

# Versuche an vertikalen Zugverankerungen

Autor(en): **Bernath, J. / Hirt, F. / Marth, E. / Matt, U. von**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **93 (1975)**

Heft 48

PDF erstellt am: **10.07.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-72882>

## **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.

# Versuche an vertikalen Zugverankerungen

Von J. Bernath, F. Hirt, E. Marth und U. von Matt, Zürich <sup>1)</sup>

DK 624.157

## Problemstellung, Zielsetzung

Im Jahre 1970 stand die Stadt Zürich vor der Projektierung verschiedener Verkehrsbauten im Uferbereich des unteren Zürichsee-Beckens, so des Seetunnels und des Umbaus des Bellevueplatzes mit Fussgängerunterführung sowie der Parkhäuser Hechtplatz und General-Guisan-Quai.

Die in den vorwiegend flachen Uferstellen vorgesehenen unterirdischen Anlagen liegen im Grundwasser. Es ist somit notwendig, eine genügende Sicherheit gegen Aufschwimmen dieser Baukörper zu gewährleisten. Das Studium der Projekte hatte ergeben, dass sich mit den normalen, auf Grund der statischen Erfordernisse angenommenen Wand- und Deckenabmessungen praktisch in allen Fällen ein Auftriebsüberschuss ergibt, der insbesondere bei zwei- oder mehrstöckigen und bei oben offenen Anlagen eine beträchtliche Grösse erreichen kann. Eine Kompensation des Auftriebsüberschusses durch Ballast ist möglich, führt jedoch in den meisten Fällen zu sehr teuren Lösungen, da bei gegebener Geländeoberfläche zusätzliches Gewicht in der Regel nur durch entsprechenden Mehraushub mit Verstärkung der Betonabmessungen verwirklicht werden kann.

Als Alternativlösung wurde untersucht, wie weit eine Auftriebssicherung mittels Zugankern oder Zugpfählen wirtschaftlich ist. Aus den wenigen zur Verfügung stehenden Ergebnissen von permanenten Lockergesteinsverankerungen war es nicht möglich, für die gegebenen geologischen Verhältnisse zutreffende Angaben zu erhalten. Eine Extrapolation der Ergebnisse auf andere Bodenschichten ist fraglich und ergibt meistens keinen vernünftigen Näherungswert. In Anbetracht der sehr grossen zu erwartenden Investitionen entschloss sich das Tiefbauamt der Stadt Zürich, Versuche an vertikalen Zugankern mit folgender Zielsetzung durchzuführen:

- Abklärung des allgemeinen Trag- und Setzungsverhaltens von Zugverankerungen in nicht vorbelasteten Seeablagerungen unter sehr lang dauernder Belastung
- Schaffung von Grundlagen zur Bemessung von Bodenankern bzw. Zugpfählen als Auftriebssicherung für Tiefbauten in den erwähnten geologischen Schichten, die ermöglichen, das Trag- und Setzungsverhalten verschiedener Ankertypen abschätzen und die zulässigen Ankerkräfte festlegen zu können
- Erarbeitung von Unterlagen, um die mit diesem Versuchsprogramm erzielten Ergebnisse auf Verankerungen beim Vorliegen ähnlicher Baugrundverhältnisse übertragen zu können.

Für die Durchführung der Versuche stand ein Kredit von 600000 Fr. zur Verfügung. Damit ergab sich die Möglichkeit, mehrere Ankertypen während einigen Jahren unter hohen Lasten zu testen und anschliessend Bruchversuche durchzuführen.

## Versuchsanordnung

Auf Grund von Erfahrungen konnte davon ausgegangen werden, dass für Bauten in den höher gelegenen Hanglagen die anstehende Moräne gute Voraussetzungen für eine einwandfreie, langfristige Verankerung bietet. Die Verankerungen liegen jedoch vorwiegend in der Uferzone in nicht vor-

belasteten, eiszeitlichen Seeablagerungen, die von nacheiszeitlichen Seebodenlehm und Seekreide überdeckt sind. Hier rückt neben der Frage der zulässigen Ankerkräfte in vermehrtem Masse das Problem der Wirtschaftlichkeit in den Vordergrund. Über die geologischen Verhältnisse im Bereich des unteren Seebeckens liegen verschiedene Publikationen vor, von denen zwei im Literaturnachweis aufgeführt sind.

Um die Versuche auf einem möglichst umfassenden Erfahrungsmaterial aufbauen zu können, wurden verschiedene Spezialfirmen zur Mitarbeit beigezogen. Unter Berücksichtigung entsprechender Unternehmensvorschläge und Richtofferten wurden die Zugverankerungen nach Tabelle 1 (Falttafel, letzte Seite) in das Versuchsprogramm aufgenommen.

Auf Grund der räumlichen und geologischen Gegebenheiten erwies es sich als zweckmässig, zwei in die Moräne reichende Anker am Hechtplatz und neun in die eiszeitlichen Seeablagerungen eingebundene Verankerungen am Sechseläutenplatz vorzusehen. Die getroffene Disposition am Sechseläutenplatz und der geologische Schichtverlauf in diesem Bereich zeigt Bild 1.

Die Abspannung aller Zugverankerungen erfolgte gegen quadratische Fundamentplatten mit einer Seitenlänge von 3 m. Aufgesetzte Betonrohre mit Deckel dienten der Aufnahme der Messapparaturen.

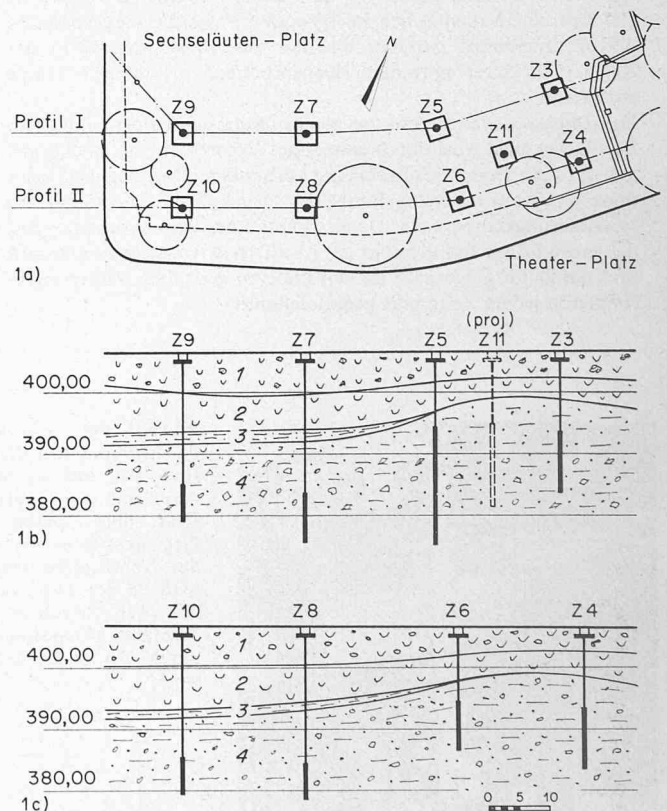


Bild 1a. Anordnung der Versuchanker am Sechseläutenplatz

Bilder 1b und 1c. Geologischer Schichtverlauf am Sechseläutenplatz mit eingetragenen Ankeranlagen

- 1 Auffüllung, oft mit Seekreide
- 2 Seekreide
- 3 Basaler Seebodenlehm
- 4 Eiszeitliche Seeablagerungen (nicht vorbelastet), siltig-sandig, teilweise kiesig oder tonig

<sup>1)</sup> Überarbeitete und ergänzte Fassung des Abschnittes «Vertikal-Versuchsanker» des von J. Bernath anlässlich der Frühjahrstagung der Schweizerischen Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundamentechnik am 10. Mai 1974 in Zürich gehaltenen Vortrages «Fundationsfragen bei der Projektierung des Seetunnels».

