

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Band: 88 (1970)
Heft: 41

Artikel: Verankerungen im Lockergestein: Vortrag
Autor: Lendi, Peter
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-84638>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 17.11.2024

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Für den ersten der alljährlich wiederkehrenden Kurse sind für die Zeit vom 13. bis 15. Oktober 1970 die notwendigen Räume und Einrichtungen im Gewerbeschulhaus beim Radio-Studio Zürich bereit gestellt. Als Instruktoren, welche in der Zwischenzeit durch die Kurskommission gewählt worden sind, stehen tüchtige Fachleute mit ausreichender Praxis in der Lehrlingsausbildung zur Verfügung.

Die Teilnahme an den Kursen ist obligatorisch für alle Lehrlinge und Lehrtöchter und bildet künftig einen Bestandteil der beruflichen Ausbildung im Betrieb. Ein besonderer Kurs für die Baupraxis gemäss den Bestimmungen des Ausbildungsreglementes ist in Vorbereitung. In diesem Zusammenhang ist vorgesehen, neben der Vorbereitung eines Kursprogrammes nach Möglichkeit auch eine allgemeine Richtlinie

für die Gestaltung der Baupraxis der Lehrlinge im Lehrbetrieb zu entwickeln.

Die Kurskosten werden von den Verbänden getragen, mit namhaften Zuschüssen von Bund und Kanton. Verbandsnichtmitglieder übernehmen die Verbandsbeiträge und erhalten die gleichen Zuschüsse. Im Vergleich mit den finanziellen Leistungen, die andere Berufsverbände für die Lehrlingsausbildung erbringen, drängt sich hier die Frage auf, wieweit die Schaffung eines Fonds für die Ausbildung von Hochbauzeichnern gegeben ist.

Die Kursunterlagen wurden den in Frage kommenden Lehrlingen und Lehrtöchtern zugestellt. Interessenten können die Unterlagen beim Kurssekretariat, Lehenstrasse 42, 8037 Zürich, beziehen.

Die Aufsichtskommission

Verankerungen im Lockergestein

DK 624.131.531.3

Von P. Lendi, dipl. Ing. ETH, Solexperts AG, Zürich

Vortrag, gehalten an der Studientagung der SIA-Fachgruppe der Ingenieure für Brückenbau und Hochbau (FGBH) vom 21. und 22. November 1969 in Zürich¹⁾

1. Einführung

Unter einer Verankerung versteht der Baufachmann ein Verfahren, welches das Überführen von Zugkräften in den anstehenden Untergrund ermöglicht.

Die Anwendung der heutigen Verankerungstechnik ist sowohl im felsigen Untergrund als auch in praktisch allen Lockergesteinsformationen möglich. Mit den neuzeitlichen Verankerungssystemen können Zugkräfte von einigen hundert Tonnen aufgenommen werden, indem der anstehende Untergrund als mittragende Masse herangezogen wird. Im weiteren besteht auch die Möglichkeit, durch sogenannte Ankerpfähle Wechsellasten in Form von Zug- und Druckkräften in den Baugrund zu übertragen. Je nachdem die Anker eine dauernde oder vorübergehende Tragfunktion zu erfüllen haben, unterscheidet man zwischen permanenten oder definitiven und temporären oder provisorischen Verankerungen.

Nachstehend wird die mannigfaltige Anwendungsmöglichkeit von Verankerungen anhand einiger Ausführungsbeispiele kurz erläutert. Dabei werden vorerst die permanenten Verankerungen behandelt.

Für einen Erweiterungsbau der AG Brown, Boveri & Cie in Baden (Bild 1) musste das Gelände unterhalb des Wohlfahrtshauses angeschnitten werden. Der Baugrubenaushub erfolgte im Schutze einer rückwärts verankerten Pfahlwand.

¹⁾ Wegen Landesabwesenheit des Referenten hat sich Dir. J. Descaudres, dipl. Ing. ETH, Zürich, in verdankenswerterweise zur Verfügung gestellt, das Manuskript dieses Vortrages zu verlesen.

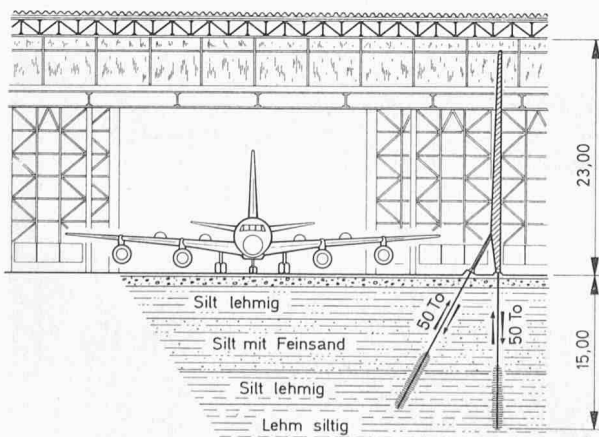


Bild 2. Abstützung einer Trennwand in einem Hangar des Flughafens Kloten. 14 «Tubfix»-Anker 35 und 50 t

Der Neubau kommt unmittelbar vor die Pfahlwand zu stehen und hat demzufolge keinen Erddruck aufzunehmen.

Bild 2 zeigt die Abstützung einer Trennwand in einem Hangar des Flughafens Kloten. Je nach Windbelastung bei offenem Hangartor werden die in einem tonigen Untergrund stehenden Ankerpfähle auf Zug oder Druck beansprucht.

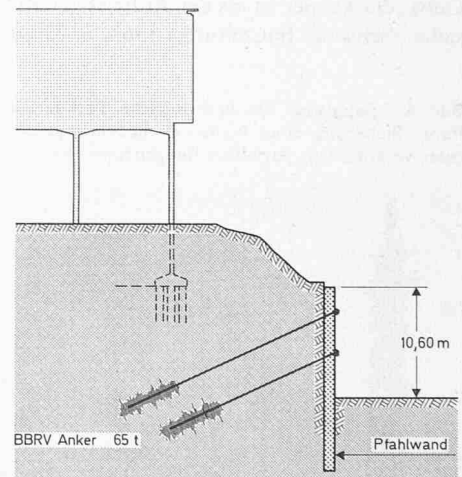


Bild 1. Erweiterungsbau der AG Brown Boveri & Cie in Baden. Permanente Verankerung einer Pfahlwand

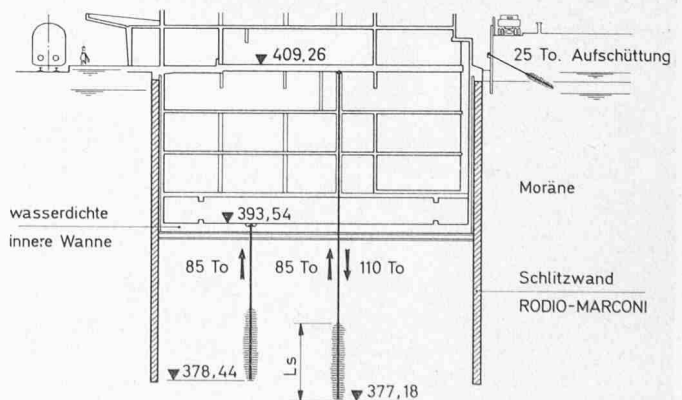


Bild 3. PTT-Betriebsgebäude in Zürich-Enge, Schnitt 1:750. 72 «Tubfix»-Anker 25 und 85 t

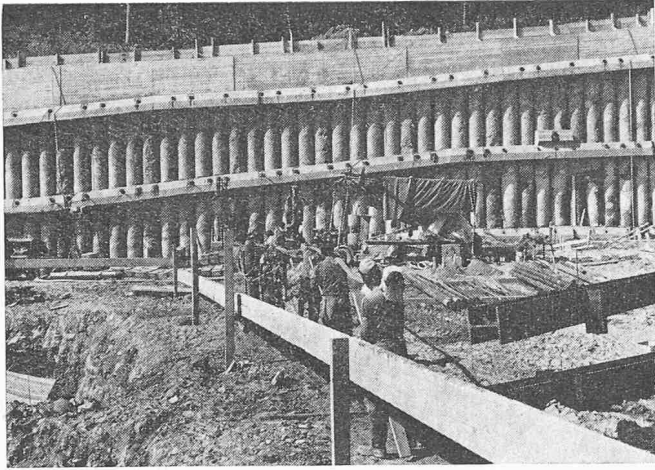


Bild 4. Baustelle in Neuenhof, Sanierung eines Rutschhanges

Beim PTT-Betriebsgebäude in Zürich-Enge (Bild 3) wählte man als Baugrubenumfassung eine Schlitzwand. Während des Bauzustandes wurde der Grundwasserspiegel abgesenkt. Mit fortschreitendem Aushub hatte man streifenförmige Teile der endgültigen Eisenbetondecken eingezogen, womit die Baugrubenumfassung ausgesteift wurde. Die Ankerpfähle dienen während dieser Arbeitsphase als provisorische Deckenabstützung und waren somit auf Druck beansprucht. Im heutigen Endzustand, das heisst bei unabgesenktem Grundwasserspiegel, arbeiten die Ankerpfähle auf Zug, weil das Eigengewicht des Gebäudes kleiner ist als der Auftrieb (ausführliche Darstellung siehe «Schweiz. Bauzeitung» 1968, S. 727 und 773).

