

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 123/124 (1944)
Heft: 21

Artikel: Der Umbau des Castieler-Viaduktes: zur Erd- und Druck-Theorie
Autor: Haefeli, R.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-54056>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. 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. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

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. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

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. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 06.07.2025

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

INHALT: Der Umbau des Castieler-Viaduktes; zur Erd- und Kriechdruck-Theorie. — Korrespondenz: Beitrag zu einem elektrischen Fliehkraftregler mit Schwerkrafteinwirkung. — Wettbewerb Ortsgestaltungsplan Frauenfeld. — Mitteilungen: Polstergründungen. Bund Schweizer

Architekten. Kleinwerkstätten-Maschine. «Brown Boveri-Mitteilungen». Schweiz. Wasserwirtschaftsverband. — Nekrologe: Wilh. Dürsteler. Josef Koch. — Wettbewerbe: Gestaltung des Seeufers in Weesen. — Literatur. — Mitteilungen der Vereine. — Vortragskalender.

Band 124

Der S. I. A. ist für den Inhalt des redaktionellen Teils seiner Verleinsorgane nicht verantwortlich
Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet

Nr. 21

Der Umbau des Castieler-Viaduktes

Zur Erd- und Kriechdruck-Theorie (Schluss von Seite 260)

Von P.-D. Ing. Dr. R. HAEFELI, E. T. H., Zürich

3. Die besondern Verhältnisse am Castieler-Viadukt

Um die für den Umbau des Castieler-Viaduktes massgebenden Faktoren zu erkennen, werden nach einer kurzen Beschreibung der geologischen Verhältnisse die beobachteten Bewegungen und Kräftewirkungen vom erdbaumechanischen Standpunkt aus diskutiert. Ueber die baulichen Massnahmen und das Bauprogramm orientiert der Bericht von Oberingenieur H. Conrad der RhB [9]. In den nachstehenden Ausführungen werden u. a. die bei der Ausarbeitung des Gutachtens der Erdbauabteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E. T. H. (Direktor Prof. Dr. E. Meyer-Peter), sowie die beim Studium der Schneemechanik gewonnenen Erkenntnisse verwertet. Abb. 12 zeigt einen schematischen Längsschnitt durch die Brücke und deren Fundationen.

a) *Geologische Verhältnisse.* Der östliche Hang des tief eingeschnittenen, vom Castieler-Viadukt überbrückten Castieler Tobels wird durch eine fast senkrechte, aus z. T. leicht verwitterbarem Prättigauflisch bestehende Felswand gebildet, deren Schichten ungefähr 30° nach Osten einfallen. Der westliche Hang des Tobels besteht in der Umgebung des Viaduktes aus Felsschutt, der teilweise eine lehmige Zwischenmasse enthält. An einzelnen Stellen ragen zerrüttete Felsmassen, die ebenfalls aus Prättigauflisch, d. h. einer Wechsellagerung von Kalksandsteinen und leicht verwitterbaren Kalktonschiefen besteht, hervor. Der Hang zeigt bis zur rd. 300 m höher verlaufenden Kantonstrasse hinauf, die wegen ständiger Senkungen häufigen Reparaturen unterworfen ist, zahlreiche kleinere unbewachsene Flächen, die auf oberflächliche Rutschungen hinweisen. Das ganze Gebiet, das oben durch die Kantonstrasse und unten durch die Plessur begrenzt ist, wird durch eine alte Sackungsmasse gebildet, die sich heute in kriechender, in der Hauptsache gegen die Plessur gerichteter Bewegung befindet (Calfreiserrutsch). Die Ursache der ursprünglichen Sackung muss in der Unterschneidung des Gehänges durch die Plessur in Verbindung mit dem die Bewegung erleichternden östlichen Einfallen der Schichten gesucht werden. Der Castieler-Bach folgt im Bereich der Brücke der Grenzzone zwischen dem anstehenden Fels und der Sackungsmasse. Da, wo er die Brückenaxe schneidet, liegt er im kompakten Fels, und soll sich dort in den letzten zehn Jahren um etwa 1 m eingeschnitten haben. Widerlager 2 und Pfeiler 2 sind im Fels, Widerlager 1 und Pfeiler 1 dagegen in der in Bewegung befindlichen Schuttmasse fundiert. Der westlich des Baches sichtbare Felsverlauf lässt vermuten, dass die Fundamentsohle von Pfeiler 1 etwa 5 ÷ 10 m über dem gewachsenen Fels liegt. Die Mächtigkeit der Schuttmasse unter dem unterfangenen Fundament 1 ist unbekannt, sie ist jedoch wahrscheinlich grösser als bei Pfeiler 1 (nach Dr. A. von Moos, Geologe).

