

Erfahrungen mit Verankerungen System BBRV in Fels- und Lockergesteinen

Autor(en): **Müller, Hans Rudolf**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **84 (1966)**

Heft 4

PDF erstellt am: **22.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-68824>

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.

Erfahrungen mit Verankerungen System BBRV in Fels- und Lockergesteinen

Von **Hans Rudolf Müller**, dipl. Ing. ETH, Zürich

DK 624.131.531.3

Vortrag, gehalten an der Tagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundamentechnik am 24. Mai 1965 in Zürich

Das Verfahren BBRV wurde vorerst für die Anwendung im Bereich des *vorgespannten Betons* entwickelt. Die wesentlichen Merkmale des Aufbaues der Verankerungen und Kabel mittels maschinell aufgestauchter Köpfchen an jedem Drahtende werden als bekannt vorausgesetzt (Bild 1), [1], [2], [3], [4]. Neben der Entwicklung des BBRV-Verfahrens auf dem umfassenden Gebiet des vorgespannten Betons erfolgte allmählich das Eindringen in verschiedene Spezialanwendungen des Hoch- und Tiefbaues auch ausserhalb des konstruktiven Betonbaus¹⁾. Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich auf

¹⁾ Eine Anwendung im Talsperrenbau wird im vorliegenden Heft auf S. 83 beschrieben von *A. Ruttner*.

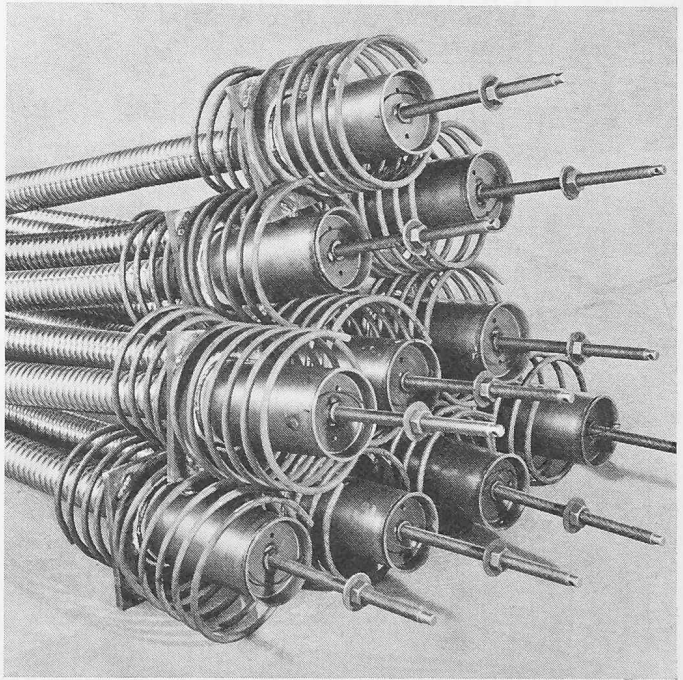
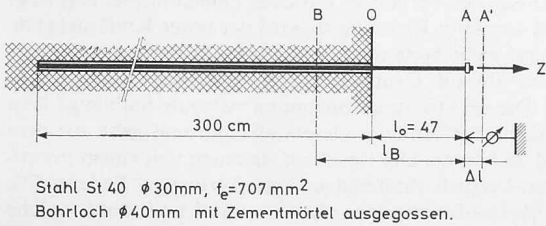


Bild 1. Zehn BBRV-Verankerungen für je 237 t Vorspannkraft



$$\sigma = \frac{Z}{F} = \epsilon \cdot E = \frac{\Delta l}{l} \cdot E$$

$$\text{bzw. } \Delta l = \frac{Z \cdot l}{E \cdot F}, \quad \epsilon = \frac{Z}{E \cdot F} = \frac{\Delta l}{l}, \quad l = \frac{\Delta l}{\epsilon} = \frac{\Delta l \cdot E \cdot F}{Z}$$

Bild 2a. Schaffer Zugstab, im Fels eingebunden

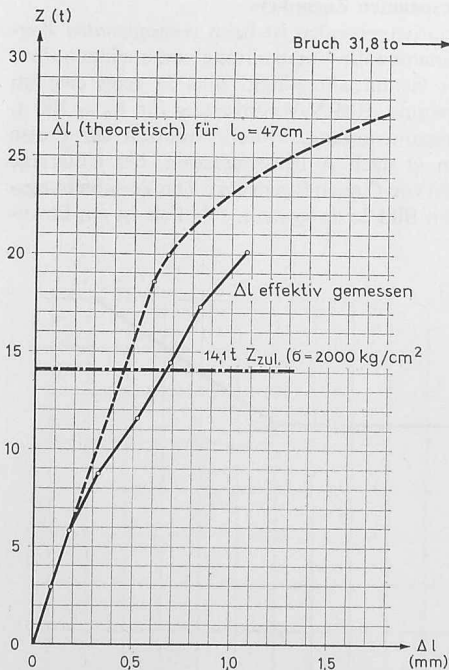


Bild 2b. Kraft-Verformungsdiagramm des Lastangriffspunktes A für den schlaffen Zugstab

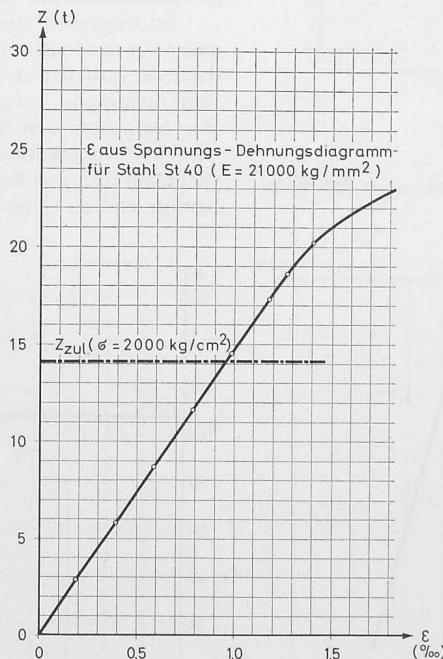


Bild 2c. Kraft-Verformungsdiagramm von Stahl St. 40 für die Stablänge 47 cm und Durchmesser 30 mm