Bild 6. Baugrube für unterirdische Parkgarage Place Vendôme in Paris. Sicherung eines historisch bedeutungsvollen Bauwerkes mittels einer verankerten, partiellen Baugrubenwand

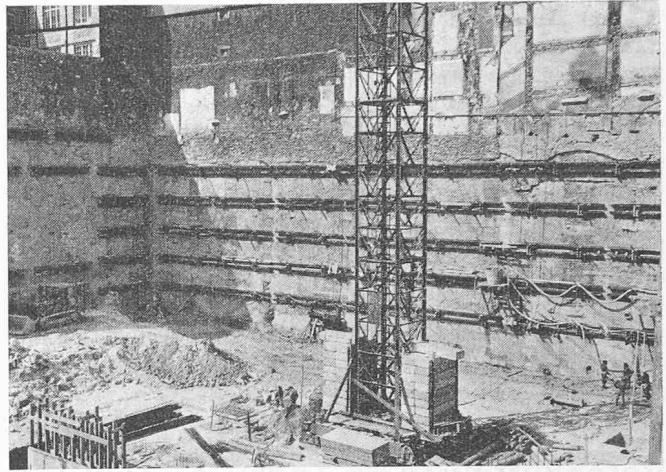


Bild 5. Provisorische Verankerung einer Schlitzwand mit IRP-Ankern an der Rue de Clignancourt in Paris

Die Sanierung eines Rutschhanges ist aus Bild 4 ersichtlich. Das in Gleitgefahr befindliche Material hat man mit einer Pfahlwand aufgefangen und diese mittels Ankern von je 100 t Spannkraft mit dem standfesten Untergrund in Verbindung gebracht. Die Abbildung zeigt den Einbau eines Ankerkabels.

Temporäre Verankerungen (Bilder 5 bis 7) werden als willkommene Bauhilfsmassnahmen zur Abstützung von Spund-, Rühl- und Schlitzwänden verwendet. Damit können die Baustellen weitgehend von Abspriessungen und Aussteifungen freigehalten werden. Dies ermöglicht den unbehinderten Einsatz leistungsfähiger Grossgeräte, was sich naturgemäss auf die Baukosten ausgesprochen günstig auswirkt. Zudem können mit rückwärtigen Verankerungen auch recht erhebliche Bauzeitverkürzungen erzielt werden, aus denen sich weitere wirtschaftliche Vorteile ergeben.

Als weiterer Vorteil derartiger Verankerungen ist anzuführen, dass man Zugkräfte auch in Zonen überführen kann, die unter einer Überbauung liegen und somit von der Geländeoberfläche her gar nicht mehr zugänglich sind. Es ergibt sich dabei oft eine intensivere Baugrundausschüttung, was besonders in städtischen Gebieten von grosser Wichtigkeit sein kann. Wenn es überdies möglich ist, mit einer Verankerung einer Baugrubenumschliessung das zukünftige Bauwerk vor äusseren zusätzlichen Beanspruchungen (z. B. Erddruck) zu schützen, wie wir dies anhand des Ausführungsbeispiels BBC Baden gezeigt haben, lassen sich gesamthaft gesehen erhebliche Einsparungen und Vorteile erzielen.

Nicht zuletzt sei auch noch darauf hingewiesen, dass die heutigen Verankerungsverfahren ohne Lärmbelästigungen und

Bild 7. Teilweise permanent verankerte Baugrubenwand in St. Gallen. Im unteren Teil reichen die Anker bis in den anstehenden Felsen



ohne schädliche Erschütterungen an benachbarten Gebäuden eingesetzt werden können. Ebenso werden Störungen an Leitungssträngen für Gas, Wasser, Abwasser und Elektrizität usw. vermieden, sofern man sich vor Arbeitsbeginn über deren Lage genau informiert.

Zusammenfassend kann man somit sagen, dass die heutigen Verankerungsverfahren wesentliche bautechnische, wirtschaftliche und baubetriebliche Vorteile bieten, während gleichzeitig auch auf die Belange des menschlichen Zusammenlebens gebührend Rücksicht genommen werden kann.

2. Ankertypen

Ein Lockergesteinsanker besteht, allgemein gesehen, aus einem Zugglied und dem eigentlichen Verankerungskörper. Als Zugglieder verwendet man Stahldrähte, Stahlrohre oder Stahlstäbe (Bild 8) [1] [2]. Je nach Beschaffenheit des Zuggliedes lassen sich die verschiedenen Ankersysteme in drei Gruppen unterteilen:

Drahtanker, z. B. System VSL, BBRV, IRP usw. Die Drahtbündel oder Litzen bestehen aus einem hochfesten Spannstahl mit einer Bruchfestigkeit bis zu 180 kg/mm². Das Tragvermögen beträgt normalerweise 30 bis 250 t. Dabei sind Ankerlängen bis über 50 m möglich.

Rohr-Anker, z. B. Mono-Anker, Tubfix-Anker, MV-Pfahl usw. Mit derartigen Ankeren können sowohl Zug- als auch Druckkräfte normalerweise von 20 bis 150 t in den Untergrund übertragen werden. Man spricht deshalb oft von Ankerpfählen. Die gebräuchlichen Längen gehen bis 35 m.

Stabanker, z. B. Bauer, Duplex, BBRV-Swissboring, Dywidag usw. Das Zugglied besteht aus einem Einzelstab oder einem Stabbündel aus hochfestem Spannstahl, z. B. St 140/160. Das Tragvermögen beträgt normalerweise 12 bis 60 t, bei gebräuchlichen Längen bis zu 25 m.

3. Ausführung der Anker

Für das Versetzen eines Ankers muss vorerst eine Bohrung niedergebracht werden. Je nach örtlichen Gegebenheiten und Untergrundverhältnissen arbeitet man nach dem Schlag- oder Rotationsbohrverfahren. Bild 9 zeigt ein Schlagbohrgerät, das für Arbeiten im städtischen Gebiet mit einer Schalldämpfungseinrichtung versehen wird. Auf Bild 10 ist eine Rotationsbohrmaschine ersichtlich, die noch lärmfreier arbeitet. Beide Geräte ermöglichen das Abteufen von Bohrungen mit beliebigem Neigungswinkel.

Bild 9. Schlagbohrgerät ROC 600 mit Schalldämpfungseinrichtung

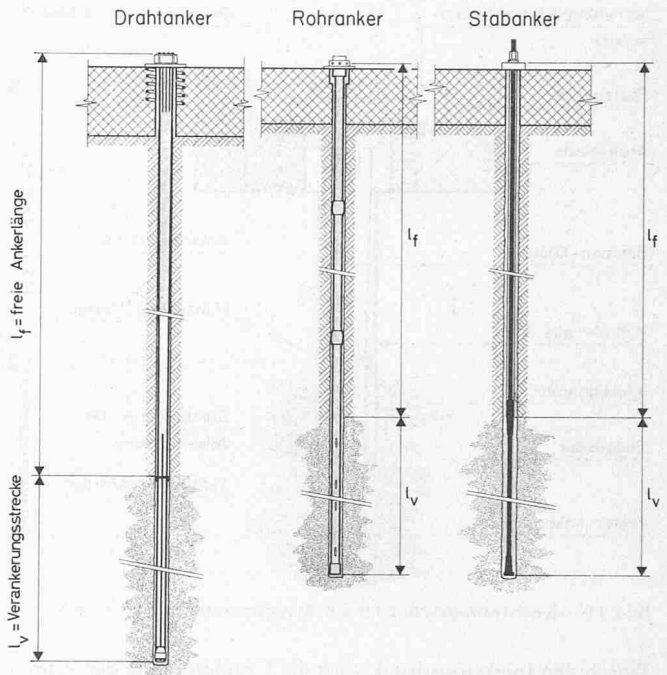
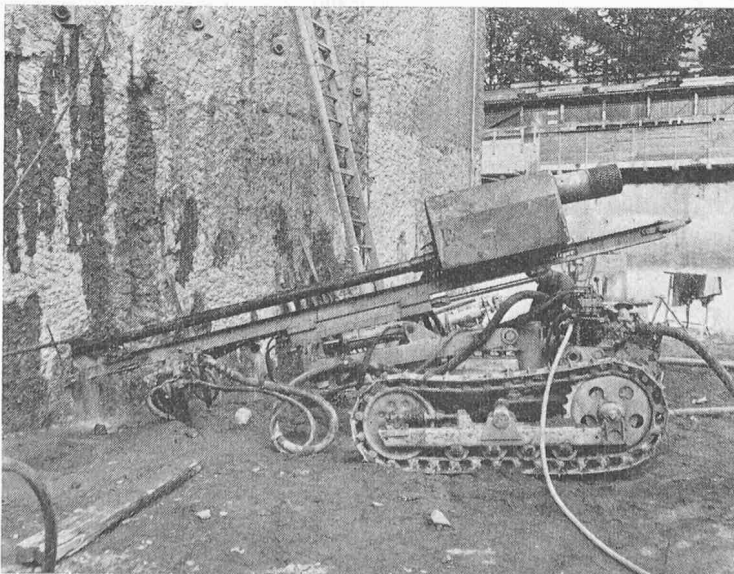