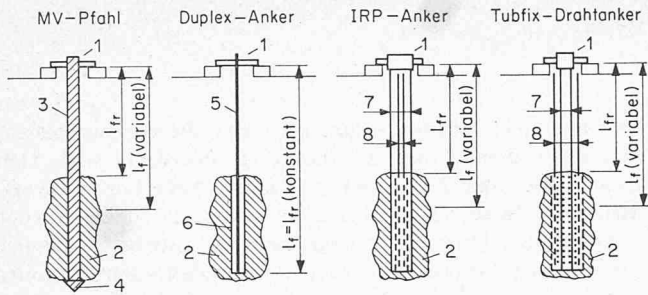


Bild 2. Schematische Darstellung der eingebauten Versuchsanker

- |  |                   |
|--|-------------------|
| $l_f$ effektive freie Ankerlänge       | 4 Pfahlschuh      |
| $l_{fr}$ rechnerische freie Ankerlänge | 5 Zugglied        |
| 1 Ankerkopf mit Ankerplatte            | 6 Druckglied      |
| 2 Verankerungskörper                   | 7 Drahtanker      |
| 3 Pfahlschaft                          | 8 Manschettenrohr |

Die Wirkungsweise der eingebauten Versuchsanker ist im Bild 2 schematisch dargestellt. Bei der Auswahl der Ankertypen wurde neben anderen Entscheidungskriterien hauptsächlich darauf geachtet, möglichst verschiedenartige Ankersysteme zu prüfen. Im Folgenden seien diese soweit charakterisiert, als es für die Interpretation der Messergebnisse erforderlich ist:

- Der *MV-Pfahl* besteht aus einem Stahlschaft und einem stark vergrößerten Pfahlschuh. Mit dem Einrammen wird vom Pfahlschuh her der verdrängte Boden durch Zementmörtel ersetzt. Dieser Mörtel dringt überdies, je nach Bodenart und Höhe des Injektionsdruckes, mehr oder weniger weit in den umliegenden Boden ein. Besonders zu beachten ist, dass die MV-Pfähle zu Vergleichszwecken einem identischen Prüfprogramm wie die vorgespannten Anker unterzogen wurden, obwohl diese Belastungsart in der Regel nicht ihrer normalen Beanspruchung als schlaaffe Pfähle entspricht.
- Der *Duplex-Anker* besteht aus einem Druck- und einem Zugglied. Das Druckglied wird durch einmaliges Verpressen von Injektionsgut mit dem Boden kraftschlüssig verbunden. Das Zugglied leitet seine Kraft am untersten Punkt des Druckgliedes und damit des Verankerungskörpers ein. Da es während des Spannvorganges auf die ganze Länge frei dehnbar ist, ist die freie Ankerlänge konstant und damit im Gegensatz zu den anderen geprüften Zugverankerungen in jedem Zeitpunkt genau definiert.

- Beim *IRP-Anker* wird im Bohrloch ein Drahtbündel, welches ein Manschettenrohr umschliesst, versetzt. Das Rohr weist im Bereich der Verankerungsstrecke durch Gummimanschetten geschützte Öffnungen auf, die das Ausinjizieren der Haftstrecke mit Hilfe eines in das Manschettenrohr eingeführten Doppelkolbens erlauben. Durch Ausspülen des Manschettenrohres nach jeder Injektionsstufe ist die Möglichkeit von Nachinjektionen gegeben.
- Beim *Tubfix-Drahtanker* wird ein im Bereich der Haftzone perforiertes Manschettenrohr mit Hilfe eines Doppelkolbens durch ein- oder mehrmalige Injektion mit dem Erdreich kraftschlüssig verbunden. Anschliessend wird ein Drahtbündel in das Manschettenrohr eingeführt und im Bereich der Verankerungsstrecke mit Zementmörtel an das Rohr verpresst.

Grundsätzlich wurden bei gleichen geologischen Verhältnissen je Ankertyp zwei Versuchsanker mit verschiedener Länge der Verankerungszone vorgesehen. Damit entfällt die Möglichkeit der Mittelwertbildung, was bei der Interpretation der Ergebnisse zu berücksichtigen ist. Andererseits wurde durch diese Beschränkung ermöglicht, mit den verfügbaren Mitteln verschiedene Verankerungssysteme einem sehr eingehenden Versuchsprogramm zu unterziehen und damit die Grundlagen zu schaffen, die für die verschiedenen Bauvorhaben in Frage kommenden Verankerungssysteme miteinander zu vergleichen.

### Messprogramm

Die Schaffung zuverlässiger Vergleichs- und Bemessungsgrundlagen setzt möglichst genaue Kenntnisse des Verformungs-Zeitverhaltens bei verschiedenen Laststufen, eingeschlossen des Bruchzustandes, voraus. Das Messprogramm wurde wie folgt festgelegt:

#### Phase I

Unter Einsatz eines Servogerätes wurde jeder Anker in 5-t-Stufen während eines Arbeitstages auf 30 t gespannt. Diese Last wurde anfänglich mit dem Servogerät und anschliessend durch handgesteuertes Nachspannen während rund 10 Tagen gehalten, worauf eine vollständige Entlastung vorgenommen wurde.

#### Phase II

Jeder Anker wurde während eines Arbeitstages auf 50 t gespannt. Anschliessend erfolgte ein sinngemäss gleiches Vorgehen wie bei Phase I.