Zu den Ursachen, die die Kriechbewegung fördern, ist ferner die starke Verwitterbarkeit des Schuttmaterials, die ein fortschreitendes Zusammenrücken der einzelnen Körner infolge Zermürbung der hochbeanspruchten Kontaktstellen bewirkt, zu zählen. Es handelt sich hier um fortschreitende innere Verformungen, die — äusserlich betrachtet — den Kriech- und Setzungsvergängen der Schneedecke ähnlich sind [2, 3 und 4].

b) *Kriechbewegung und Verformung der Brücke.* Wenn man die in der Periode 1923 bis 1943 mit verschiedenen Unterbrechungen gemessenen Vertikalverschiebungen einzelner Punkte der Brücke betrachtet (vgl. Abb. 12, 13 u. 14), kann man folgende fünf Phasen des Verformungsprozesses unterscheiden, die wir in Ergänzung der von Oberingenieur H. Conrad gegebenen Uebersicht nachstehend etwas näher untersuchen [9].

1. *Phase* (23. Sept. 1923 bis 16. Sept. 1930). Nach Beginn des Nivellements im September 1923 machte sich eine ungefähre linear mit der Zeit zunehmende Hebung des ersten und zweiten Gewölbescheitels und eine ebensolche Senkung von Widerlager 1 bemerkbar. Interpoliert man die Messergebnisse während der nicht beobachteten Perioden, so gelangt man nach Abb. 13 zum Schluss, dass bis zum Ende der ersten Phase (Sept. 1930), d. h. im Laufe von sieben Jahren, Gewölbe 1 (Punkt 8) eine maxi-

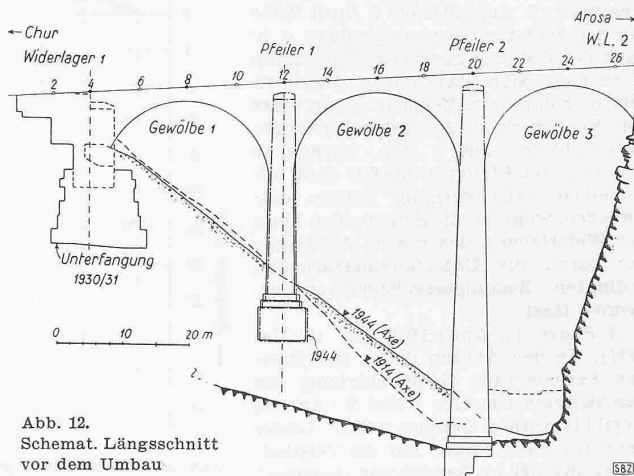


Abb. 12.
Schemat. Längsschnitt
vor dem Umbau

male Hebung von ungefähr 10 cm, Gewölbe 2 (Punkt 16) eine solche von rd. 6 cm und Widerlager 1 (Punkt 4) dagegen eine Senkung von ebenfalls rd. 6 cm erfahren haben. Die diesen Bewegungen entsprechende Verformung der Brücke ist in Abb. 14 schematisch dargestellt. Die erste Phase der Verformung ist demnach gekennzeichnet durch die Wirkung des allmählich zunehmenden Kriechdruckes auf Widerlager 1, der die Gewölbe weit über ihre Elastizitätsgrenze beanspruchte und schliesslich zerstörte. Berechnet man den Kriechdruck nach den in Abschnitt 2 gegebenen Richtlinien, d. h. unter der Annahme, dass man das Widerlager von oben unverschieblich festhält (Abb. 3 a, Seite 257), bzw. unter Berücksichtigung des passiven Erddruckes und der seitlichen Reibung, so erhält man, wie bereits Oberingenieur Conrad erwähnt hat und wie unter c) gezeigt wird, selbst für günstige Annahmen eine Grössenordnung von 5000 bis 15000 t. Eine Aufnahme derartiger Kräfte durch die Gewölbe oder einen besonderen Druckriegel kam natürlich nicht in Frage. Es ist verständlich, dass in dieser Phase der Gewölbescheitel 1 den schwächsten Punkt der Konstruktion darstellte, da er neben dem als Horizontalschub mit grosser Exzentrizität wirksamen Kriechdruck auch eine bedeutende Querkraft infolge der starken Senkung von Widerlager 1 aufnehmen musste (Abb. 14).