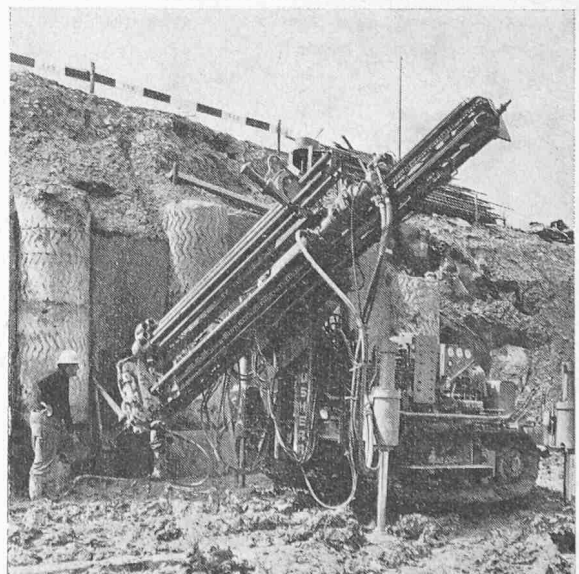
Bild 8. Verschiedene Ankertypen

Hat man mit der Bohrung die vorgesehene Tiefe erreicht, wird das Zugglied eingebaut, und anschliessend erfolgt die Injektion der Verankerungsstrecke.

Beim einfachen Drahtanker (Bild 11) gelangt das Injektionsgut durch ein besonderes Rohr in den durch eine Manschette begrenzten Bohrlochabschnitt. Bei diesem Verfahren ist nur eine einmalige Injektion möglich. Aus diesem Grunde wird nötigenfalls vor dem Einbau des Zuggliedes eine Konsolidierungsinjektion durchgeführt.

Beim Tubfix-Anker (Bild 12) wird in einer ersten Injektionsphase der Hohlraum zwischen der Bohrlochwandung und dem Ankerrohr ausgefüllt. In einer zweiten Arbeitsphase erfolgt sodann die Injektion der eigentlichen Verankerungsstrecke. Hierzu wird ein besonderes Gestänge in das Ankerrohr eingefahren, das am vorderen Ende mit einem Packer versehen ist. Das Injektionsgut kann dabei durch die am Ankerrohr im Bereich der Verankerungsstrecke angebrachten Öffnungen austreten. Oft wird auch mit einem Doppelpacker gearbeitet.

Bild 10. Rotationsbohrmaschine Hausherr HBM 12



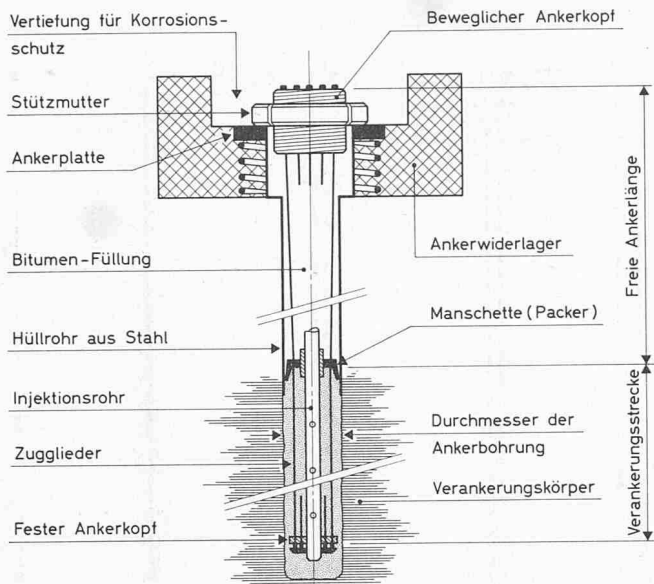


Bild 11. Korrosionsgeschützter Lockergesteinsanker Typ BBRV

Durch den Injektionsdruck wird die Ummantelung der Primärinjektion gesprengt, und das Injektionsgut findet Zugang zum anstehenden Untergrund. Dieses Injektionsverfahren kann im Bedarfsfalle in verschiedenen zeitlichen Abständen mehrmals hintereinander wiederholt werden.

Aus der Schemaskizze Bild 13 ist zu erkennen, dass beim IRP-Drahtanker die Verankerungsstrecke mit Hilfe eines mit Injektionsgut aufblähbaren Packers abgegrenzt wird. Das Injektionsrohr ist mit Klappenventilen ausgerüstet. Nach Aufblähen des Packers wird die Verankerungsstrecke in kurzen Abschnitten und mit zunehmendem Druck mehrmals injiziert.

Für die Herstellung des Verankerungskörpers verwendet man bei allen Ankersystemen ein Injektionsgut, das den vorliegenden Untergrundverhältnissen angepasst wird. Meistens arbeitet man mit einer Zement-Wasser-Suspension mit möglichst niedrigem Wasser-Zement-Faktor. Die Beigabe von Quellmittel verhindert Schwinderscheinungen und erzeugt durch Volumenvergrößerung eine zusätzliche Verspannung im Untergrund.

In relativ undurchlässigen Böden bewirkt die Injektion unter hohem Druck manchmal ein Aufsprengen des Untergrundes. Somit entsteht in der Umgebung der Ankerbohrung ein System von Injektionsgutlinsen, was eine Konsolidation und Verfestigung des Untergrundes zur Folge hat. Dadurch wird auch in undurchlässigen Böden das in der Umgebung der

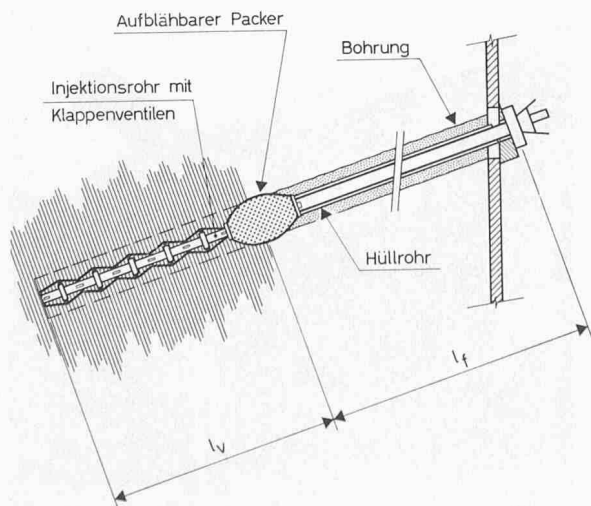


Bild 13. Schema eines IRP-Drahtankers

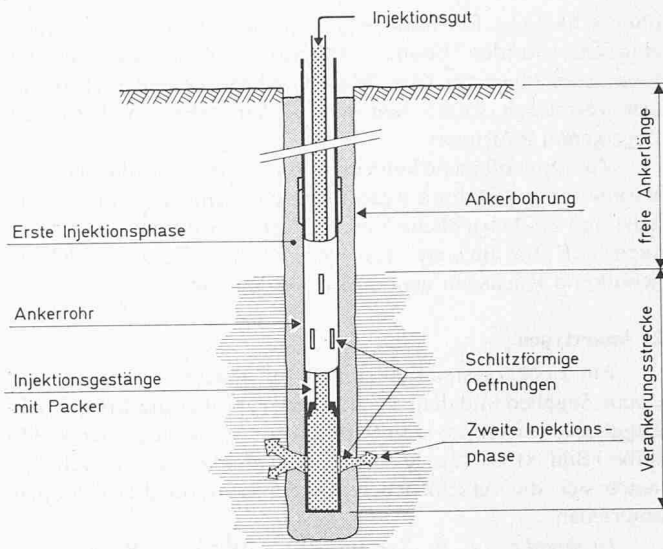


Bild 12. Schema eines Rohrankers System Tubfix

Ankerbohrung anstehende Untergrundmaterial bis zu einem gewissen Bereich in den Verankerungskörper einbezogen.