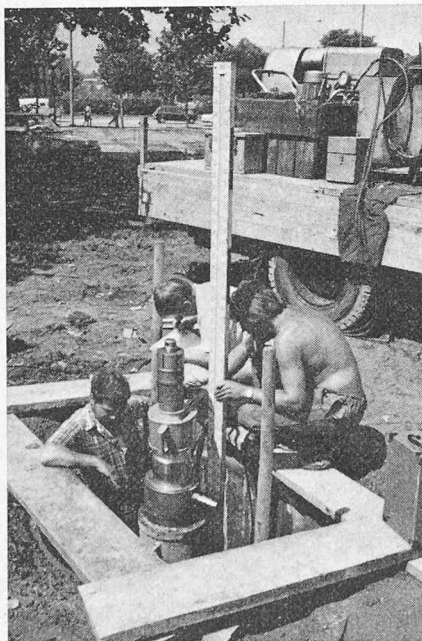


Bild 3 (links). Ein Versuchsanker wird mit der hydraulischen Presse gespannt. Die Presse stützt sich über den Stützbock und die Ankerplatte auf das Fundament ab und leitet die Kraft über Zugspindel, Dynamometer und Gegenmutter in den Ankerkopf ein. Der Weg des Ankerkopfes gegenüber der Ankerplatte wird an der Zugspindel über eine Halterung mit zwei Messuhren gemessen, während die absolute Höhenänderung der Ankerplatte durch ein Präzisionsnivelement festgestellt wird

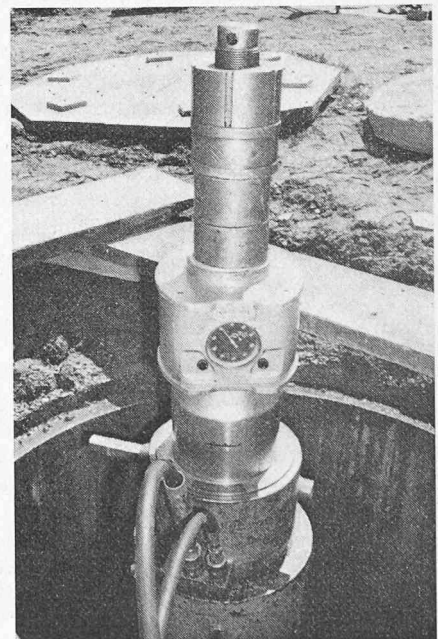


Bild 4 (rechts). Detailaufnahme der hydraulischen Presse mit aufgesetztem Dynamometer. Deutlich erkennbar ist die Krafteinleitung mittels Gegenmutter in die Zugspindel

### Phase III

Das Ziel dieses Arbeitsvorganges war es, die Bruchlast der Anker abzuschätzen, um den Langzeitversuch in der Nähe dieser Grenzlast durchführen zu können. Grundsätzlich ergab sich folgendes Untersuchungsprogramm:

Entlasten auf rund 1 t; Spannen auf höhere Laststufe; Messen von Kraft und Deformation in genau definierten Zeitabständen (15, 30, 45, 60, 120, 180, evtl. 240 Min, letzte Messung am folgenden Morgen); Entlasten auf rund 1 t; Spannen auf nächsthöhere Last usw. bis in die Nähe der Fließlast des Stahles bzw. der Bruchlast der Verankerungszone. Bei Erreichen dieses Kriteriums Entlasten auf etwa 1 t und anschliessend Spannen auf rund 85% der Bruchlast.

### Phase IV

Um das Langzeitverhalten der Zugverankerungen zu erfassen, wurden diese während rund 2¼ Jahren in zunehmend grösseren Zeitabständen auf Kraftverluste kontrolliert und falls nötig nachgespannt.

### Phase V

Die laufende Auswertung der Messergebnisse ergab, dass im vorliegenden Falle eine Weiterführung der Langzeitversuche über die Dauer von ungefähr 2½ Jahre hinaus keine Ergebnisse mehr erwarten liess, die den entsprechenden Aufwand gerechtfertigt hätten, so dass während der Monate Mai und Juni 1973 die Bruchversuche zur Bestimmung der Grenzlasten und, wo möglich, der Rest-Traglasten der Verankerungszone zur Durchführung kamen. Dabei wurde die Höherbelastung mit Zwischenentlastungen bis in die Nähe der Fließ- bzw. Streckgrenze des Stahles geführt. Trat der Bruch der Verankerungszone ein, wurde teilweise oder ganz entlastet und anschliessend wieder auf die höchste erreichbare Last gespannt. Wenn innerhalb der durch das Zugglied gegebenen höchstzulässigen Last der Bruch der Verankerungszone nicht eintrat, wurde ein mehrmaliges Entlasten und Wiederbelasten vorgenommen und anschliessend der Anker mit einer möglichst hohen Kraft für allfällige spätere Kontrollen abgestützt.

Grundsätzlich wurden bei allen Untersuchungen die Ankerkräfte mit mechanischen Druck-Dynamometern und die Bewegungen der Ankerköpfe bezüglich der Abstützplatten mittels Messuhren kontrolliert, während sich die Einsenkungen der Fundamente unter den Ankerlasten aus Präzisionsnivellementen ergaben (Bilder 3 und 4). Die lange Versuchsdauer führte allerdings dazu, dass einige Messgeräte teilweise oder ganz ausfielen oder dass sich Fixpunkte verschoben, so dass das Programm im Laufe der Zeit in gewissen Punkten modifiziert werden musste.

### Messergebnisse

Die sich über rund 2½ Jahre erstreckenden Messungen sind in Zeit-Weg-, Zeit-Kraft- und Kraft-Weg-Diagrammen festgehalten worden (Bilder 5 bis 19). Ähnliche Bodenverhältnisse vorausgesetzt, geben diese Aufzeichnungen wertvolle Hinweise für die Bemessung und den Systemvergleich von Bodenankern bzw. Zugpfählen zur Auftriebssicherung von Tiefbauten.

Die maximal erreichten Ankerlasten, die zu erwartenden Bruchlasten der Verankerungszonen sowie die bleibenden Verschiebungen sind der Tabelle 1 zu entnehmen. Wie daraus ersichtlich ist, ergaben sich insgesamt sehr hohe Ankerlasten, die aber nicht ohne eingehende Interpretation in der Praxis angewendet werden dürfen.

Eine übersichtliche Vergleichsmöglichkeit der Hauptergebnisse zeigt sich aus dem Diagramm (Bild 20), das für jede Verankerung die bleibende Verschiebung in Abhängigkeit der aufbrachten Kraft darstellt. Deutlich lässt sich daraus erkennen, dass nur die Verankerungszonen  $Z_3$ ,  $Z_4$ ,  $Z_6$  und  $Z_{10}$  zum Bruch gebracht werden konnten, während bei den anderen Anker die beinahe erreichte Fließ-Spannung des Zuggliedes eine höhere Ankerlast verunmöglichte, so dass die entsprechenden Bruchlasten auf Grund verschiedener Kriterien abgeschätzt werden mussten.

Aus dem Vergleich der Spanndiagramme lässt sich die unterschiedliche Wirkungsweise der verschiedenen Verankerungstypen sehr schön herauslesen. Andererseits zeigt die Gegenüberstellung von Ankern des gleichen Systems die Problematik in der Vorhersage des Tragverhaltens, garantiert doch eine längere Haftzone nicht unbedingt höhere Ankerlasten und kleinere Deformationen. Interessante Hinweise in dieser Richtung ergeben die Vergleiche der verpressten Mörtelmengen und des erreichten Injektionsdruckes bei den Ankern bzw. der Mörtelmengen und der Rammarbeit bei den Pfählen.