Bei Gewölbe 2 sind die Verhältnisse etwas günstiger, da Pfeiler 1 nur eine unbedeutende Senkung erfuhr. Die geringste zusätzliche Beanspruchung durch den Kriechdruck erlitt Gewölbe 3, weil Pfeiler 2 auf Fels fundiert ist, in seiner Höhenlage somit praktisch unverändert blieb und dank seiner unteren elastischen Einspannung eine gewisse Entlastung bzw. Abschirmung des dritten Gewölbes gegen die schädliche Wirkung des Längsdruckes bewirkte. Infolge der Nachgiebigkeit der zerstörten Gewölbe 1 und 2 dürfte der effektive Kriechdruck auf Widerlager 1 und Gewölbe 3 nur einen sehr kleinen Bruchteil des für ein unverschiebliches Widerlager geschätzten Wertes betragen haben.

2. *Phase* (16. Sept. 1930 bis 7. April 1932). Diese Periode umfasst die Zeit der ersten Rekonstruktion der Brücke, wobei sich, den Bauarbeiten entsprechend, deutlich zwei Abschnitte im Verhalten des Bauwerkes unterscheiden lassen. Im ersten Abschnitt (16. Sept. 1930 bis 7. Aug. 1931) wurde Widerlager 1 unterfangen, was seine Senkung um rd. 320 mm zur Folge hatte, bei gleichzeitiger Verschiebung senkrecht zur Brückenaxe um etwa 180 mm (tallwärts). Diese ausserordentliche Senkung von Widerlager 1 bewirkte, dass auch der benachbarte Gewölbescheitel 1 (Abb. 12, P. 8) eine Senkung erfuhr (59 mm). Gegenüber der geraden Verbindungslinie zwischen Widerlager 1 und Pfeiler 1 zeigt jedoch der Gewölbescheitel 1 in der betrachteten Zeitperiode eine relative Hebung von über 100 mm. Daraus folgt, dass sich während der Unterfangung Widerlager 1 in vermehrter Masse in Richtung Arosa verschob und einen entsprechend gesteigerten Druck auf den Ueberbau ausgeübt hat. Dieser Schluss wird auch durch die intensive Hebung (44 mm) von Gewölbe 2 bestätigt (vgl. Abb. 12,

P. 16 und Abb. 13 und 14, 2. Phase). Bemerkenswert ist ferner, dass sich in der betrachteten Zeitperiode Pfeiler 1 um 8 mm gesetzt hat. Zweifellos hatte die ungewöhnliche Senkung von Widerlager 1 infolge der Steifigkeit des Ueberbaues eine erhebliche Mehrbelastung von Pfeiler 1 und damit dessen stärkere Setzung zur Folge (P. 12). Im zweiten Abschnitt (7. Aug. 1931 bis 7. April 1932) der betrachteten Bewegungsphase, d. h. nach der Unterfangung des Widerlagers 1, verhielt sich das ganze Bauwerk relativ ruhig, ein Zeichen dafür, dass der Bergdruck vorübergehend nachgelassen hatte. Die 4 mm betragende Setzung von Pfeiler 1 dürfte dem allgemeinen Kriechvorgang nahezu entsprechen, während die Setzung von 8 mm von Widerlager 1 das rasche Abklingen der durch die Unterfangungsarbeiten bedingten Setzungserscheinungen erkennen lässt.

3. Phase (7. April 1932 bis 10. Mai 1937). In den Anfang dieser fünfjährigen Periode fällt die Verstärkung der beschädigten Gewölbe 1 und 2 (Anfang April bis Anfang Oktober 1932). Leider kann für die 3. Phase nur die Vertikalbewegung der im Bereich von Gewölbe 3 gelegenen Punkte 20 und 24 angegeben werden, weil die andern Punkte bei der Verstärkung der Gewölbe 1 und 2 versetzt wurden. In Abb. 13 sind die fraglichen Verschiebungen der Punkte 4, 8 und 16 durch punktierte Linien, die dem wahrscheinlichen Verlauf entsprechen, angedeutet. Die gemessene, relativ starke Hebung (30 mm) des auf dem Scheitel des dritten Gewölbes gelegenen Punktes 24 lässt erkennen, dass der Kriechdruck auf Widerlager 1 allmählich wieder aktiv wurde, was neue Zerstörungerscheinungen im Ueberbau zur Folge haben musste. Da aber inzwischen die Gewölbe 1 und 2 verstärkt worden waren, hat sich der schwache Punkt des Ueberbaues nach dem unverstärkten Gewölbe 3 verschoben.