4. Wirkungsweise eines Ankers

Bild 14 zeigt eine schematische Darstellung eines Lockergesteinsankers. Die in den Baugrund einzuleitende Zugkraft wird am luftseitigen Ankerende direkt dem Zugglied übertragen. Zwischen Geländeoberkante und Verankerungskörper, das heisst im Bereich der freien Ankerlänge l_f , wird das Zugglied mit einem plastischen Anstrich versehen oder ist von einem Hüllrohr umgeben. Das Zugglied bleibt demzufolge über die gesamte freie Länge frei dehnbar und ist hinsichtlich des Kraftabbaues statisch unwirksam. Dies hat zur Folge, dass die dem Zugglied aufgebrachte Zugkraft erst im Bereich des Verankerungskörpers durch Haftspannungen abgebaut wird. Oft erfolgt die Krafteinleitung in den Verankerungskörper auch mittels eines festen Ankerkopfes. Durch die geschilderte Kraft-

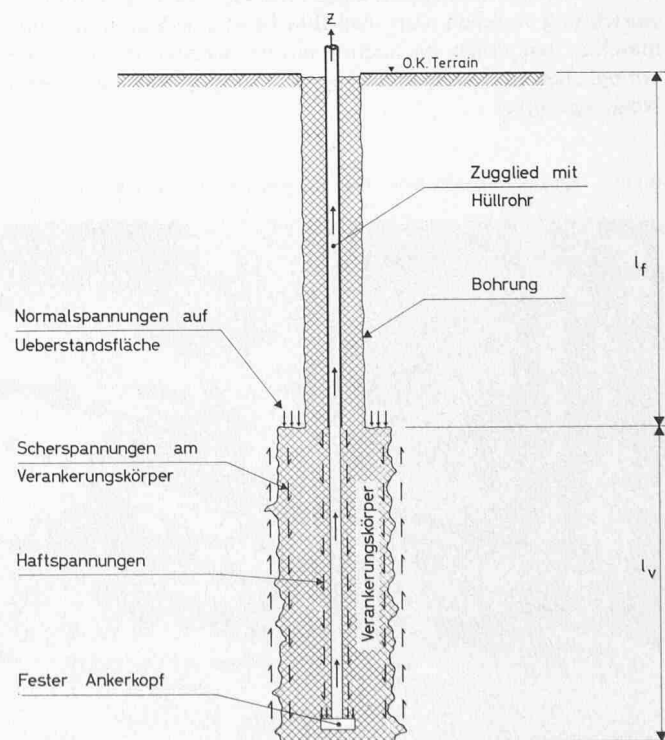


Bild 14. Schematische Darstellung eines Lockergesteinsankers

umlagerung erhält der Verankerungskörper eine axialsymmetrische Belastung. Dadurch werden an der Begrenzungsfläche zwischen Verankerungskörper und dem anstehenden Untergrund Scherspannungen aktiviert, womit in einer zweiten Kraftumlagerung die dem Anker überbundene äussere Zugkraft in den Untergrund eingeleitet wird.

Vollständigkeithalber sei noch erwähnt, dass der Ankerabschnitt, welcher den Verankerungskörper umfasst und der demzufolge statisch wirksam ist, als Verankerungsstrecke l_v bezeichnet wird.

Der Durchmesser des Verankerungskörpers ist normalerweise grösser als derjenige im Bereich der freien Ankerlänge, weil letztere lediglich drucklos mit Injektionsgut ausgegossen wird oder von einem Hüllrohr umgeben ist. Dies hat zur Folge, dass am oberen Ende der Verankerungsstrecke eine Überstandsfläche entsteht, die beim Belasten des Ankers im Untergrund nach aufwärts gerichtete Normalspannungen auslöst. Aus Bild 14 ist leicht zu erkennen, dass durch diese Spannungen bereits am oberen Ende des Verankerungskörpers ein Teil der aufgebracht Zugkraft direkt in den Untergrund übertragen wird. Man nennt diese Art von Kraftübertragung Kopfwiderstand.

Bekanntlich vermindert sich der Scherwiderstand einer Bodenprobe nach Zurücklegung eines gewissen Scherweges. Bei verschiedenen Ankersystemen werden beim Aufbringen einer Belastung besonders am oberen Ende der Verankerungsstrecke Verschiebungen ausgelöst, durch die eine Abminderung der Scherfestigkeit verursacht wird. Weil jedoch beim Belasten solcher Anker zuerst der Kopfwiderstand ausgelöst wird, hat dies zur Folge, dass im Untergrund in der Umgebung des Verankerungskörpers infolge rückwärtiger Kraftausbreitung gemäss Bild 18 der Korn-zu-Korn-Druck erhöht wird. Dies hat naturgemäss auch eine Erhöhung der Scherfestigkeit zur Folge. Die durch die vorgängig erwähnten Verschiebungen vermutete Abminderung der Scherbruchspannungen wird dadurch wieder weitgehend kompensiert.

5. Bemessung der Verankerungsstrecke

Die Erfahrung hat gezeigt, dass die verpresste Injektionsmenge sowie der Injektionsdruck für die spätere Tragfähigkeit eines Ankers von ausschlaggebender Bedeutung ist. Es wäre daher verlockend, eine Tragfähigkeitsberechnung mit diesen zwei Grössen zu verknüpfen. Für eine derartige Berechnung stehen leider heute noch zu wenig Erfahrungswerte zur Verfügung. Man muss sich deshalb lediglich mit der Tatsache begnügen, dass durch die Injektion der Untergrund in der Umgebung der Verankerungsstrecke verfestigt wird. Es wurde immer wieder festgestellt (auch in relativ undurchlässigen Böden), dass bei einer Belastung des Verankerungskörpers ein Scherbruch nicht an der ehemaligen Bohrloch-

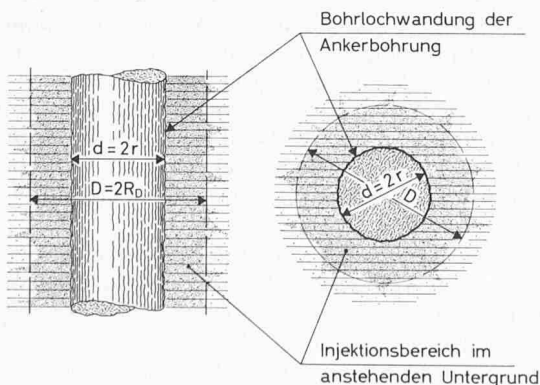


Bild 16. Reichweite der Injektion. r = Halbmesser der Ankerbohrung. R_D = mittlerer Einflussbereich der Injektion

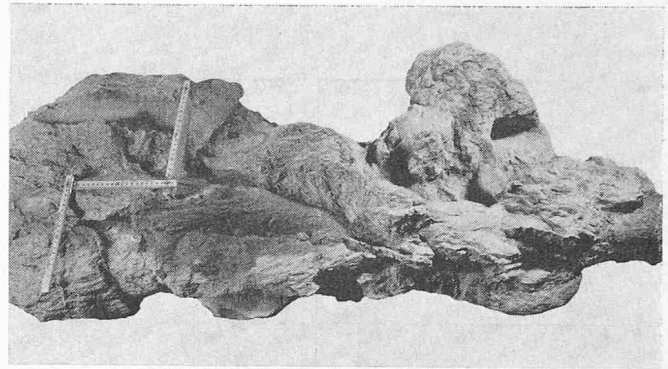


Bild 15. Ausgegrabener Verankerungskörper

wandung, sondern in einem gewissen Abstand von derselben auftritt.

Die mittlere Reichweite der Injektion, welche die erdbaumechanischen Kennziffern des Untergrundes in der Umgebung der Verankerungsstrecke wesentlich beeinflusst, wird gemäss Bild 16 mit R_D bezeichnet. Diese Grösse ist vorwiegend von den vorhandenen Durchlässigkeitsverhältnissen abhängig. Ist r der Halbmesser der Ankerbohrung, so beträgt R_D für praktisch undurchlässige Böden 1,5 bis 2,0 $\cdot r$, während in einem sandig-kiesigen Baugrund diese Grösse bis auf 4 $\cdot r$ anwachsen kann.