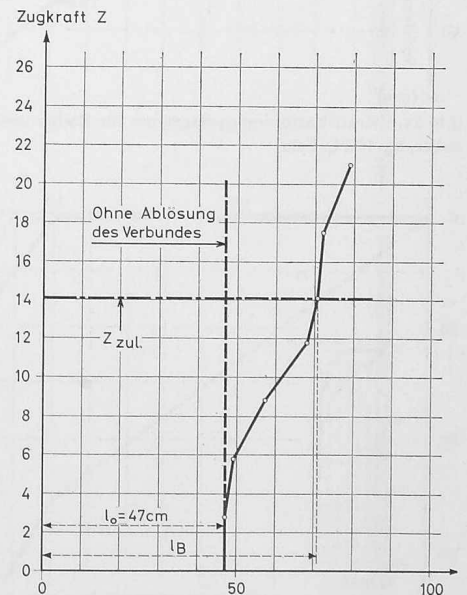


Bild 2d. Diagramm der effektiv unter Spannung stehenden Stablängen des Zugstabes infolge Ablösen des Verbundes

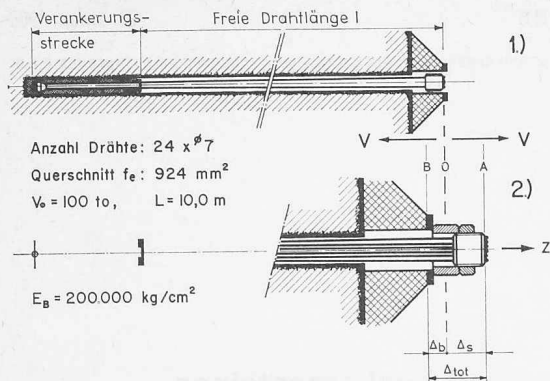


Bild 3a. Vorgespannte Felsverankerung BBRV für $V_0 = 100$ t im Schnitt. Zustand vor (1) und nach (2) dem Vorspannen

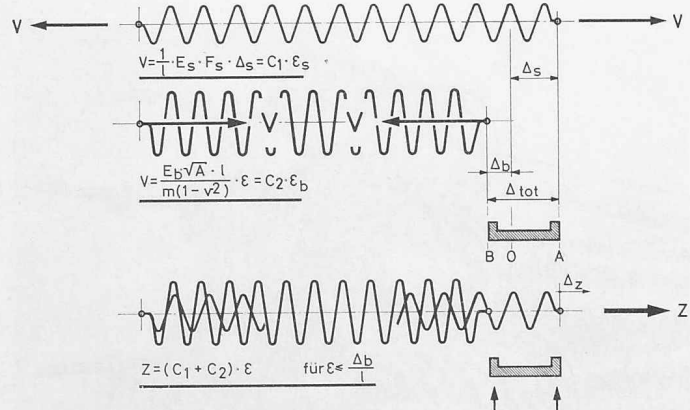


Bild 3b. Federmodell des vorgespannten Zugankers

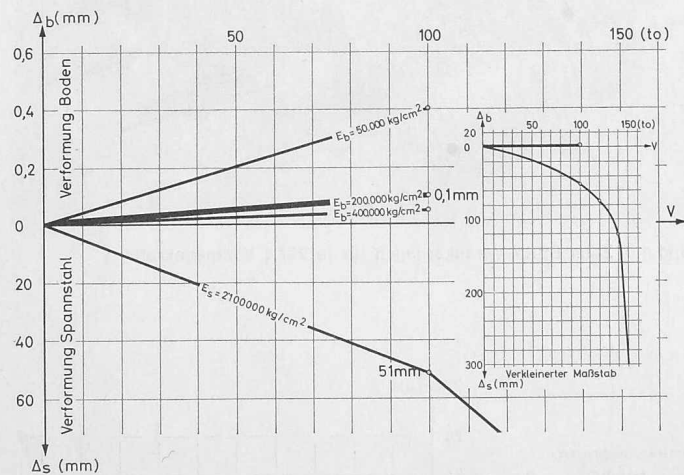


Bild 3c. Kraft-Verformungsdiagramm für Boden und Spannstahl (BBRV-Verankerung 100 t, Fels)

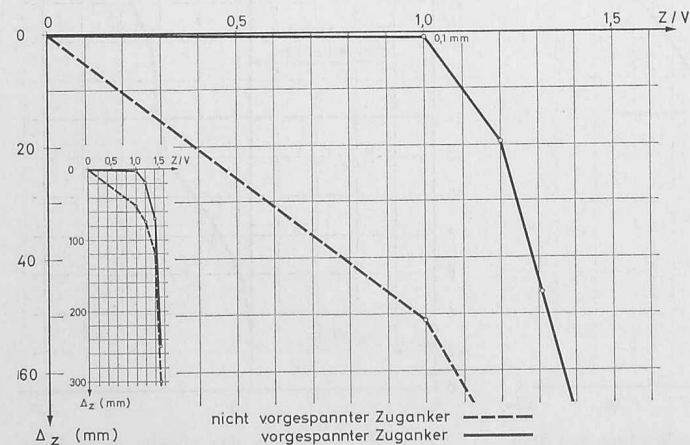


Bild 3d. Verformungsgesetz des vorgespannten Zugankers infolge äusserer Lasten Z

die Anwendung des BBRV-Verfahrens bei Gründungsverankerungen und auf einige der dabei gemachten Erfahrungen.

1. Vorgespannte Verankerungen

Die BBRV-Gründungsverankerungen sind vorgespannt. Der Begriff der «Vorspannung» soll etwa wie folgt umschrieben werden:

Unter Vorspannung versteht man die Anwendung eines durch die Spanntechnik erzeugten Spannungszustandes auf ein Bauwerk, einen Bauteil (hier Gründungsverankerung) derart, dass die Vorspannkraft den Gebrauchslasten dauernd entgegenwirkt. Die Grösse der Vorspannkraft muss in jedem Fall die zu überbrückende Gebrauchslast übertreffen.

- Dadurch wird erreicht,
- dass der Bauteil unter den Gebrauchslasten nur *geringe Deformationen* erleidet,
- dass er in seinem Verhalten gegenüber *wechselnden Lasten* (Ermüdungsbeanspruchung) günstigere Voraussetzungen bietet,
- dass ein geeigneter Bereich der Kraft-Verformungslinie für das Arbeitsverhalten des Bauteils gewählt werden kann.

Zur Veranschaulichung dieses Sachverhaltes wird der Mechanismus der schlaffen, nicht vorgespannten Verankerung dem vorgespannten Anker gegenübergestellt.

2. Mechanismus des schlaffen Ankers

In Bild 2a ist ein im Fels mittels Zementmörtel eingebundener schlaffer Zugstab, bestehend aus St. 40, dargestellt. Bringt man nach Erhärten des Zementmörtels eine äussere Zugkraft Z am Stab an, so ergeben sich Verschiebungen des Kraftangriffspunktes A (Bild 2b). Sie entsprechen anfänglich der Verlängerung des aus dem Fels herausstehenden Stabteiles ($l = 47$ cm) gemäss dem Kraft-Verformungs-Gesetz von St. 40 mit der Länge von 47 cm und dem Durchmesser von 30 mm (Bild 2c).