4. Phase (10. Mai 1937 bis 8. Okt. 1941). Die Lockerung des Bodens in der Umgebung von Widerlager 1 durch die Unterfangungsarbeiten, die auch in den grossen Verschiebungen der Phase 2 zum Ausdruck gelangt, hatte ein vorübergehendes Nachlassen des Kriechdruckes am Anfang der 3. Phase zur Folge. Es gehört nun zu den typischen Merkmalen der Kriechdrücke, dass sie nicht plötzlich einsetzen, sondern eine gewisse Zeit zu ihrer Entwicklung benötigen, weil sie durch die sich langsam vollziehenden Kriechbewegungen bedingt sind. Dieselbe Erscheinung wurde auch für den Schneedruck experimentell und theoretisch nachgewiesen [3 und 4]. Daher die, eine falsche Sicherheit vortäuschende, mehrjährige Ruhepause nach der Unterfangung von Widerlager 1 im Jahre 1931. Schon oben wurde darauf hingewiesen, dass am Ende der 3. Phase das erneute Einsetzen des Kriechdruckes durch die Hebung des Gewölbescheitels 3 bemerkbar wurde. In der 4. Phase, d. h. bis im Oktober 1941, erreichte diese Scheitelhebung P. 24 den ausserordentlichen Betrag von rd. 20 cm, sodass nach Oberingenieur H. Conrad «die Eingerüstung dieser Oeffnung aus Gründen der Betriebssicherheit nicht länger hinausgeschoben werden konnte» [9]. Zu beachten ist ferner, dass auch eine Setzung des Pfeilers 2 in der 4. Phase sich zeigte, die sich erst später erklären liess (vgl. unter c).

5. Phase (2. November 1942). Ohne direkten Zusammenhang mit den vier vorangehenden Verformungsstadien möge als 5. Phase der Moment betrachtet werden, als nach Abbruch der drei Gewölbe die Verspannung in Oeffnung 3 gelöst wurde und sich infolgedessen der Kopf des Pfeilers 2 ruckartig um 52 mm gegen Arosa verschob [9]. Dieses Verhalten des Bauwerkes erklärt sich, wenn die Veränderungen, die die Geländelinie in der Brückenaxe innert 30 Jahren (1914 bis 1944) erfahren hat, betrachtet werden (Abb. 12). Die beträchtliche Ansammlung von Schuttmassen auf der Bergseite von Pfeiler 2 hatte zweifellos eine wesentliche Verstärkung des Kriechdruckes zur Folge. Da andererseits das Pfeilerfundament auf der Gegenseite eine defekte Stelle in der Form einer durchgehenden Kerbung von etwa 1 m Tiefe aufwies, so entstand beim Lösen der Verspannung in der Oeffnung 3 eine stark exzentrische Beanspruchung des Pfeilerfusses. Diese aussermittige Beanspruchung, die nachstehend noch näher untersucht wird, dürfte die plötzliche Schiefstellung des Pfeilers in Richtung Arosa verursacht haben (Abb. 16, P. D).