Weil ein Scherbruch an der Übergangzone zwischen injektionstechnisch behandeltem und unbehandeltem Untergrund zu erwarten ist, wird in der Bruchlastberechnung eines Ankers die mittlere Reichweite R_D dem Halbmesser des Verankerungskörpers gleichgesetzt.

Für eine theoretisch exakte Tragfähigkeitsberechnung müssten die Spannungen und Verformungen im Untergrund ausgehend von den Deformationen am belasteten Verankerungskörper ermittelt und mit einer Bruchhypothese verknüpft werden. Ein derartiges Berechnungsverfahren würde zu äusserst verwickelten mathematischen Ausdrücken führen. Da in den meisten Fällen nur grobe Schätzungen hinsichtlich der erdbaumechanischen Kennziffern zu Verfügung stehen, würde sich eine solche Berechnung jedoch kaum lohnen. Wir wollen uns deshalb lediglich auf ein Berechnungsverfahren beschränken, das eine grobe Abschätzung des Tragvermögens bzw. der Bruchlast ermöglicht.

Aus Laboratoriumsversuchen ist bekannt, dass bei vertikalen Ankern im Bruchzustand Gleitflächen entstehen, welche im Untergrund vom unteren Ankerende ausgehend nach aufwärts verlaufen. Die Bruchbedingung für die Scherbeanspru-

BRUCHLASTANTEIL AUS SCHERBRUCHSPANNUNGEN

$$Z_{\tau} = \frac{F}{M} \left(G_m \frac{tg\rho}{1+2 \cdot tg^2\rho} + c \cdot \cos^2\rho \right) \quad 1$$

$F_M = 2 \cdot R_D \cdot \pi \cdot l_v$
 G_m = Druckspannung infolge Erdüberdeckung
 τ_m = Scherbruchspannung
 ρ = innerer Reibungswinkel
 c = Kohäsion

BRUCHLASTANTEIL AUS KOPFWIDERSTAND

$$Z_k = R_D^2 \cdot \pi \cdot (p_0 \cdot T_{\gamma} + c \cdot T_c) \quad 2$$

p_0 = Seitlicher Ruhedruck am oberen Ende des Verankerungskörpers
 T_{γ}, T_c = Tragfähigkeitsbeiwerte

$$\text{Totale Ankerbruchlast } Z_{tot} = Z_{\tau} + Z_k \quad 3$$

Bild 17. Rechnerische Abschätzung der Bruchlast eines vertikalen Ankers

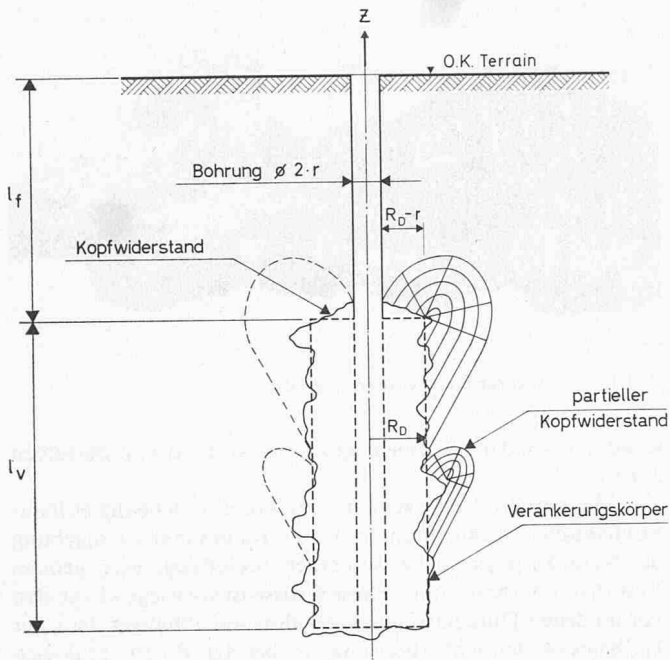


Bild 18. Schematische Darstellung der Gleitflächenbildung infolge Kopf- und partieller Kopf-Verankerung im Bereich des oberen Endes des Verankerungskörpers sowie an den Überstandsflächen innerhalb der Verankerungsstrecke

Die Bruchlastberechnung ist somit durch das Konzept der Coulombschen Formel $\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varrho + c$ postuliert. Aus den Eigenspannungen im Untergrund im Bereich der Verankerungsstrecke kann anhand des Mohrschen Spannungskreises die Scherbruchspannung in Abhängigkeit der Gleitflächenneigung ermittelt werden. In den meisten Fällen werden mit genügender Genauigkeit vertikale, das heißt zur Ankerachse parallel verlaufende Gleitflächen angenommen. Mit den Bezeichnungen des Bildes 17 lässt sich der Bruchlastanteil aus den an der Mantelfläche des wirksamen Verankerungskörpers angreifenden Scherbruchspannungen wie folgt berechnen:

$$(1) \quad Z_{\tau} = F_M \left(\sigma_m \cdot \frac{\operatorname{tg} \varrho}{1 + 2 \cdot \operatorname{tg}^2 \varrho} + c \cdot \cos^2 \varrho \right)$$

Die mittlere Druckspannung infolge Erdüberdeckung ergibt sich aus

$$\sigma_m = \left(l_f + \frac{l_v}{2} \right) \cdot \gamma \quad (\gamma \text{ je nach Grundwasserstand})$$

Die an der bereits erwähnten Überstandsfläche des Verankerungskörpers auftretenden Normalspannungen haben eine Erhöhung des Tragvermögens zur Folge, und wir sprechen hier bekanntlich von einem sog. Kopf-Verankerungswiderstand.

Aus Bild 18 ist ersichtlich, dass auch an der Mantelfläche des Verankerungskörpers eine Vielzahl kleiner Überstandsflächen auftreten kann, welche die Kopf-Verankerungswirkung noch vergrößern. Der Berechnung des Kopf-Verankerungswiderstandes wird deshalb statt der Überstandsfläche die gesamte Querschnittsfläche des Verankerungskörpers zugrunde gelegt. Damit kann in grober Annäherung angenommen werden, dass die partielle Kopf-Verankerungswirkung in die Tragkraftberechnung eingeschlossen ist. Der Bruchlastanteil aus dem Kopf-Verankerungswiderstand lässt sich somit wie folgt ansprechen:

$$(2) \quad Z_K = R^2 \cdot \pi \cdot (p_0 \cdot T_{\gamma} + c \cdot T_c)$$

p_0 = seitlicher Ruhedruck am oberen Ende des Verankerungskörpers = $\gamma \cdot l_f (1 - \sin \varrho)$

T_{γ} ; T_c = Tragfähigkeitsbeiwerte aus Bild 19

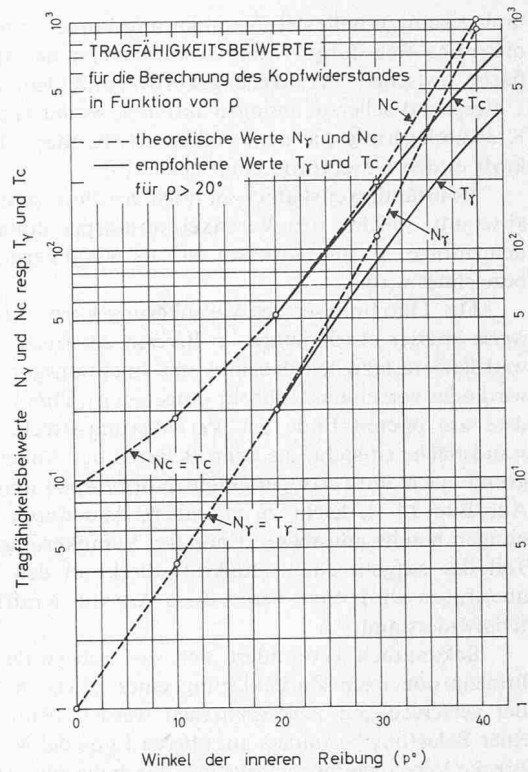


Bild 19. Tragfähigkeitsbeiwerte für die Berechnung des Kopf-Verankerungswiderstandes in Funktion von ϱ

Die totale Bruchlast eines vertikalen Ankers beträgt somit:

$$(3) \quad Z_{tot} = Z_{\tau} + Z_K$$

Für eine gegebene Gebrauchslast und eine zum voraus festgelegte freie Ankerlänge l_f kann man die erforderliche Verankerungsstrecke l_v anhand des Ausdruckes (3) ermitteln. Dabei ist noch zu erwähnen, dass für eine provisorische Verankerung mit einer Sicherheit von 1,3 bis 1,5 gerechnet wird, während für permanente Anker eine Sicherheit von 1,5 bis 1,8 zu empfehlen ist.