### Deutung der Ergebnisse

#### Verhalten bei Dauerbelastung

#### Kriechen

Unterhalb der Bruchlast klingen die Verschiebungen der Verankerungszone unter konstanter Last im allgemeinen nach einer Exponential-Funktion ab. Das kurz- und langfristige Verformungsverhalten kann somit durch die Beziehung  $y = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot \log t_2/t_1$  charakterisiert werden, d.h. die Zeit-Verschiebungslinien verlaufen im halblogarithmischen Massstab als Geraden (Bilder 21 und 22). Der Setzungskoeffizient  $\alpha_1$  entspricht der während des Spannens auf eine bestimmte Laststufe eintretenden elastisch-plastischen Verschiebung der Verankerungszone. Der Kriechkoeffizient  $\alpha_2$  ist für eine bestimmte Last annähernd konstant und nimmt mit jeder höheren Laststufe zu.

Die Versuchsergebnisse bestätigen die oben angesetzte Formel gut und lassen den Schluss zu, dass Ankerversuche mit Belastungszeiten, wie sie aus den Bedingungen für die Grundsatzprüfung nach DIN 4125 hervorgehen («bis die Verschiebung der letzten zwei Stunden weniger als 0,2 mm beträgt») genügen, um die langfristigen Verformungen der Verankerungszone zu beurteilen. Dieses Ergebnis ist besonders deshalb positiv, weil Langzeitversuche über Monate oder Jahre mit beträchtlichen Kosten verbunden sind und ausserdem grosse messtechnische Probleme mit sich bringen. Hingegen sollten bei kurzen Belastungszeiten möglichst viele Messungen in kurzen Abständen durchgeführt werden.

Trägt man die Kriechkoeffizienten  $\alpha_2$  in Funktion der Last auf, so zeigt sich, dass diese anfänglich gering sind und ab etwa 80 bis 90% der Bruchlast stark zunehmen (Bilder 23 bis 26). Für gleiche Ankertypen ergeben sich ähnlich verlaufende  $\alpha_2$ - $P$ -Kurven. Quantitativ ist die Streuung auch bei gleichen Ankertypen jedoch beträchtlich. Um gesetzmässige Beziehungen über den Verlauf von  $\alpha_2$  in einem bestimmten Baugrund zu erhalten, müsste eine Serie von gleichen Ankern untersucht werden, was hier nicht der Fall war. Immerhin kann die Feststellung von Interesse sein, dass bei den vier zum Bruch gebrachten Ankern  $\alpha_2$  bei 90% der Bruchlast immer  $\leq 1$  mm ist.

Aus Bild 26 ist ersichtlich, dass sich für die MV-Pfähle in den Phasen I bis III eine andere und viel ungünstigere  $\alpha_2$ - $P$ -Kurve ergibt als in Phase V. Weniger krass, aber doch deutlich erkennbar, zeigt sich dies auch bei den Tubfix-Ankern (Bild 24), während sich bei den schon in Phase III zum Bruch gelangten IRP-Ankern und den in Phase V nicht wesentlich höher belasteten Duplex-Ankern nur eine  $\alpha_2$ - $P$ -Kurve ergab. Der Grund für dieses unterschiedliche Kriechmass dürfte darin liegen, dass durch das häufige Nachspannen während Phase IV erhebliche zusätzliche Deformationen eingetreten sind (Bild 22), wodurch ein Teil des Kriechens unter höheren Lasten vorweggenommen wurde.

#### Änderung der effektiven freien Ankerlänge

Wie aus den Spanndiagrammen ersichtlich, ist bei den meisten Ankern zu Beginn der Phase V eine kürzere freie

Ankerlänge wirksam als am Ende der Phase III. Besonders ausgeprägt ist diese Erscheinung bei den MV-Pfählen (Bilder 17 bis 19). Eine eindeutige Erklärung dieses Phänomens anhand der vorliegenden Messergebnisse scheint uns nicht möglich. Als Ursachen für die Verkürzung der effektiven freien Ankerlänge während der Langzeitperiode wären Vorgänge denkbar wie z.B. Konsolidierung einer von oben nach unten progressiven Bruchzone, «Heilen» von Verbundlösungen und Rissen oder (bei den MV-Pfählen) Verfestigung der Bentonitsuspension.

#### Bruchverhalten

Von den *Duplex-Ankern* und *MV-Pfählen* konnte kein einziger Versuchsanker zum Bruch gebracht werden. Über das Bruchverhalten dieser beiden Gruppen kann daher nichts Genaueres ausgesagt werden.

Die beiden *Tubfix-Anker* zeigen ein sehr ähnliches Bruchverhalten und sogar die gleiche Bruchlast (145 t). Erwartungsgemäss weist der hochinjizierte Anker  $Z_0$  eine anfänglich flacher verlaufende  $y_s$ -Kurve und ein abrupteres Eintreten des Bruches auf. Interessanterweise zeigt dieser Anker bei mehrmaliger Lastrepetition keine Abnahme der höchsten erreichbaren Spannkraft. Beim Anker  $Z_3$  scheint sich eine solche Abnahme anzukündigen, jedoch konnte diese Frage wegen der Begrenzung des Spannweges durch die Abstützvorrichtung nicht eindeutig geklärt werden.

Bei den beiden *IRP-Ankern*  $Z_4$  und  $Z_{10}$  trat der Bruch plötzlich und unerwartet ein. An beiden Ankern konnte bei Lastrepetitionen unter grossen zusätzlichen Verschiebungen von insgesamt rund 20 bzw. 26 cm eine Abnahme der Bruchfestigkeit von rund 20% festgestellt werden.

Die IRP-Anker  $Z_4$  und  $Z_{10}$  haben bereits in Phase III die Bruchlast erreicht. Während  $Z_{10}$  in Phase V nur wieder die in Phase III verbliebene Restfestigkeit erreichte, konnte bei  $Z_4$  unter kleinen zusätzlichen Verformungen die ursprüngliche Maximallast von 123 t sogar knapp überschritten werden. Erst bei der Wiederholung trat der Bruch bei 125 t ein, worauf die maximal erreichbare Last dann schrittweise auf rund 100 t abfiel.

Beim Anker  $Z_4$  hat sich also der Boden im Bereich der Verankerungszone während der Langzeitperiode wieder vollständig konsolidiert. Beim Anker  $Z_{10}$  scheint dies nicht der Fall zu sein. Betrachtet man aber die wesentlich schnellere Belastung in Phase V gegenüber Phase III (vgl. Bilder 10 und 15), so kann die Hypothese nicht ausgeschlossen werden, dass der Boden zwar vollständig konsolidiert war, der frühe Bruch aber wegen zu grossem Porenwasserüberdruck infolge zu schneller Belastung eingetreten ist.

Bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen muss also ein Anker, bei dem in einem Zugversuch die Ausreisskraft der Verankerungsstrecke erreicht wurde, nicht unbedingt für den weiteren Einsatz verloren sein. Vielmehr kann er nach einer gewissen Konsolidierungsphase sogar wieder die ursprüngliche Tragkraft bzw. Bruchsicherheit aufweisen.

#### Bestimmung der Bruchlast

Prognose der Bruchlast aus Messergebnissen vor Erreichen des Bruches

Für die Praxis wäre es wertvoll, wenn aus dem Verlauf der Neigung, der Krümmung oder der absoluten Grösse der bleibenden Verschiebungen  $y_s$  auf die Bruchlast geschlossen werden könnte. Gerade bei der Spannprobe nach dem Entwurf der Norm SIA 191, bei welcher der Anker auf 1,15- bzw. 1,40fache Gebrauchslast gespannt wird, wie auch bei der Abnahmeprüfung nach DIN 4125, bei welcher der Anker auf die 1,2fache Nennlast gespannt wird, wäre es interessant, aus dem Versuchsergebnis etwas über die vorhandene Bruchsicherheit

Tabelle 2

	Anker	$P_{br}$ (t)	$P(y_s = 10 \text{ mm})$ (t)	$P_{br}/P(y_s = 10 \text{ mm})$
Hechtplatz	$Z_1$	~ 90	57,4	1,57
	$Z_2$	~ 90	70,4	1,28
Sechseläutenplatz	$Z_7$	~ 75	55,3	1,36
	$Z_8$	~ 95	73,2	1,30
	$Z_3$	145	102,5	1,41
	$Z_9$	145	112,8	1,29
	$Z_4$	125	98,5	1,27
	$Z_{10}$	121	95,8	1,26
	$Z_5$	~205	167,2	1,23
	$Z_6$	~195	157,8	1,24
	$Z_{11}$	~165	123,0	1,34

Mittelwert  $P_{br}/P(y_s = 10 \text{ mm})$  = 1,30  
(für alle Anker am Sechseläutenplatz)

Mittelwert aus den vier genau bekannten Bruchlasten = 1,31  
(Anker  $Z_3, Z_9, Z_4$  und  $Z_{10}$ )

Max. Fehler (am Sechseläutenplatz):

Anker  $Z_3$ :  $1,30 \cdot 102,5 = 133,2 \text{ t}$   
Fehler = 8,1%

aussagen zu können. Nun lassen aber unsere Ergebnisse weder auf Grund der Neigung noch der Krümmung der  $y_s$ -Kurve im Bereich der *Gebrauchslast* einen Schluss auf die Bruchlast zu. Ein eher überraschendes Ergebnis erhält man jedoch, wenn man die Last bei einer bleibenden Verschiebung  $y_s = 10 \text{ mm}$  mit der vorhandenen (z.T. allerdings *geschätzten*) Bruchlast vergleicht (siehe Tabelle 2).

Mindestens für den Baugrund am Sechseläutenplatz scheint die Beziehung  $P_{br} = 1,30 \cdot P(y_s = 10 \text{ mm})$  eine brauchbare Abschätzung der Bruchlast zu erlauben.

#### Berechnung der Bruchlast

Im Bericht über die Zugversuche wurden die Versuchsergebnisse mit dem in der Schweiz wohl bekanntesten Ansatz zur Berechnung der Bruchlast von Lockergesteinsankern von *Peter Lendi* verglichen. Dabei zeigten sich deutliche, offenbar systematische Unterschiede zwischen den einzelnen Ankertypen, bzw. gewisse Übereinstimmungen für gleiche Ankertypen. Ausserdem ergab sich ein deutlicher Zusammenhang zwischen Injektionsmenge und statisch wirksamem Durchmesser des Verankerungskörpers. Der Einfluss der Injektionsmenge auf den wirksamen Durchmesser nimmt dabei mit zunehmendem Injektionsmass relativ ab. Ebenso ergaben sich gewisse Hinweise über den Zusammenhang zwischen Kopf- und Reibungswiderstand des Verankerungskörpers.

Auf Grund dieser Untersuchungen erscheint es sinnvoll, die Injektionsmenge bei der rechnerischen Behandlung von Lockergesteinsankern zu berücksichtigen. Zur Erarbeitung eines für die verschiedenen Verankerungssysteme anwendbaren Ansatzes sind jedoch zusätzliche Versuche erforderlich.

#### Bemessungskriterien

Unter Berücksichtigung der spezifischen Lastverhältnisse, die bei permanenten Auftriebsverankerungen auftreten, wurden auf Grund der Versuchsergebnisse Bemessungskriterien aufgestellt. Dabei musste dem Umstand Rechnung getragen werden, dass sich vorgespannte Anker und schlaffe Zugpfähle in mehrerer Hinsicht grundsätzlich voneinander unterscheiden.

Als Grundlage für die Bemessung dienten folgende zwei Bedingungen:

- Im Extremfall (höchstes Hochwasser, keine Erdauflast)

Bild 5. Zeit- Kraft- und Zeit- Wegdiagramme der Anker Z<sub>2</sub> und Z<sub>7</sub>

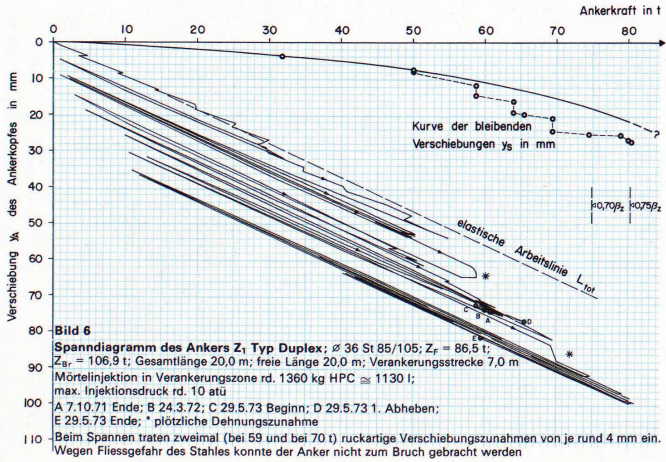
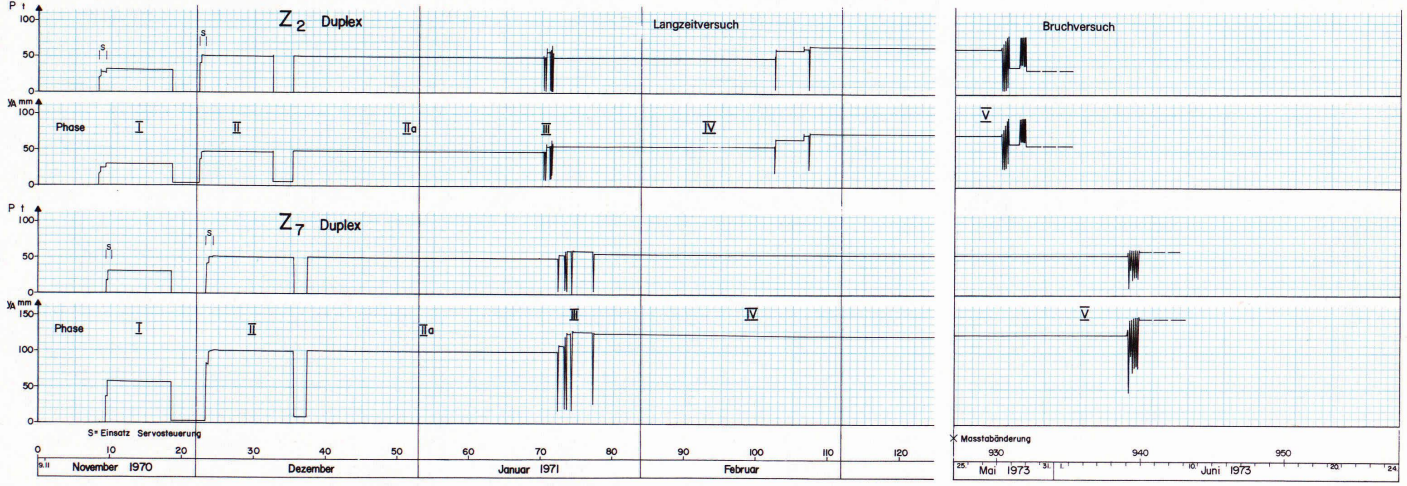