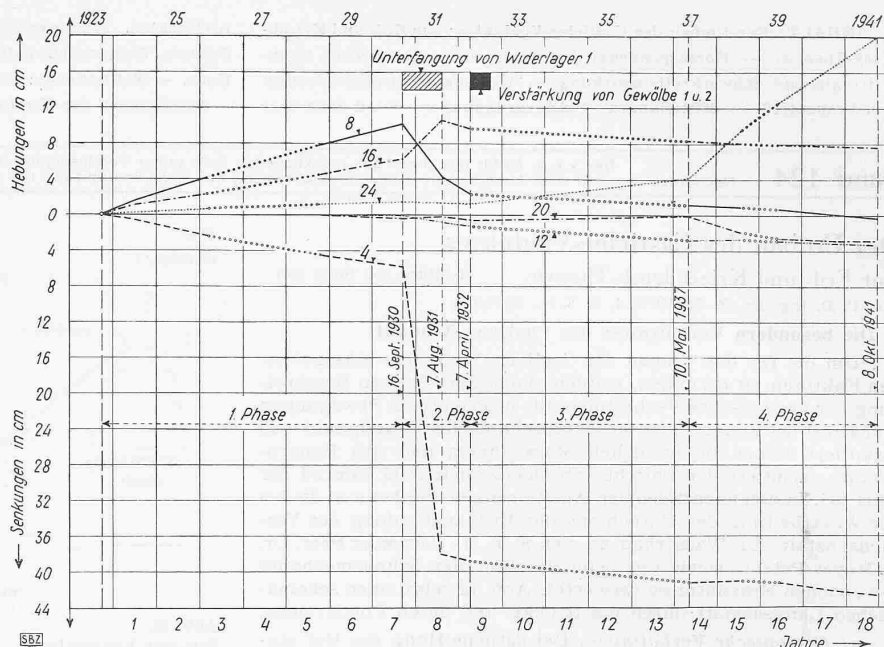


Abb. 13. Höhenänderungen einzelner Punkte in Funktion der Zeit (1923 bis 1941)

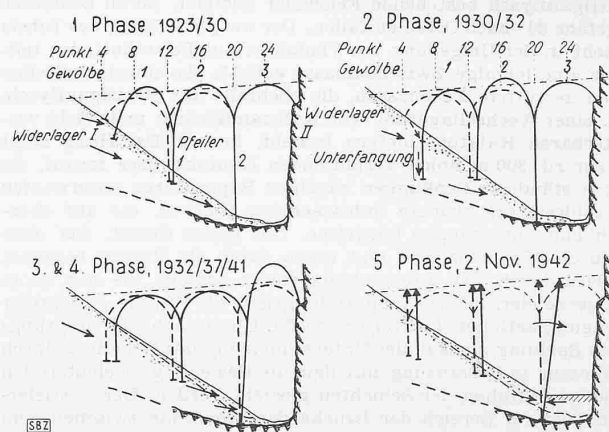


Abb. 14. Verformungsphasen des Castieler Viadukts (schematisch)

c) Berechnung der Kriechdrücke

Widerlager 1. Da bei der im Jahre 1931 durchgeführten Unterfangung von Widerlager 1 der feste Untergrund nicht erreicht wurde, musste der gewaltige, dem Bergdruck eine enorme Angriffsfläche bietende Fundamentkörper die allgemeine Kriechbewegung weiterhin mitmachen, soweit er nicht durch den als Querriegel wirksamen Ueberbau und eine allfällige teilweise untere Einspannung daran gehindert wurde. Es stellte sich daher in erster Linie die Frage, welche Kraft erforderlich wäre, um den ganzen im Kriechhang schwimmenden Fundamentkörper in der Längsrichtung der Brücke festzuhalten. Hierbei handelt es sich grundsätzlich um den in Abb. 3a dargestellten Fall, nur mit dem Unterschied, dass die durch die Fahrbahn gegebene Geländeoberfläche bergseitig des Pfeilers annähernd horizontal verläuft (Abb. 15a). Als Grenzfall sei zunächst der volle passive Erddruck in Rechnung gesetzt. Ausserdem ist die Horizontal-Komponente der Resultierenden R_c sämtlicher Reibungskräfte zu berücksichtigen, die in den dreieckförmigen, seitlichen Gleitflächen ABC und $A'B'C'$ wirksam sind:

$$R_c = \gamma h \zeta \frac{h}{\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} - \frac{h}{3} \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \operatorname{tg} \varphi$$

$$= \gamma \frac{h^3}{3} \zeta \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

Unter Vernachlässigung der horizontalen Reibungskräfte auf die Seitenwände des Pfeilers sowie des aktiven Erddruckes auf dessen Vorderfläche erhält man für die einfachsten Berechnungsannahmen nach Abb. 15a folgenden Näherungswert für den Bergdruck H (Horizontalschub):

$$H = E_p B + R_z \cos \varphi = \frac{1}{2} \gamma h^2 B \left[\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2}{3} \zeta \frac{h}{B} \frac{\sin \varphi}{\operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \right] \quad (18)$$

worin bedeuten:

h = Höhe des Fundamentes
 B = Breite des Fundamentes
 φ = Böschungswinkel des Materials
 γ = Raumgewicht des Materials
 ζ = Ruhedruckziffer