Bei schiefer Ankerlage ist die rechnerische Tragkraftermittlung etwas komplizierter [3], und es ist nicht möglich, sie im Rahmen dieses Vortrages zu behandeln.

6. Festlegung der freien Ankerlänge

Mit der Wahl der freien Ankerlänge, bzw. der statisch unwirksamen Ankerlänge, kann zum voraus bestimmt werden, in welcher Tiefe die zu verankernde Zugkraft in den Untergrund eingeleitet werden soll. Damit besteht unter anderem die Möglichkeit, die Verankerungsstrecke in eine besonders tragfähige Schicht zu verlegen.

Das Tragvermögen einer grösseren Anzahl relativ nahe beieinander liegender Anker (z. B. für eine Auftriebssicherung) ergibt sich aus der Bedingung, dass ein gesamthaftes Aufbrechen des Untergrundes verunmöglicht wird. Das dabei erforderliche Erfassen eines möglichst grossen Untergrundbereiches erfolgt vorwiegend mit der Wahl einer grossen freien Ankerlänge. In einem weiteren Berechnungsgang wird sodann die Bruchlast des Gesamtsystems mit derjenigen aus den Einzelankern verglichen.

In manchen Fällen kann die Sicherheit des Gesamtsystems nicht nur durch die Vergrößerung der Ankerlängen, sondern auch durch eine gut durchdachte Variation der Ankerneigungen erhöht werden.

Bei Baugrubenabschlüssen und Hangsicherungen ergeben sich die erforderlichen Ankerkräfte aus einer Erddruckberechnung. Die Ankerlänge muss durch eine Stabilitätsuntersuchung ermittelt werden. Dabei sind zwei Bruchzustände

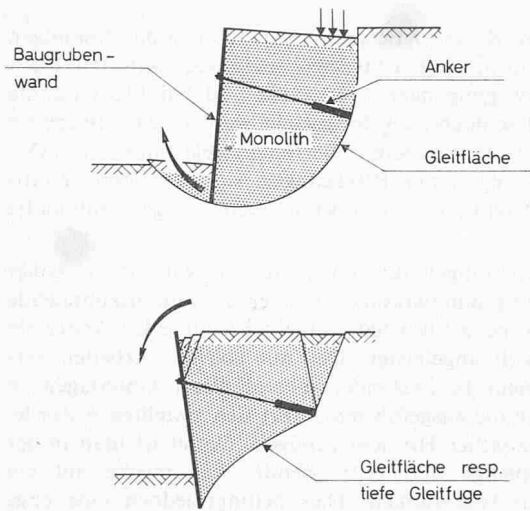


Bild 20. Geländebruch und (unten) Bruch in der tiefen Gleitfuge

zu unterscheiden (Bild 20): a) Nachgeben des Stützwandfusses, b) Nachgeben der Anker und Kippen der Wand.

Fall a) ist vorwiegend nur dann massgebend, wenn grosse Lasten vorhanden sind (Gebäude oder steil ansteigendes Gelände). Die Stabilität wird durch eine Geländebruchuntersuchung (z. B. mit Gleitkreisen oder logarithmischen Spiralen) nachgewiesen. Meistens werden hierzu die Berechnungsverfahren von *Fellenius*, *Bishop* oder *Janbu* angewendet.

Im Fall b) geht man davon aus, dass die Scherfestigkeit des Untergrundes, ausgehend vom Ankerfusspunkt, überschritten wird. Es bildet sich dadurch ein progressiver Bruch, der sich gegen die Wand ausbreitet, womit der Anker nachgibt, und es zum Kippen der Wand kommt. Die Gleitfläche zwischen Ankerfusspunkt und Drehpunkt der Wand wird als tiefe Gleitfuge bezeichnet. Als besonders leistungsfähige Berechnungsmethode sei hierzu auf die Empfehlungen des Arbeitsausschusses «Ufereinfassungen» der Hafenbautechnischen Gesellschaft und der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau verwiesen [4].

Wie Bild 21 zeigt, lässt sich das Verfahren auch auf mehrfach verankerte Baugrubenabschlüsse anwenden [5], [6]. Die Sicherheit der oberen Ankerlage erhält man aus dem approximierten Gleitflächenverlauf durch die Punkte *b*, *c* und *d*, bzw. aus der Gleichgewichtsbetrachtung für den dunkel angelegten Bodenkörper *abc* (Bild 21 oben). Bei diesem Erdkörper wird der untere Anker zweimal geschnitten, und demzufolge geht die Kraft A_2 in das Kräftepolygon nicht ein. Die Sicherheit in bezug auf die Gleitfläche *bc* ergibt sich als Quotient aus der grösstmöglichen und der vorhandenen Ankerkraft zu

$$\eta_{bc} = \frac{A_{h(bc) \text{ mögl.}}}{A_{1h \text{ vorh.}}} \geq 1,5$$

Bei diesem gedachten Bruchzustand wird angenommen, dass von der Krafteintragungsstrecke des unteren Ankers keine tiefe Gleitfuge (*bf*) ausgeht.

Für den Nachweis der Standsicherheit bezüglich einer allfälligen Gleitfläche *bff* erhält man aus dem Kräftegleichgewicht des dunkel angelegten Körpers *abffh* (Bild 21 unten) die aufnehmbare Ankerkraft $A_{h(bf) \text{ mögl.}}$. Weil in dieser Untersuchung die beiden Anker nur einmal geschnitten werden, ist die Summe der Ankerkräfte ($A_1 + A_2$) als äussere Kraft aufzufassen und der Sicherheitsquotient ergibt sich somit als

$$\eta_{bf} = \frac{A_{h(bf) \text{ mögl.}}}{(A_{1h} + A_{2h \text{ vorh.}})} \geq 1,5$$

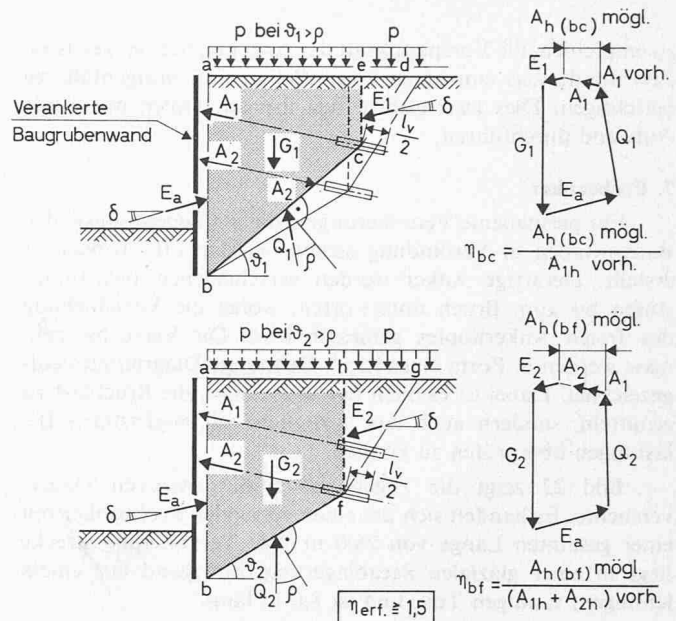


Bild 21. Ermittlung der Standsicherheit bei zwei Ankerlagen.
 E_a aktiver Erddruck (ohne Wasserüberdruck) auf die Baugrubenwand von Oberkante bis zum Ansatzpunkt *b* der tiefen Gleitfuge
 $E_{1,2}$ aktiver Erddruck auf die Begrenzungsfläche *ce* bzw. *fh*
 $G_{1,2}$ Erdkörpergewicht
 $Q_{1,2}$ Bodenreaktion, die mit der Normalen zur jeweiligen Gleitfläche den Winkel ρ einschliesst
 A_1, A_2 Ankerkräfte aus statischer Berechnung der mehrfach verankerten Baugrubenwand [7] (A_{1h} vorh.; A_{2h} vorh.: Horizontalkomponenten der Ankerkräfte A_1 und A_2)
 A_h möglich Horizontalkomponente der möglichen Ankerkraft aus Kräftepolygon
 ρ Winkel der inneren Reibung
 δ Wandreibungswinkel
 $\vartheta_{1,2}$ Neigungswinkel der tiefen Gleitfuge
 b Ausgangspunkt der tiefen Gleitfuge entsprechend den Auflagerbedingungen der Baugrubenwand im Boden (Querkraftnullpunkt)

Bei der Wahl der freien Ankerlängen ist auch den nachträglichen Deformationen, die vorwiegend am luftseitigen Ankerwiderlager auftreten, gebührende Beachtung zu schenken.