Infolge Ablösen des Verbundes zwischen Zementmörtel und Zugstab, ausgehend von O in Richtung B, wird der unter Kraft stehende Stabteil mehr und mehr verlängert, und es stellen sich grössere Verschiebungen ein, als auf Grund der ursprünglichen Stablänge zu erwarten wäre. Die effektiv unter Spannung stehende Stablänge lässt sich aus dem Kraft-Verformungs-Gesetz ableiten und geht aus dem Diagramm Bild 2d hervor. Die Resultate stammen von einem praktischen Baustellen-Versuch (Stützmauer-Verankerung in Baden). Die Ablösung des Verbundes zwischen Zementmörtel und Stahl, welche sich bei grösseren Dehnungen immer einstellt, bewirkt, dass der Anker bei mehrmaliger Belastung und Entlastung verschiedenen Verformungsgesetzen gehorcht, und somit keine Eindeutigkeit zwischen Last und Verschiebung vorhanden ist. Daraus ist zu folgern, dass solche Anker nicht unbedenklich nach dem Verhalten des Stahls allein bemessen werden können, sondern dass das gesamte Arbeitsverhalten betrachtet werden muss.

3. Mechanismus des vorgespannten Zugankers

Im Gegensatz zum vorhergehenden ist beim *vorgespannten Zuganker* vor der Ingebrauchnahme die Vorspannung vorzunehmen. Erst dadurch wird der Anker lastaufnahmefähig. Bild 3a zeigt eine im Fels eingebaute, vorgespannte BBRV-Verankerung für $V_0 = 100$ t. Wir betrachten den Vorspannvorgang. Durch Ansetzen der Presse wird der Ankerkopf von O nach A herausgezogen, die Unterlage (Betonauflager und Boden) von O nach B gedrückt. Die Verschiebungsbeträge sind im Diagramm Bild 3c dargestellt. Für Fels ist ein Elastizitäts-

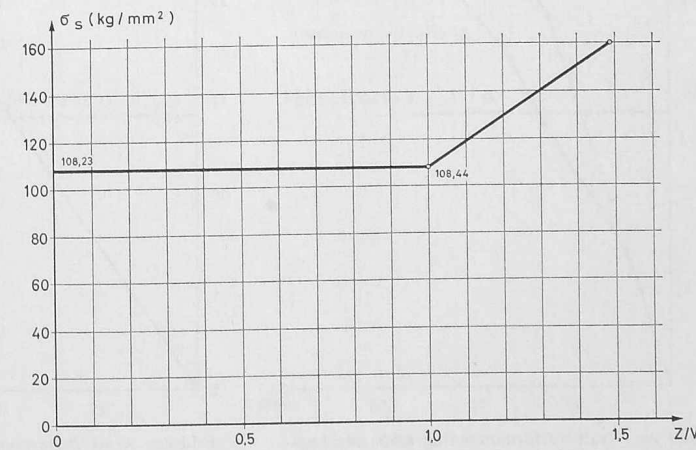
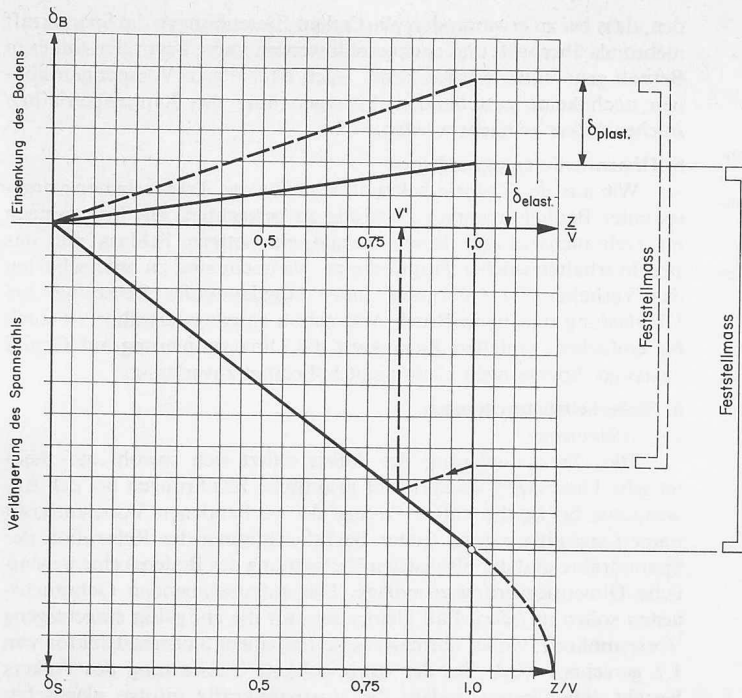


Bild 3e. Spannungen im Spannstahl einer Verankerung BBRV infolge äusserer Lasten Z



Verluste klein, wenn $\frac{C_2}{C_1}$ gross

$$\frac{C_2}{C_1} = \frac{E_B \times l \times \sqrt{A}}{m(1-\nu^2) \times E_S \times F_S}$$

$$C_1 = E_S \times F_S$$

$$C_2 = \frac{E_B \times l \times \sqrt{A}}{m(1-\nu^2)}$$

$V_0 = 100 \text{ to}$
 $E_S = \text{Verformungsmodul des Spannstahls}$
 $F_S = \text{Fläche des Spannstahls}$

$E_B = \text{var.} = \text{Verformungsmodul des Bodens}$
 $A = 1936 \text{ cm}^2 = \text{Auflagerfläche}$
 $m = 0,95 = \text{Formfaktor}$
 $\nu = 0,3 = \text{Poissonzahl}$
 $l = \text{var.} = \text{freie Verankerungslänge}$

St.	F cm ²	E 2 100 000 kg/cm ²	C ₁ kg
140/160	9,3		2×10^7
80/105	14,5		$3,2 \times 10^7$
65	21,3		$4,5 \times 10^7$

E kg/cm ²	C ₂ kg	
	l=10m	l=20m
200'000	1016×10^7	2032×10^7
100'000	508×10^7	1016×10^7
50'000	254×10^7	508×10^7
10'000	$50,8 \times 10^7$	$101,6 \times 10^7$

Bild 6. Verluste infolge plastischer Einsenkung der Ankerabstützung

zitätsmodul von 200 000 kg/cm² angenommen worden. In diesem Zustand wird der Anker gegen den Boden blockiert (Festschrauben der Stellmutter) und die Vorspannverschiebung von 51,1 mm festgehalten. Nunmehr ist die Verankerung zur Aufnahme äusserer Lasten gebrauchsfähig.