Bild 6

Spanndiagramm des Ankers Z<sub>1</sub>, Typ Duplex;  $\varnothing$  36 St 85/105; Z<sub>F</sub> = 86,5 t; Z<sub>Br</sub> = 106,9 t; Gesamtlänge 20,0 m; freie Länge 20,0 m; Verankerungsstrecke 7,0 m; Mörtelinjektion in Verankerungszone rd. 1360 kg HPC  $\approx$  1130 l; max. Injektionsdruck rd. 10 atü  
 \* A 7.10.71 Ende; B 24.3.72; C 29.5.73 Beginn; D 29.5.73 l. Abheben;  
 E 29.5.73 Ende; \* plötzliche Dehnungszunahme  
 Beim Spannen traten zweimal (bei 59 und bei 70 t) ruckartige Verschiebungszunahmen von je rund 4 mm ein. Wegen Fließgefahr des Stahles konnte der Anker nicht zum Bruch gebracht werden

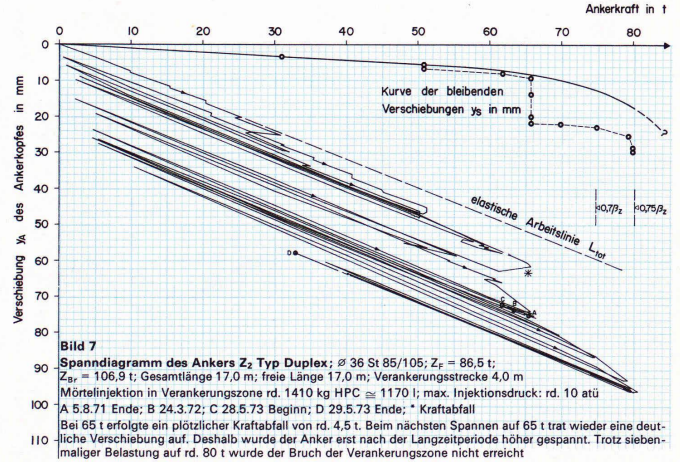


Bild 7

Spanndiagramm des Ankers Z<sub>2</sub>, Typ Duplex;  $\varnothing$  36 St 85/105; Z<sub>F</sub> = 86,5 t; Z<sub>Br</sub> = 106,9 t; Gesamtlänge 17,0 m; freie Länge 17,0 m; Verankerungsstrecke 4,0 m; Mörtelinjektion in Verankerungszone rd. 1410 kg HPC  $\approx$  1170 l; max. Injektionsdruck: rd. 10 atü  
 A 5.8.71 Ende; B 24.3.72; C 28.5.73 Beginn; D 29.5.73 Ende; \* Kraftabfall  
 Bei 65 t erfolgte ein plötzlicher Kraftabfall von rd. 4,5 t. Beim nächsten Spannen auf 65 t trat wieder eine deutliche Verschiebung auf. Deshalb wurde der Anker erst nach der Langzeitperiode höher gespannt. Trotz siebenmaliger Belastung auf rd. 80 t wurde der Bruch der Verankerungszone nicht erreicht