In der heutigen Bautechnik werden die meisten Anker vorgespannt. Die Vorspannung hat bekanntlich den Vorteil, dass die Längenänderung der Zugglieder beim Auftreten der Gebrauchslast vorweggenommen ist. Die aufgebrachte Vorspannkraft wird durch das luftseitige Ankerwiderlager in den Untergrund zurückgeführt. Durch eine derartige Belastung kann das Ankerwiderlager je nach Untergrundbeschaffenheit grössere oder kleinere Setzungenbewegungen mitmachen, die erst im Laufe der Zeit allmählich abklingen. Infolgedessen kann sich die elastische Dehnung am vorgespannten Zugglied teilweise wieder abbauen. Dies hat eine Verminderung der Vorspannkraft zur Folge. Hierzu sei auf folgendes Zahlenbeispiel verwiesen.

Für einen Anker mit 105 t Gebrauchslast und einer freien Ankerlänge von 20 bzw. 10 bzw. 5 m beträgt die elastische Dehnung des Zuggliedes 116 bzw. 58 bzw. 29 mm. Eine Widerlagereinsenkung von 5 mm verursacht entsprechend den vorgängig erwähnten freien Ankerlängen einen Vorspannkraftabfall von 4,25 bzw. 8,5 bzw. 17,0%. Daraus geht hervor, dass mit einer den jeweils vorliegenden Verhältnissen angepassten freien Ankerlänge der Vorspannkraftverlust weitgehend behoben wird. Ein Verlust der Vorspannkraft kann unter Umständen auch unbemerkt infolge einer Verschiebung des Verankerungskörpers entstehen. Um den vorgängig geschilderten Vorspannverlusten zu begegnen, werden die Anker oft um 5 bis 10% über die Gebrauchslast vorgespannt. Es ist auch

zu empfehlen, die Vorspannkraft der Anker nach einer gewissen Zeit mindestens einmal zu kontrollieren und nötigenfalls zu berichtigen. Dies lässt sich in den meisten Fällen mit wenig Aufwand durchführen.

7. Probeanker

Für permanente Verankerungen, die mit bedeutungsvollen Bauvorhaben in Verbindung stehen, werden oft Probeanker erstellt. Derartige Anker werden verschiedenen Belastungsstufen bis zum Bruch unterworfen, wobei die Verschiebung des freien Ankerkopfes gemessen wird. Die Versuchsergebnisse werden in Form eines Kraft-Dehnungs-Diagrammes aufgezeichnet. Dabei ist es nicht nur interessant, die Bruchlast zu ermitteln, sondern auch das Verhalten bei langfristigen Belastungen überprüfen zu können.

Bild 22 zeigt die Ergebnisse eines derartigen Dauerversuches. Es handelt sich um einen vertikalen Probeanker mit einer gesamten Länge von 28,0 m. Die Verankerungsstrecke liegt in einer glazialen Seeablagerung, bestehend aus einem lehmigen, sandigen Ton, und ist 8,0 m lang.

Ein Dauerversuch mit einer konstant gehaltenen Belastung von 80 t ergab während 41 Tagen eine Gesamtbewegung von 0,67 mm. Diese Bewegung war jedoch schon bei 20 Tagen erreicht. Ein weiterer Dauerversuch mit $Z = 120$ t während 71 Tagen zeigte eine Gesamtbewegung von 1,09 mm. Auch unter dieser grösseren Versuchslast konnte ein deutliches Abklingen der Gesamtbewegung im Laufe der Zeit festgestellt werden. Aus dem Kraft-Dehnungs-Diagramm ist weiter zu erkennen, dass die Belastungs- und Entlastungskurven zwischen den theoretischen Dehnungslinien des Zuggliedstahles für die freie und totale Ankerlänge liegen. Der Anker zeigte nach einer Belastung von 180 t beim Ablassen der Spannkraft praktisch keine bleibende Deformation, die auf eine Verschiebung des Verankerungskörpers hinweisen würde. Die Bruchlast lag bei rund 205 t. Für den Anker wurde eine Gebrauchslast von 150 t zugelassen.

Die Versuchsergebnisse eines weiteren Probeankers, diesmal jedoch in Form eines Zeit-Dehnungs-Diagramms bei konstanter Spannkraft, sind aus Bild 23 ersichtlich. Es ist deutlich zu erkennen, wie die Hebung des Ankerkopfes bei einer konstanten Belastung von 75 bzw. von 110 t nach kurzer

Zeit abnimmt. Bei einer Belastung von 133 t ist das Abklingen der Ankerkopfhebung nicht mehr so ausgeprägt. Bei 135 t blieb die Bewegung nahezu konstant und bei 137 t konnte sogar eine Beschleunigung festgestellt werden. Der Bruch im Untergrund war also bereits bei einer Belastung von 135 t erreicht. Die gesamten Bewegungen sind aus dem Kraft-Dehnungs-Diagramm der oberen rechtsseitigen Bildhälfte ersichtlich.

Beim Aufbringen der Vorspannkraft wird jeder Anker einer Belastung unterworfen, bevor er die ihm zukommende Tragfunktion zu erfüllen hat. Dabei wird für jeden Anker ein Spannprotokoll angefertigt. Der mit solchen Arbeiten vertraute Ingenieur ist in der Lage, anhand dieser Unterlagen zu beurteilen, ob die ausgeführten Anker den gestellten Anforderungen in statischer Hinsicht genügen. Damit ist man in der Lage, kostspielige und zeitraubende Vorversuche auf ein Minimum zu beschränken. Dies bedingt jedoch eine enge Zusammenarbeit zwischen dem projektierenden Ingenieur und den ausführenden Organen, damit nötigenfalls eine sich aufdrängende Anpassung der Verankerungen an die tatsächlichen Bodenverhältnisse rechtzeitig vorgenommen werden kann. Permanente Anker werden meistens nach 3 Wochen nachgespannt. Die Erfahrung hat gezeigt, dass mit dieser Massnahme der spätere Vorspannkraftverlust bei normalen Baugrundverhältnissen höchstens 5% beträgt.

8. Korrosionsschutz

Korrosion bzw. Rostfrass ist das heutige Schreckgespenst vieler Ingenieure. Es handelt sich hier um ein Problem, dem grösste Beachtung zu schenken ist.

Im Bereich der Verankerungsstrecke sind die Zugglieder allseits von Zementmörtel umgeben, d.h. sie befinden sich in einem alkalischen Medium, und es besteht hier praktisch keine Korrosionsgefahr. In diesem Bereich können die Zugglieder jedoch noch mit einem Schutzanstrich versehen werden, was die Korrosionsgefahr weiter abmindert. Bei den meisten Draht- und Stabankertypen werden die Zugglieder im Bereich der freien Ankerlänge mit einem Hüllrohr aus Stahl oder Kunststoff versehen. Die Korrosion kann dadurch unterbunden werden, indem das genannte Hüllrohr mit einer geeigneten verformbaren Masse ausgegossen wird. Rohranker

