, sprach eine rein geologische Überlegung eher zugunsten einer höheren zulässigen Belastung des anstehenden Untergrundes. So war vor allem zu berücksichtigen, dass das Bauareal früher mit bis etwa 40 m mächtigem *Gehängeschutt* überdeckt war und dass der Effingermergel entsprechend seiner Entstehungsgeschichte in früheren geologischen Zeiten mit mehreren hundert Metern Kalken überlagert war. Ausserdem wurde beim Entscheid über die zulässige Belastbarkeit der vorliegenden Effingermergel die Tatsache mitberücksichtigt, dass auch bei ausgefeilter Sondiertechnik bei Gesteinen im Grenzbereich zwischen Fels und Lockergestein die Qualität des Gesteinsverbandes allein anhand des Bohrgutes meist unterschätzt wird. Andererseits zeigten die durchgeführten Untersuchungen, dass mit der gewählten Sohlpressung die Möglichkeiten des Untergrundes relativ stark ausgeschöpft waren, wodurch aber erhebliche finanzielle Einsparungen erzielt wurden.

Die rechnerisch abgeschätzten Setzungen wurden durch die Setzungsmessungen bestätigt. Wie Bild 7 zeigt, betrug das maximale Setzungsmass nach 100prozentiger Füllung von Silo 1 44 mm bei Messpunkt 2 an der talseitigen Front des Silos. Die Setzungsdifferenz innerhalb von Silo 1 betrug dabei zwischen den Messpunkten 2 und 3 28 mm. Im Leerzustand konnten keine Setzungen der Silos festgestellt werden. Der elastische Setzungsanteil betrug nach Entlastung von Silo 1 auf 55% der Füllung bei den hangwärtigen Messpunkten (3+4) 50–100% und bei den talwärtigen Messpunkten (1+2) 18–25%. Aus den Bildern 7 und 2 ist ferner ersichtlich, dass die grössten Setzungen bzw. der kleinste elastische Setzungsanteil im talwärtigen Bereich, d.h. in der Nähe des Abtauchens der Felsoberfläche erfolgten bzw. gemessen wurden. Es ist auch erkennbar, dass sich der leere Silo 2 im Gefolge der Füllung des unmittelbar benachbarten Silos um einige Millimeter hob.

Das dargestellte Beispiel zeigt, dass bei der Beurteilung der Belastbarkeit eines im Grenzbereich zwischen Fels und Lockergestein anzusiedelnden Gesteinsverbandes nur bei Berücksichtigung aller Faktoren, d.h. sowohl felsmechanischer wie geologischer, die zulässige Belastbarkeit zutreffend ermittelt werden kann. Dies heisst aber auch, dass in einem solchen Fall weder auf die einen noch die andern Detailuntersuchungen verzichtet werden darf.

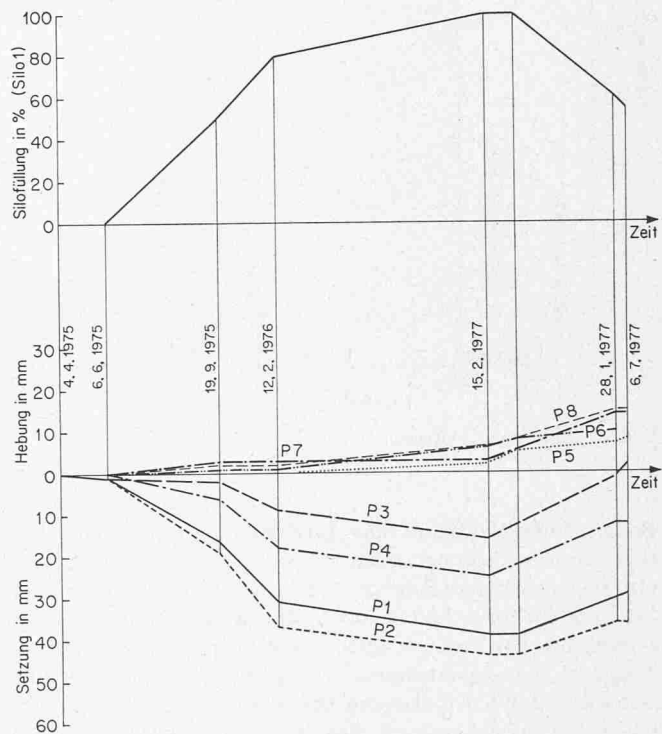
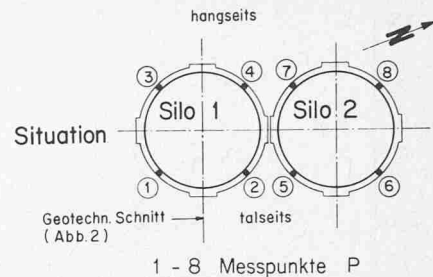


Bild 7. Setzungsmessungen vom 4. April bis 6. Juli 1977

Adresse des Verfassers: Dr. U. Schär, Geologe SIA, ASIC, Geotechnisches Büro, Bergstrasse 125, 8032 Zürich.

Leca als Dammschüttmaterial für Strassen am Beispiel des Autobahnanschlusses Hinterberg

Von W. Isele und W. Landis, Zürich, G. Schmutz, Bern, und H. Zeindler, Zollikofen

Der Autobahnanschluss Hinterberg liegt etwa 1 km nördlich des Zugersees (Bild 1). Er ermöglicht von Zug, Cham und Steinhausen den Zugang zur Nationalstrasse N4a, die in westlicher Richtung nach Sihlbrugg-Zürich und in östlicher Richtung zur Verzweigung Blegi führt. Von hier kann man nach Luzern (N14) und zum Gotthard (N4.2), und später auch durch das Knouner Amt nach Zürich (N4.1) gelangen.

Planerische und politische Rücksichten sowie die Verknappung des Baugrundes zwingen in zunehmendem Masse dazu, Strassenbauten auf schlecht tragfähigen, setzungsempfindlichen Böden zu erstellen. So musste auch westlich von Zug die Nationalstrasse über ein nacheiszeitlich aufgefülltes Seebecken mit bautechnisch heiklen Seeablagernungen geführt werden [1]. Schüttungen und Kunstbauten waren nur mit

Spezialmassnahmen zu verwirklichen. Beim Anschluss Hinterberg, wo die räumliche und terminliche Koordination verschiedener Bauteile besonders schwierige Probleme stellte, erwies sich die Verwendung von Leca im Dammbau als zweckmässigste Lösung.

Das Projekt

Allgemeines

In der Ebene zwischen Steinhausen und Cham verläuft die Nivellette der Nationalstrasse etwa auf der Höhe des ursprünglichen Terrains. Beim Anschluss Hinterberg mussten daher für die Autobahnzubringerstrasse G und die Rampen Dämme von bis zu 7 m Höhe sowie eine rund 71 m lange Brücke erstellt