Die Verschiebung des Lastangriffspunktes A infolge der äusseren Last Z gehorcht dem Verformungsgesetz nach Bild 3d. Dieses lässt sich ableiten nach dem Federmodell des vorgespannten Zugankers Bild 3b. Der zur Lastaufnahme vorbereitete, vorgespannte Anker entspricht zwei gekoppelten Federn (Zugfeder = Spannbündel, Druckfeder = elastischer Boden), welche mit dem Betrag des «Feststellmasses» gegeneinander «verspannt» sind. Die «Federkonstante» des gekoppelten Systems entspricht bis zur Entspannung der Bodenunterlage der Summe der einzelnen Federkonstanten von Stahl und Boden (Fels). Daraus geht hervor, dass die Verschiebung des Lastangriffspunktes einer vorgespannten Verankerung wesentlich kleiner ist als beim schlaffen Zuganker unter gleichen Verhältnissen. Im dargestellten Beispiel beträgt sie für die Gebrauchslast $Z = 100 \text{ t}$ nur 0,1 mm. Dieser Umstand wirkt sich auf das dynamische Verhalten des Zugankers günstig aus; beim Wechsel der äusseren Last von 0 auf 100 t betragen die Spannungsänderungen im Spannstahl 0,21 kg/mm² (Bild 3e) und liegen somit weit unterhalb der Ermüdungsfestigkeit der

Spannstähle und Verankerungen. Diese betragen für Spannstähle im betrachteten Spannungsbereich 25–35 kg/mm² und für BBRV-Verankerungen rd. 12–15 kg/mm² (Bild 4). Eine eingehende Darstellung der Berechnung von Felsankern findet sich in [5].

Durch die rasche Verteilung der Kraft unter der Ankerplatte in den Boden wird erreicht, dass die Druckspannungen im Boden nur geringe Beträge aufweisen. Die ausserordentlich geringen Verschiebungen, welche vorgespannte Felsanker infolge der äusseren Lasten erleiden, prädestinieren diese Verankerungsart für die Abspannung von Kabelkranen (Bild 5), Hochspannungsmasten, Seilbahnen im Gebirge, grossen Stützmauern, Brückenwiderlagern, etc.

4. Verluste infolge plastischer Einsenkung der Anker-Unterlage (Boden)

Bei gutem Fels können im allgemeinen die plastischen Deformationen wegen der geringen Beanspruchung durch die Vorspannkräfte vernachlässigt werden. Anders liegen die Verhältnisse bei Lockergesteinsverankerungen, wo plastische Einsenkungen immer zu erwarten sind. Bei der Dimensionierung der Anker ist auf diesen Umstand Rücksicht zu nehmen. Die anfänglich aufgebrachten Vorspannkräfte werden durch die nachträgliche Setzung der Unterlage teilweise wieder zum Verschwinden gebracht, und es ist danach zu trachten, diese in erträglichen Grenzen zu halten. In Bild 6 wird dargestellt, wie

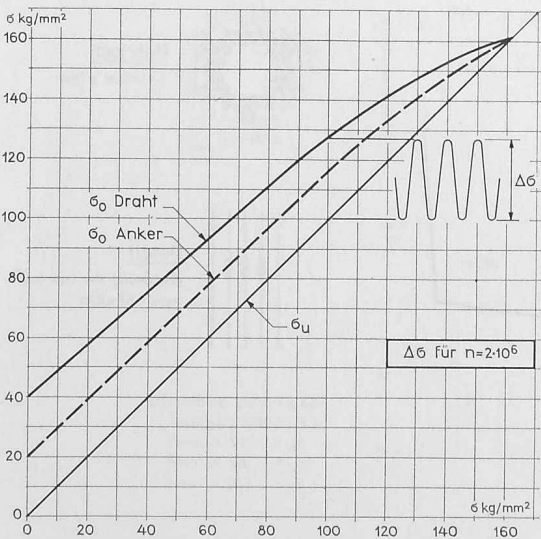


Bild 4. Diagramm der Ermüdungsfestigkeit für Spannstahl und Anker

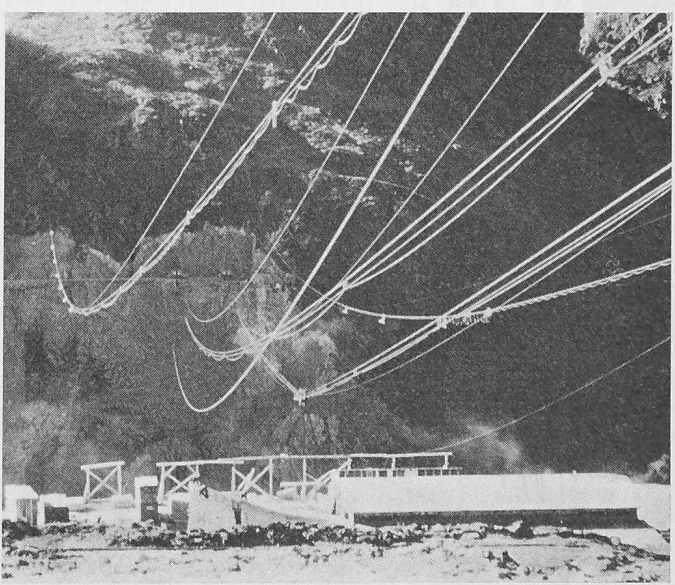


Bild 5. Verankerte Seile des Kabelkrans für den Bau der Stauanlage Nalps

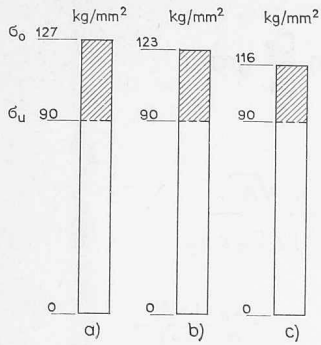


Bild 7. Ermüdungsfestigkeit von Spannstählen vor und nach verschiedenen Korrosionsbehandlungen im gespannten Zustand
 a) Anlieferungszustand
 b) Lagerung zwölf Wochen in feuchter Luft
 c) wie b), jedoch zusätzlich jede Woche 5 Minuten in NaCl-Lösung

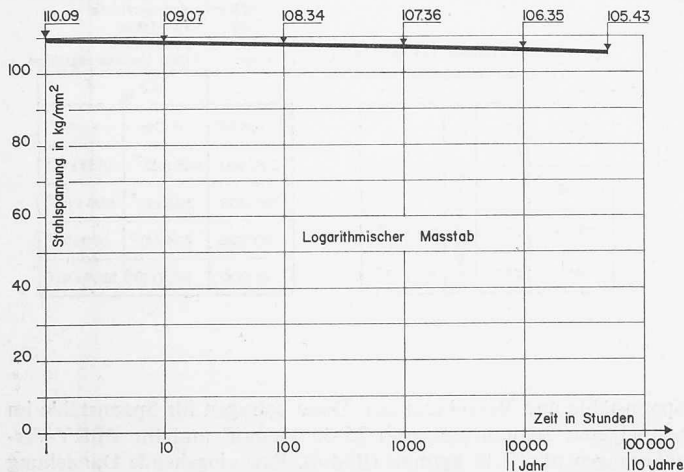


Bild 8. Verlauf der Relaxation des Spannstahls während 6 Jahren (Versuch mit BBRV-Kabel) bei einer Ausgangsspannung von 110,09 kg/mm² (EMPA)

sich die Vorspannkraft und damit die zu ertragende Gebrauchslast bei plastischer Deformation der Unterlage vermindert.