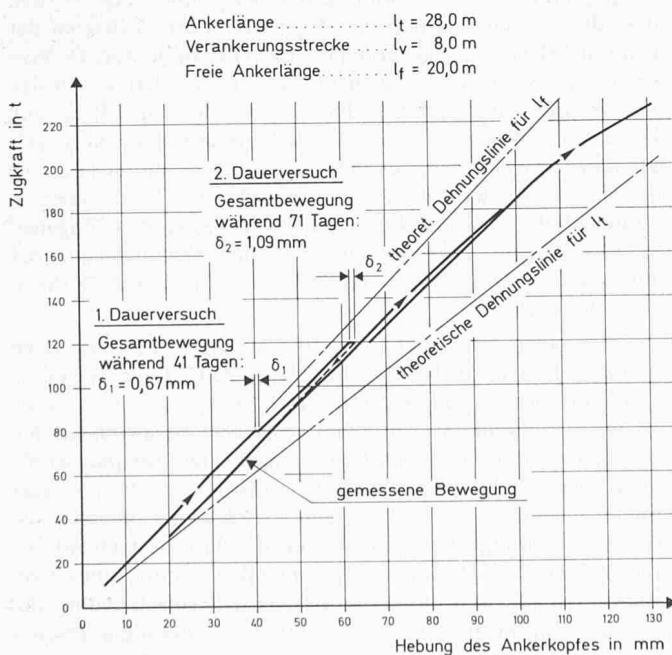


Bild 22. Kraft-Dehnungs-Diagramm eines Probeankers

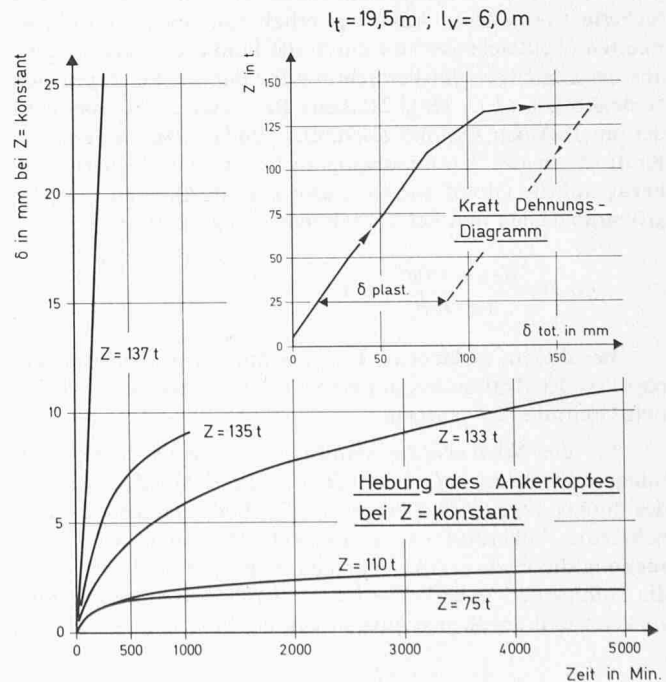


Bild 23. Zeit-Dehnungs-Diagramm eines Probeankers

werden hingegen meistens nur mit einem gegen mechanische Einwirkungen widerstandsfähigen Antikorrosionsanstrich versehen.

In diesem Zusammenhang sei noch darauf hingewiesen, dass auch die luftseitigen Ankerköpfe mit einem geeigneten Korrosionsschutz zu versehen sind. Bei permanenten Verankerungen besteht die Möglichkeit, trotz diesen Korrosionsschutzmassnahmen die Vorspannkraft jederzeit zu überprüfen und im Bedarfsfalle ein Nachspannen durchzuführen.

9. Angenäherte Kostenangaben

Für die Ausarbeitung von Vorprojekten für temporäre Verankerungsarbeiten im Lockergestein kann unter normalen Verhältnissen mit folgenden Richtpreisen gerechnet werden:

Stabanker	36 t:	65.— bis	80.— Fr./m
		d.h. rund	2.— Fr./tm
Drahtanker	105 t:	110.— bis	140.— Fr./m
		d.h. rund	1.20 Fr./tm
Drahtanker	233 t:	150.— bis	180.— Fr./m
		d.h. rund	-.70 Fr./tm

Grössere Injektionsgutaufnahmen werden oft getrennt verrechnet. Für permanente Anker sind die obigen Preise um 10 bis 20% zu erhöhen.

10. Schlussbemerkungen

Die Verankerung von Zugkräften in Lockergesteinsböden hat sich erst in den letzten Jahren zu einer eigentlichen Bauphase entwickelt, obwohl die Erstellung von Zugpfählen bereits in den dreissiger Jahren einen recht beachtlichen Stand erreicht hatte [8]. Die vielseitige Anwendungsmöglichkeit sowie

die wirtschaftlichen Vorteile der heutigen Verankerungstechnik sind unbestritten. Für eine Weiterentwicklung dieses Verfahrens stehen jedoch sowohl für den projektierenden Ingenieur und den Spezialunternehmer als auch für die Hochschulinstitute noch grosse Möglichkeiten offen. Mögen die vorstehenden Ausführungen im Rahmen unserer Studientagung über Fundation von Tragkonstruktionen hierzu einige Anregungen geben.

Bilder 4; 7; 9 und 10: E. Brügger, VAWE, Zürich.

Literaturverzeichnis

- [1] H. R. Müller: Erfahrungen mit Verankerungen System BBRV in Fels- und Lockergesteinen. SBZ, Heft 4, 1966.
- [2] Ch. Comte: L'utilisation des ancrages en rocher et en terrain meuble. «Bulletin Technique de la Suisse Romande». No. 22, 1965.
- [3] P. Lendi: Beitrag zur erdstatischen Berechnung von Verankerungen im Lockergestein. Institut für bauwissenschaftliche Forschung, Stiftung Kollbrunner/Rodio, Heft 6, 1969. Verlag Leemann, Zürich.
- [4] Empfehlungen des Arbeitsausschusses «Ufereinfassungen», 3. Auflage, 1964. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin/München.
- [5] R. Jelinek und H. Ostermayer: Verankerungen von Baugrubenumschliessungen. Vorträge der Baugrundtagung 1966 in München. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau. Essen 1966.
- [6] A. Ranke und H. Ostermayer: Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter Baugrubenumschliessungen. «Die Bautechnik» 45 (1968), H. 10.
- [7] Grundbau-Taschenbuch, Band I, 2. Auflage, 1966. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin/München.
- [8] C. F. Kollbrunner: Verankerungen im Baugrund. Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Zweiter Kongress, Berlin/München, 1936. Schlussbericht. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1938.

Adresse des Verfassers: Peter Lendi, dipl. Bau-Ing., Solexperts AG, 8022 Zürich, Falkenstrasse 22.

Betriebsdaten an Gegendruckkesseln, Richtlinien

DK 621.18:389.6

Vereinigung der Kessel- und Radiatorenwerke KRW, Verband Schweizerischer Ölbrennerfabrikanten VSO

Einleitung

Die vorstehenden Richtlinien haben für Heizkessel, welche mit Überdruck im Feuerraum arbeiten, und für Ölbrenner, deren Luftgebläse den rauchgasseitigen Widerstand des Kessels überwinden muss, Gültigkeit. Sie wurden erstellt, um für die Zukunft eine konstruktive Anpassung von Überdruckkesseln und Überdruckbrennern hinsichtlich der rauchgasseitigen Widerstände zu schaffen und gelten für Kessel-Brenner-Kombinationen, die mit flüssigen und gasförmigen Brennstoffen betrieben werden.

Die Ausarbeitung erfolgte unter dem Gesichtspunkt der grössten Wirtschaftlichkeit, d. h. die Gegendrücke wurden so festgelegt, dass die aufgewendete Energie zur Erzeugung des Gebläsedruckes in einem richtigen Verhältnis zum erzielten Nutzen steht. Die Bearbeitung der Richtlinien wurde durch die Fachkommission «Betriebsdaten an Gegendruckkesseln», in der folgende Organisationen vertreten waren, vorgenommen:

- Vereinigung der Kessel- und Radiatorenwerke
- Verband Schweiz. Ölbrennerfabrikanten
- Schweiz. Verein von Dampfkesselbesitzern.

1. Maximaler Betriebsüberdruck

1.1 Der maximale Betriebsüberdruck wird für zukünftige Entwicklungen, in Abhängigkeit der Kesselleistung, nach Bild 1 empfohlen (Kurvenblatt KRW-VSO 1001). Im Leistungsbereich zwischen 65 000 und 100 000 kcal/h ist eine Überschneidung vorhanden, welche bedeutet, dass die Ge-

gendrücke nach der ausgezogenen Kurve anzustreben, jedoch auch solche bis zu den strichliert eingetragenen Werten möglich sind.

1.2 Die empfohlenen Werte für den Gegendruck im Feuerraum der Kessel verstehen sich für Meereshöhen

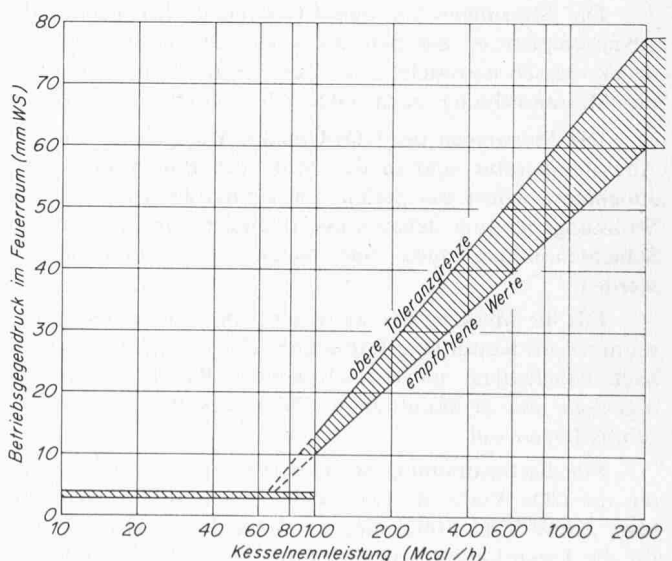


Bild 1. Betriebsgedruck im Feuerraum in Funktion der Kesselleistung (KRW-VSO 1001)