Tafel II

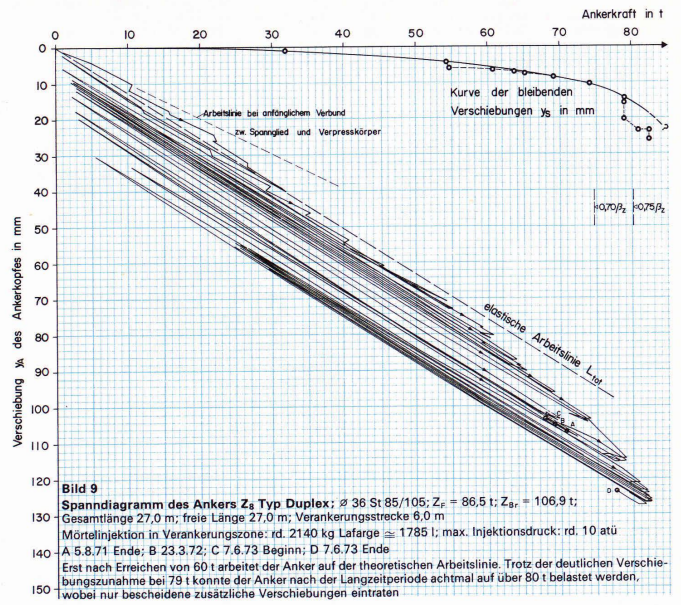
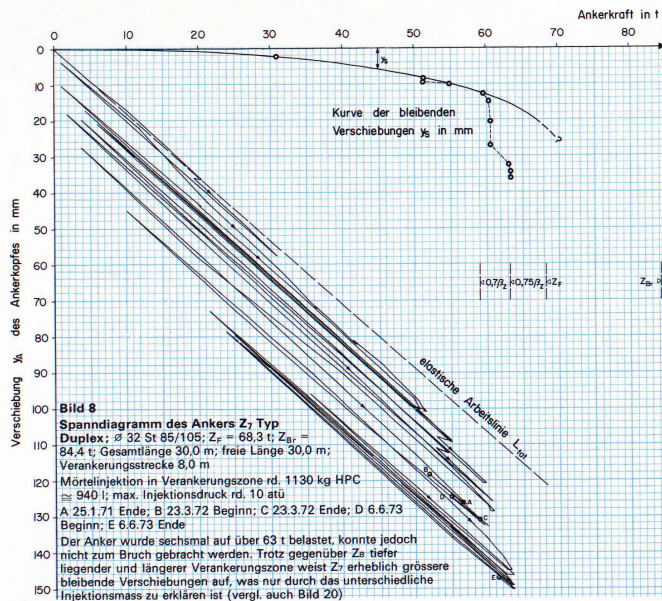
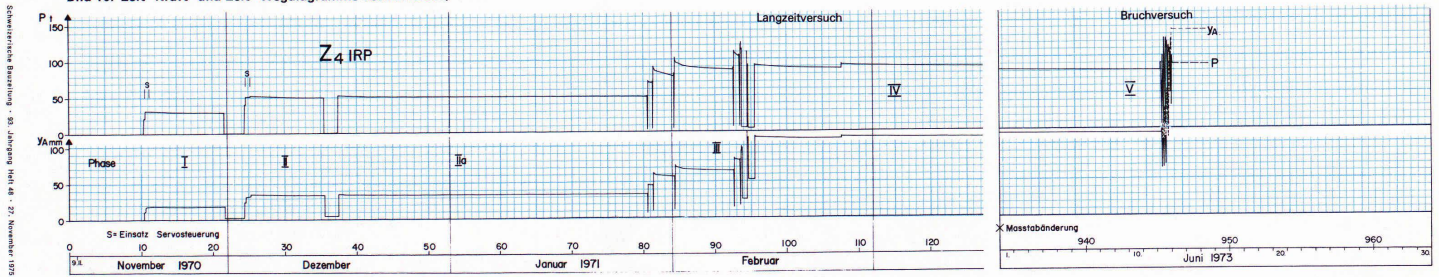
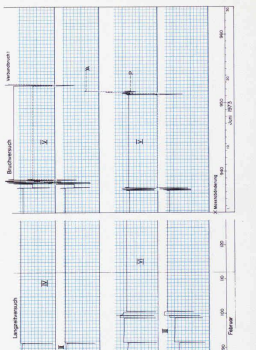
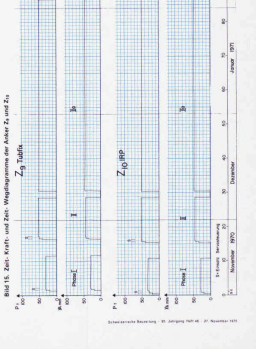
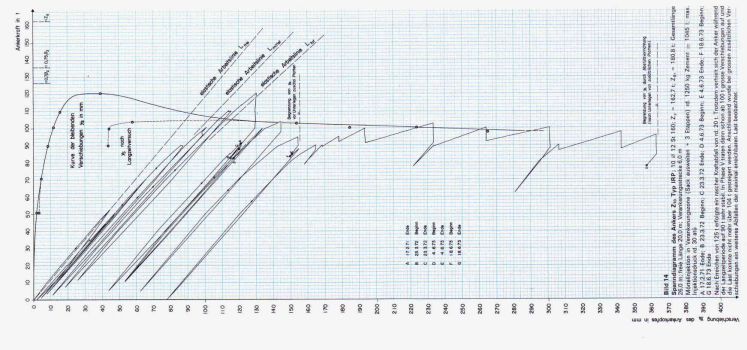
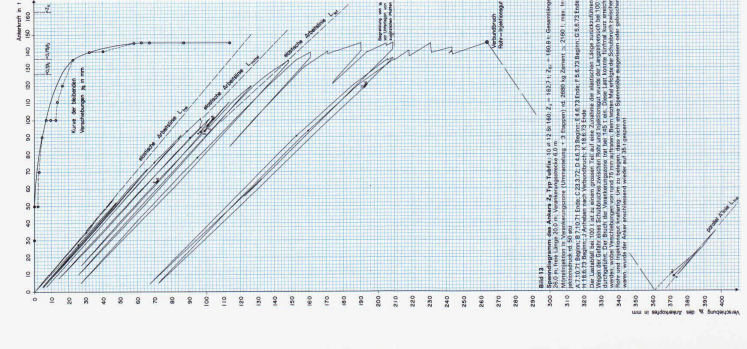
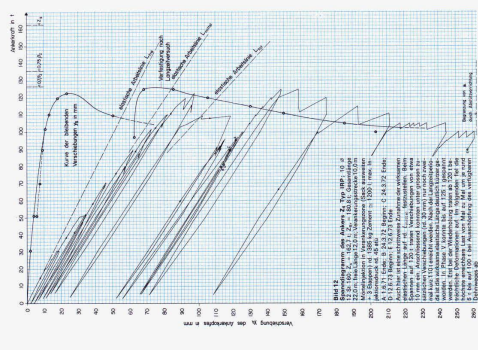
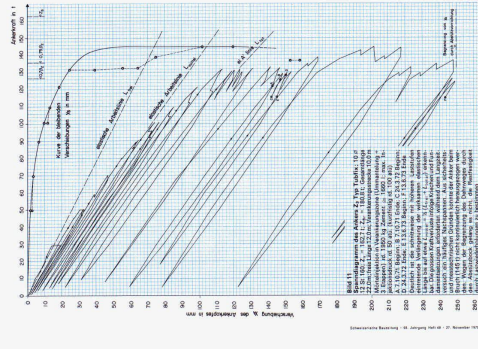


Bild 10. Zeit- Kraft- und Zeit- Wegdiagramme des Ankers Z<sub>4</sub>



525 Ankerkraft 22 - 48 Bild Ankerkraft 18 - 22 Belastung Beobachtungs







muss eine ausreichende *Bruchsicherheit* vorhanden sein (Bruchkriterium)

- Der Ankerkopf darf unter *Gebrauchslast* langfristig keine unzulässigen Bewegungen ausführen (Verformungskriterium).

Für die vorgespannten Daueranker wird ausserdem empfohlen, eine *verschärfte Abnahmeprüfung* durchzuführen sowie Bauwerksetzungen und Anfangskriechverformungen durch *Nachspannen* der Anker zu kompensieren.

Für die MV-Pfähle hingegen, die im Gegensatz zu den vorgespannten Ankern auf der Baustelle keiner systematischen Prüfung (Spannprobe) unterliegen, werden Zugversuche an jenen Pfählen vorgeschlagen, deren Injektionsmenge oder Rammarbeit diejenige des massgebenden Versuchspfahles um ein bestimmtes Mass unterschreitet.

### Konstruktive und ausführungstechnische Gesichtspunkte

Die in konstruktiver und ausführungstechnischer Hinsicht angestellten Überlegungen und Untersuchungen decken sich weitgehend mit dem in der Zwischenzeit erschienenen *Entwurf der Anker-Norm SIA 191*. Demnach dürfen Verankerungen nur dann für permanente Auftriebssicherungen herangezogen werden, wenn der *Korrosionsschutz* auch langfristig gesehen einwandfrei sichergestellt ist. Gegenüber dieser Forderung sind keinerlei Konzessionen am Platze, stehen doch die diesbezüglichen Aufwendungen in keinem Verhältnis zu den im Versagensfall der Anker in Aussicht stehenden Schäden. Durch Anordnung von zusätzlichen, in gewissen Zeitabständen auszubauenden Ankern kann die Voraussetzung für die periodische Überprüfung des Korrosionsschutzes geschaffen werden, wobei jedoch zu überlegen ist, wie weit diese Kontrollanker bezüglich ihrer Konstruktion den fest eingebauten Ankern entsprechen und somit repräsentativ für deren Korrosionsbeständigkeit sind.