Entsprechend dem in Bild 3b behandelten Federmodell kann nun festgestellt werden, dass das Verhältnis der beiden «Federkonstanten C_2/C_1 » (Boden/Spannstahl) möglichst gross sein muss, damit plastische Einsenkungen keine wesentliche Einbusse der Vorspannkraft zur Folge haben. Die plastische Einsenkung des Bodens kann als Verkleinerung des E_B -Moduls gedeutet werden.

Nach den bis heute gemachten Erfahrungen soll durch plastische Einsenkungen die anfänglich aufgebrachte Vorspannkraft nicht mehr als um 25% reduziert werden, ansonst nicht mehr von einer *vorgespannten Verankerung*, sondern höchstens von einer *partiell vorgespannten Verankerung* gesprochen werden kann. Es geht aus dieser Betrachtungsweise hervor, dass für die erfolgreiche Anwendung der Vorspannung für Lockergesteins-Verankerungen sowohl hochwertiger Spannstahl, wie auch eine möglichst grosse freie Federlänge notwendig sind. Es muss auch ausdrücklich darauf hingewiesen wer-

den, dass bei zu erwartenden plastischen Einsenkungen die Spannkraft mehrmals überprüft und nachgestellt werden muss, bevor der Anker in Betrieb genommen werden kann. Nach einmaligem Vorspannen können noch keine zutreffenden Aussagen über das Langzeitverhalten solcher Anker gemacht werden.

5. Dimensionierungsgrundlagen

Wie aus der Theorie bekannt, sind für das Tragverhalten vorgespannter Bauteile mehrere Zustände zu betrachten. Die Spannungen im Gebrauchszustand lassen keinen eindeutigen Schluss auf das Bruchverhalten solcher Tragwerke zu. Vielmehr sind zu unterscheiden das Verhalten im Gebrauch, unter langdauernder Belastung, bei Überlastung und beim Bruch. Wie schon eingangs erwähnt, ist auch bei einfachen, schlaffen Zugankern die Dimensionierung auf Grund zulässiger Spannungen allein nicht unbedingt zuverlässig.

6. Sicherheitsbetrachtungen

6.1. Allgemeines

Die Dimensionierung der Anker stützt sich sowohl auf theoretische Unterlagen als auch auf praktische Erfahrungen bei der Anwendung. So ist die untere Grenze der vorhandenen Vorspannkraft unter Langzeitbelastung (unter Berücksichtigung der Relaxation der Spanndrähte und der plastischen Verformung des Bodens) eine wesentliche Dimensionierungsgrundlage. Die aufzunehmenden Gebrauchslasten sollen in jedem Fall kleiner sein als die endgültig eingetragene Vorspannkraft, wobei normalerweise mit einem Sicherheitsfaktor von 1,2 gerechnet wird. Bei der (ungewollten) Überlastung des Ankers besteht eine Grenze, indem die Vorspannkraft infolge plastischer Deformation des Spannstahls allmählich aufgezehrt werden. Endlich ist auch das Versagen der Verankerung infolge Bruch zu untersuchen. Hier soll ein Sicherheitsabstand von 1,8-2 als Minimum gefordert werden. Nur bei Vorliegen zutreffender Unterlagen kann über diese Verhaltensweisen genaue Auskunft gegeben werden. Im folgenden wird über einige Versuche und Erfahrungen berichtet, welche mit BBRV-Gründungsverankerungen gesammelt werden konnten.

6.2. Ermüdungsfestigkeit nach verschiedenen Korrosionsbehandlungen

Durch Korrosionsangriff wird die Oberfläche der Spannstähle rau; es bilden sich Vertiefungen. Damit ist eine Reduktion der Ermüdungsfestigkeit verbunden (Bild 7). Vorgespannte Verankerungen erleiden jedoch im Gebrauchszustand nur sehr kleine Spannungsamplituden (siehe Bild 3e). Dennoch ist es notwendig, die Ankerstähle mittels zuverlässiger Zementmörtelinjektion gegen Rostangriff zu schützen.

6.3. Relaxation von Spannbetondrähnen unter Langzeitbelastung

In Bild 8 sind die Resultate eines Versuches über 6 Jahre dargestellt. Die Ausgangsspannung der Drähne betrug 110,09 kg/mm², nach 6 Jahren wurde eine verbleibende Spannung von 105,43 kg/mm² festgestellt. Die Relaxation beträgt 4,2%.

6.4. Verhalten der Krafteinleitungszone

Die Zuverlässigkeit der Verankerung ist durch die Sicherheit ihrer Einzelteile bestimmt. Grösste Bedeutung kommt der Krafteinleitungszone der Ankerkräfte in den Boden zu. Sie wird beim BBRV-Gründungsanker durch den festen, hinteren Ankerkopf, die Primärinjektions-

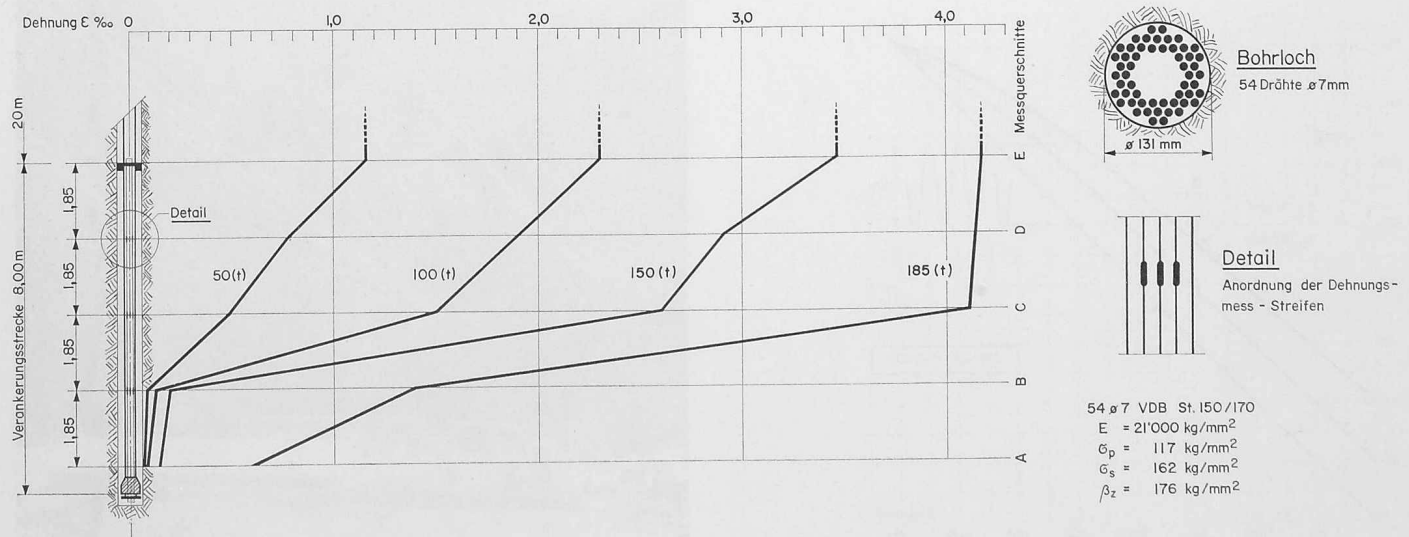


Bild 9. Stahldehnungen in der festen Verankerungsstrecke (Mörtelpfropfen) eines BBRV-Gründungsankers 220 t beim Kraftwerkbau Schaffhausen

strecke und die Abschlussmanchette gebildet. Die kraftschlüssige Verbindung zwischen Boden und Krafteinleitungsteil der Verankerung erfolgt über die Wand des Primärmörtelpfropfens. Es ist nun für die Sicherheit der Verankerung wesentlich, dass die ganze Pfropfenlänge für die Kraftübertragung zur Verfügung steht. Die Schubspannungsverteilung kann an Hand von Modellversuchen für die «Idealverhältnisse» dargestellt werden, wie dies A. Ruttner auf S. 86 mit Bild 5 zeigt. Ähnliche Resultate sind auch bei Versuchen an der EMPA [6] gefunden worden. Die tatsächlichen Verhältnisse über die Krafteinleitung in den Primärmörtel konnten durch die umfangreichen Messungen der «Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau an der ETH» anlässlich des Kraftwerkbaues in Schaffhausen 1961 ermittelt werden.

Die Krafteinleitungszone eines BBRV-Gründungsankers mit 220 t nomineller Vorspannkraft wurde mittels elektrischen Dehnungsgebern (Strain-gauges) an den Spannbetondrähten ausgemessen (Bild 9). Beim Erreichen der Kraft von 185 t am Spanndrahtbündel wird mit Sicherheit die halbe Krafteinleitungszone (von E bis C) wirksam. Leider konnte bei der effektiven Nominalkraft die Messung nicht mehr durchgeführt werden, weil die Dehnfähigkeit der Messstreifen überschritten war.

Anhand von Auswertungen der Ausziehwege solcher Anker kann nachgewiesen werden, dass die Ankerkraft normalerweise am festen Ankerkopf eingeleitet wird.

7. Langzeitversuche

7.1. Spullersee – Sperrenerhöhung

Auf die umfangreichen Prüfversuche zur Abklärung der Eignung von BBRV-Gründungsankern für die Erhöhung der Spullersee-Sperren der Österreichischen Bundesbahnen soll in diesem Zusammenhang nicht eingetreten werden. Eine ausführliche Darstellung von A. Ruttner findet sich im vorliegenden Heft auf S. 83.

7.2. Centre médical, Genf, Vorversuche

Für den Bau des Centre médical, eines Institutes der Universität Genf, war beim Projektstadium des Jahres 1963 vorgesehen, eine rd. 20 m hohe Baugrubenumschliessung für die endgültige Aufnahme des Erd- und Wasserdruckes mit Rückverankerungen auszurüsten. Im Vorentwurf wurden Anker von 150 t Nutzlast, verteilt auf drei Ebenen, angenommen. Es wurden daher Versuche angesetzt, um abzuklären, ob das Abtragen dieser sehr hohen Ankerkraft in den Baugrund

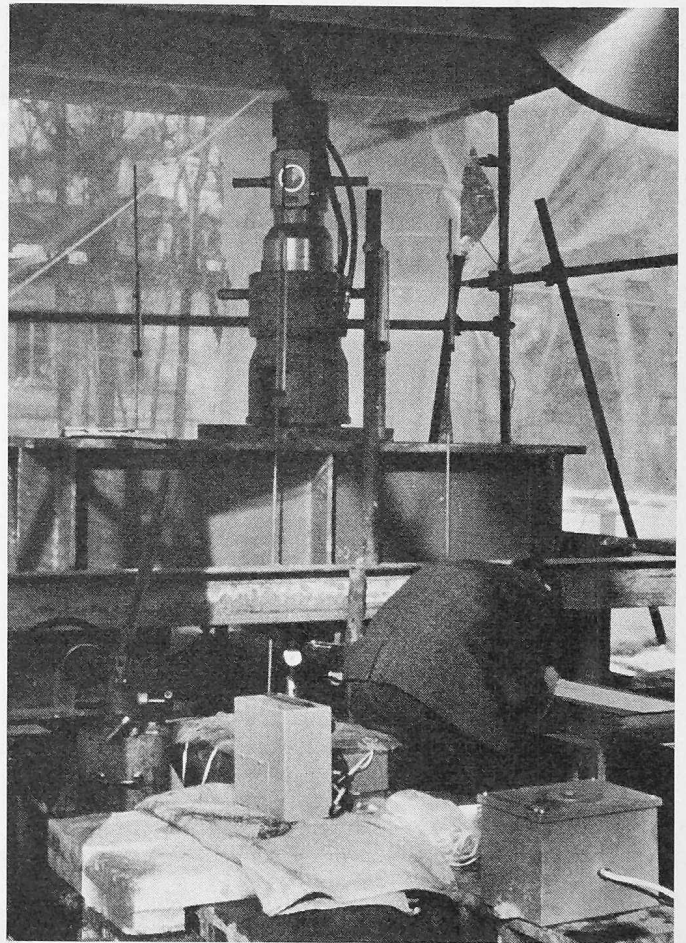


Bild 11. Abstützvorrichtung für den beweglichen Anker bei den Langzeitversuchen gemäss Bild 10. Dynamometer, Presse, Abstützbalken, Messeinrichtungen