Auch bei grosser Sorgfalt in der Planung und Bauausführung kann nicht ganz ausgeschlossen werden, dass einzelne Anker im Laufe der Zeit ausfallen oder in der Tragkraft herabgemindert werden. Es sollte deshalb unbedingt nachgewiesen werden, dass auch in diesem Fall die Auftriebssicherheit gewährleistet und die unzulässige Beanspruchung einzelner Bauteile ausgeschlossen ist. Bei vernünftigen Annahmen führt die Erfüllung dieser Forderungen zu keinen oder nur unbedeutenden Mehraufwendungen, können doch nach unserer Meinung für diese besonderen Lastfälle die Sicherheitsfaktoren herab- bzw. die zulässigen Beanspruchungen heraufgesetzt werden.

### Zusammenfassung, Schlussfolgerungen

Bei den vorliegenden Verhältnissen ist die Anwendung von permanenten Zugverankerungen zur Auftriebssicherung nicht nur in den glazial vorbelasteten Seeablagerungen und in der Moräne, sondern auch in den eiszeitlichen Seeablagerungen technisch zu verwirklichen und von den Gesamtkosten her gesehen vorteilhaft. Auf Grund der umfangreichen Messergebnisse ist es möglich, für die geprüften Verankerungstypen allgemeine Bemessungsgrundlagen festzulegen, die durch zusätzliche Untersuchungen am vorgesehenen Einbaort nachzuprüfen sind. Dabei gilt es zu berücksichtigen, dass bei der getroffenen Versuchsanordnung keine direkte Mittelwertbildung möglich ist und dass die Versuchsanker besonders sorgfältig erstellt wurden, was beispielsweise aus den zum Teil grossen Injektionsmengen hervorgeht.

Beim Vorliegen vergleichbarer Bodenverhältnisse erlauben die Aufzeichnungen im weiteren, die grundsätzliche Eignung der einzelnen Ankertypen für bestimmte Bauvorhaben abzuklären. Ein eigentlicher technischer und wirtschaftlicher Systemvergleich kann jedoch nur für eindeutig definierte Auf-

gaben unter Einbezug der aus der Bauwerkkonstruktion resultierenden Gegebenheiten und auf Grund verbindlicher Einheitspreise durchgeführt werden.

Den ausführungstechnischen Aspekten ganz allgemein und dem Korrosionsschutz im besonderen ist bei der Verwendung von permanenten Zugverankerungen besondere Sorgfalt zu widmen. Nach Möglichkeit sollte die Auftriebssicherung in periodischen Abständen überprüft und in Ausnahmefällen ersetzt werden können. Durch Nachspannen der Verankerungen vor dem definitiven Vergiessen der freien Ankerlängen können die langfristig zu erwartenden Spannkraftverluste sowie allfällige Bauwerkhebungen bei extrem hohen Grundwasserständen beträchtlich vermindert werden.

Es ist zu hoffen, dass auch andere Bauherrschaften und Fachleute dem Beispiel folgen und ihre zum Teil mit grossem technischem und finanziellem Aufwand gewonnenen Ergebnisse von Anker- und Pfahlbelastungsversuchen mehr als bisher den interessierten Kreisen zugänglich machen werden.

### Beteiligte Behörden und Firmen

Bauherrschaft:	Tiefbauamt der Stadt Zürich
Oberbauleitung:	Tiefbauamt der Stadt Zürich
Projektleitung, Koordination, konstruktive Bearbeitung:	Ing.-Büro <i>Eichenberger AG</i> , Zürich
Geologische und bodenmechanische Beratung:	Geotechnisches Büro <i>Dr. A. von Moos</i> , Zürich
Überwachung, Aufzeichnung und Auswertung der Ankerversuche:	Ing.-Büro <i>Dr. U. Vollenweider</i> , Zürich
Präzisions-Nivellemente:	Ing.-Büro <i>Blunschy und Rosenau</i> , Zürich
Mess- und Spann-einrichtungen, Spannarbeiten:	<i>Stahlton AG</i> , Zürich
Anker- bzw. Pfahlfirmen:	<i>AG Conrad Zschokke</i> , Abteilung Spezialarbeiten, Zürich <i>Stump Bohr AG</i> , Zürich <i>Swissboring</i> , Schweiz, Tiefbohr- und Bodenforschungs-AG, Zürich
Tiefbauarbeiten Sechseläutenplatz:	<i>A. Brunner's Erben</i> , Bauunternehmung, Zürich
Tiefbauarbeiten Hechtplatz:	<i>Fietz und Leuthold AG</i> , Bauunternehmung, Zürich

### Literaturhinweise

- [1] *P. Lendi*: Beitrag zur erdstatischen Berechnung von Verankerungen im Lockergestein. Verlag Leemann, Zürich (1969).
- [2] *H. Ostermayer*: Erdanker - Tragverhalten und konstruktive Durchbildung. Vorträge der Baugrundtagung 1970 in Düsseldorf, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen.
- [3] *G. Rehm*: Korrosionsschutz für Verpressanker. Vorträge der Baugrundtagung 1970 in Düsseldorf, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen.
- [4] *H. Ostermayer* und *H. U. Werner*: Neue Erkenntnisse und Entwicklungstendenzen in der Verankerungstechnik. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Essen.
- [5] *C. Schindler*: Geologie von Zürich und ihre Beziehung zu Seespiegelschwankungen. Vierteljahresschrift der Naturforschenden Gesellschaft in Zürich, Jahrgang 116, Heft 2, 30. Juni 1971 (Sonderabdruck im Verlag Leemann, Zürich).
- [6] *C. Schindler*: Zur Quartärgeologie zwischen dem untersten Zürichsee und Baden. *Ecolae Geologicae Helvetiae*, Vol. 61, Nr. 2, Dezember 1968 (Sonderabdruck im Verlag Birkhäuser, Basel).

Adresse der Verfasser: *Jakob Bernath*, Stadtgenieur, Tiefbauamt der Stadt Zürich, 8023 Zürich, *Fritz Hirt*, dipl. Ing. ETH, SIA, Hauptabteilungsleiter beim Tiefbauamt der Stadt Zürich, 8023 Zürich, *Eduard Marth*, dipl. Ing. ETH, SIA, Ingenieurbüro Eichenberger AG, Sumatrasstrasse 22, 8006 Zürich, *Ueli von Matt*, dipl. Ing. ETH, Ingenieurbüro Dr. U. Vollenweider, Hegarstrasse 22, 8032 Zürich.