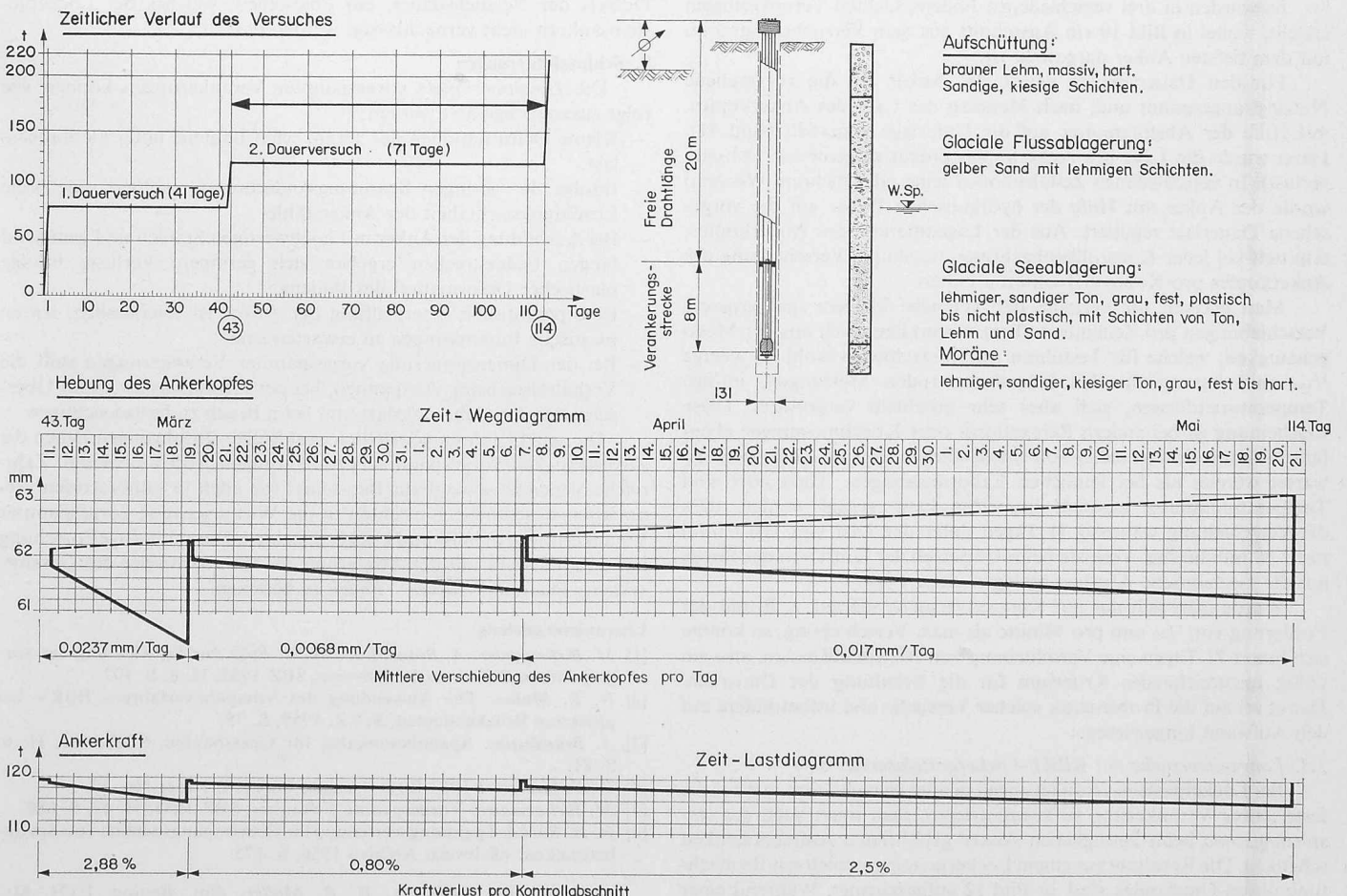


Bild 10. Langzeitversuche mit Lockergesteinsanker BBRV 220 t beim «Centre médical de l'Université de Genève»

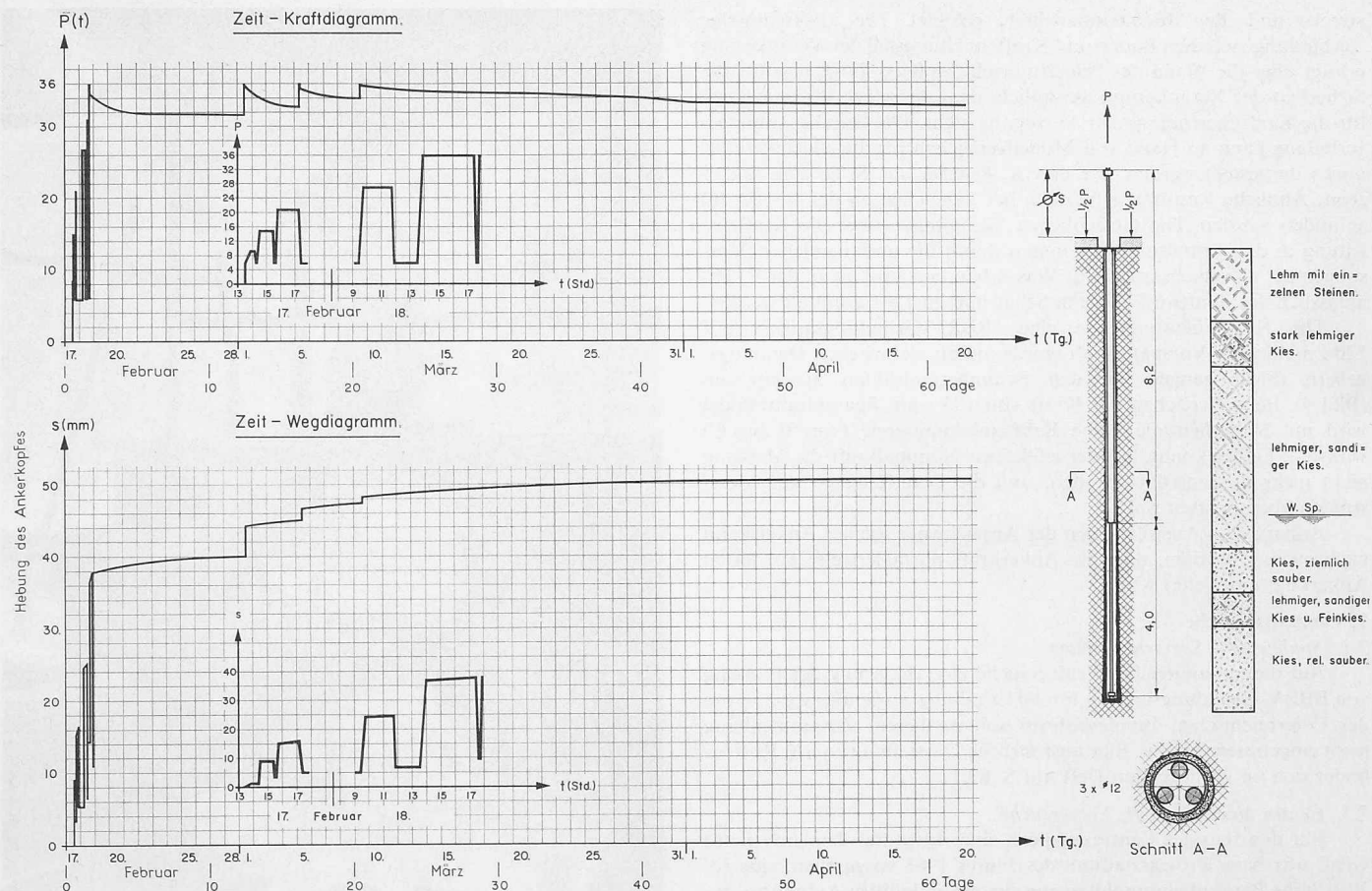


Bild 12. Langzeitversuche mit BBRV-Lockergesteinsverankerung 36 t unter Berücksichtigung der untern und obern Abstützung

möglich sei. Unter anderen beteiligte sich die Arbeitsgemeinschaft Swissboring SA und Stahlton AG an diesen Versuchen.

Es wurden in drei verschiedenen Bodenschichten Verankerungen erstellt, wobei in Bild 10 ein Ausschnitt aus dem Versuchsprogramm mit dem tiefsten Anker dargestellt ist.

Für den Dauerversuch wurde der Anker auf die vorgesehene Nutzlast angespannt und, nach Messung der Lage des Ankerkopfes, mit Hilfe der Abstützmutter auf die Unterlage abgestellt (Bild 11). Dann wurde die Lage des Ankerkopfes erneut eingemessen (Absetzverlust). In verschiedenen Zeitabständen (eine oder mehrere Wochen) wurde der Anker mit Hilfe der hydraulischen Presse auf die vorgesehene Dauerlast reguliert. Aus der Lagedifferenz des Ankerkopfes, ermittelt bei jeder Kontrollbeobachtung, wurde die Verschiebung des Ankerkopfes pro Kontrollabschnitt erhalten.

Man erkennt im Verlaufe der Versuche kleinere und grössere Verschiebungen pro Zeiteinheit (Tag). Sie erklären sich aus der Messgenauigkeit, welche für Testuhren im Kurzzeitraum wohl an wenige $\frac{1}{100}$ mm heranreicht, bei länger dauernden Messungen, infolge Temperatureinflüssen, sich aber sehr erheblich vergrössert. Diese Erscheinung ist bei andern Relaxations- oder Kriechmessungen ebenfalls bekannt. Es darf daher von einem solchen Versuch nicht mehr erwartet werden als bei ähnlichen Labormessungen. Auch dort sind Temperatureinflüsse störend. Immerhin kann gesagt werden, dass die Verschiebung während 71 Tagen unter der Last von 120 t total nur 1,09 mm betrug. Verluste beim Umsetzen der Kraft von der Presse auf die mechanische Abstützung lagen unter 1%.

Würde man sich nur auf Kurzzeitversuche stützen, z. B. mit der Forderung von $\frac{1}{10}$ mm pro Minute als max. Verschiebung, so könnte sich innert 71 Tagen eine Verschiebung von 102 cm aufbauen, also ein völlig unzureichendes Kriterium für die Erhaltung der Dauerlast. Damit sei auf die Problematik solcher Versuche und insbesondere auf den Aufwand hingewiesen.

7.3. Langzeitversuche mit BBRV-Lockergesteinsanker 36 t

Bei Lockergesteinsverankerungen genügt es nicht, sich nur auf die feste untere Verankerung zu konzentrieren, man muss auch der Abstützungszone beim beweglichen Anker gebührende Aufmerksamkeit schenken. Die Resultate aus einem Lockergesteinsversuch mit Beobachtung dieses Umstandes sind in Bild 12 aufgezeichnet. Während einer Beobachtungsperiode von 60 Tagen ergibt sich eine Stabilisierung der

Vorspannkraft bei 80% des anfänglich aufgebracht Betrages, dies allerdings nur durch periodisches Nachstellen während des ersten Drittels der Versuchsdauer, ein Phänomen, welches bei Lockergesteinsankern nicht vernachlässigt werden darf.

8. Schlussfolgerungen

Die Hauptmerkmale vorgespannter Verankerungen können wie folgt zusammengefasst werden:

- Kleine Deformationen der verankerten Bauteile unter Gebrauchslast.
- Infolge der geringen Spannungsänderungen resultiert eine hohe Ermüdungssicherheit der Ankerstähle.
- Bei Ausbildung der Anker mit hochwertigen Stählen und genügend langen Federstrecken ergeben sich geringere Verluste infolge plastischer Deformation des Bodens.
- Eine periodische Überprüfung der Anker ist unerlässlich, sofern plastische Einsenkungen zu erwarten sind.
- Bei der Dimensionierung vorgespannter Verankerungen sind die Verhältnisse beim Vorspannen, bei der Gebrauchslast, beim Überschreiten der Gebrauchslast und beim Bruch zu berücksichtigen.

Die seit 15 Jahren gemachten praktischen Erfahrungen haben die Zuverlässigkeit vorgespannter Verankerungen BBRV erwiesen. Zahlreiche Versuche sowohl auf Baustellen wie auch in Laboratorien vermittelten wesentliche Einsichten in die Wirkungsweise vorgespannter Verankerungen in Fels- und Lockergesteinen. Die zukünftige Forschung hat sich nunmehr mit der Abklärung der Wirkungsweise des Gesamtsystems *Bauwerk - Anker - Boden* zu befassen.

Literaturverzeichnis

- [1] M. Birkenmaier, A. Brandestini, M. R. Roš: Zur Entwicklung des vorgespannten Betons in der Schweiz, SBZ 1952, H. 8, S. 107.
- [2] H. R. Müller: Die Anwendung des Vorspannverfahrens BBRV bei grösseren Brückenbauten, S.T.Z. 1959, S. 75.
- [3] A. Brandestini: Spannbetonkabel für Grossbauten, SBZ 1961, H. 6, S. 81.
- [4] F.I.P.-Kongress 1962 Rom-Neapel, Theme I, Paper No. 27.
- [5] M. Birkenmaier: Vorgespannte Felsanker, SBZ 1953, H. 47, S. 688.
- [6] H. H. Racké: Spannungsverteilung im Übertragungsbereich von Spannbettbalken, «Schweiz. Archiv» 1956, S. 175.

Adresse des Verfassers: H. R. Müller, dipl. Bauing. ETH, Stv. Direktor der Stahlton AG, Riesbachstrasse 57, 8034 Zürich.