Setzt man $h = 22,0$ m, $B = 6,0$ m, $\varphi = 35^\circ$, $\gamma = 2,0$ t/m³ und $\zeta = \frac{1}{2}$ so folgt:

$$H = 484 \cdot 6 \left[1,92^2 + \frac{1}{3} \cdot \frac{22}{6} \cdot \frac{0,574}{0,52} \right] = 14\,600 \text{ t}$$

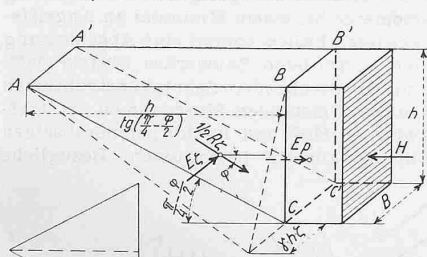
Da sich der Erdkeil so ausbilden wird, dass er der Bewegung den geringsten Widerstand entgegensetzt, wurde auch die Möglichkeit der Keilwirkung nach Abb. 15b geprüft (Spaltkeil). In diesem Falle ist an Stelle des Ruhedruckes auf die seitlichen Keilflächen der passive Erddruck einzuführen, weil hier — im Gegensatz zu den parallelen Seitenflächen der Abb. 15a — das seitliche Erdreich verdrängt werden muss. Man erhält jedoch dabei einen noch grösseren Horizontalschub H als oben berechnet wurde, sodass die Gleitflächenbildung nach Abb. 15a bzw. Gleichung (18) massgebend bleibt. Genau genommen wird allerdings die Neigung der Gleitfläche $A'A'C'C'$ durch die Seitenreibung beeinflusst. Die hier nach den Regeln des passiven Erddrucks angenommene Gleitflächenbildung ist daher nur als grobe Annäherung zu betrachten.

Der oben ermittelte Horizontalschub H stellt einen oberen Grenzwert dar. Einen unteren Grenzwert E erhält man, wenn statt des passiven Erddruckes der Gleitdruck berücksichtigt wird. Dieser letzte Fall dürfte eintreten, wenn die Felssohle gemäss Abb. 15c verhältnismässig nahe der Fundamentsohle liegt und bergseitig des Widerlagers hoch hinaufgreift. Es ist dann denkbar, dass der ganze Erdkeil ABC hinter dem Widerlager durch dieses zurückgestaut wird, während der Hang seitlich davon weiterkriecht. Die auf die Seitenflächen ABC bzw. $A'B'C'$ wirkenden Reibungskräfte ergeben die als äussere Belastung des Erdkeils einzuführende Resultierende R_z wobei — ähnlich wie beim aktiven Erddruck — diejenige Gleitfläche $B-M$ zu ermitteln ist, die den maximalen Erddruck E erzeugt. Führt man R_z und E der Einfachheit halber als horizontale Kräfte ein, so berechnet sich der Erddruck E für eine beliebige, unter dem Winkel χ geneigte Gleitfläche gemäss Abb. 15c in folgender Weise:

$$E = R_z - G \operatorname{tg}(\varphi - \chi) = \gamma \frac{h^3}{3} \zeta \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \chi} - \gamma \frac{h^2}{2} \frac{B}{\operatorname{tg} \chi} \operatorname{tg}(\varphi - \chi)$$

$$E = \gamma \frac{h^2}{2} B \left[\frac{2}{3} \frac{h}{B} \zeta \operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg}(\varphi - \chi) \right] \cotg \chi \quad (19)$$

a) Prismatischer Keil



b) Spaltkeil

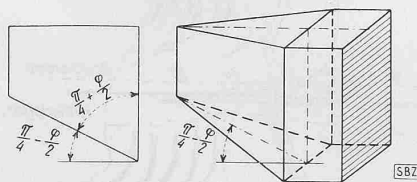


Abb. 15a und b. Schema zur Berechnung des maximalen Bergdrucks (H) auf Widerlager 1 (Bergdruck auf ein Einzelelement)

$$G = \gamma \frac{h^2}{2} \frac{B}{\operatorname{tg} \chi}$$

$$R_z = \gamma h \cdot \zeta \frac{h}{\sin \chi} \cdot \frac{h \cdot \cos \chi}{3} \operatorname{tg} \varphi = \gamma \frac{h^3}{3} \zeta \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \chi}$$

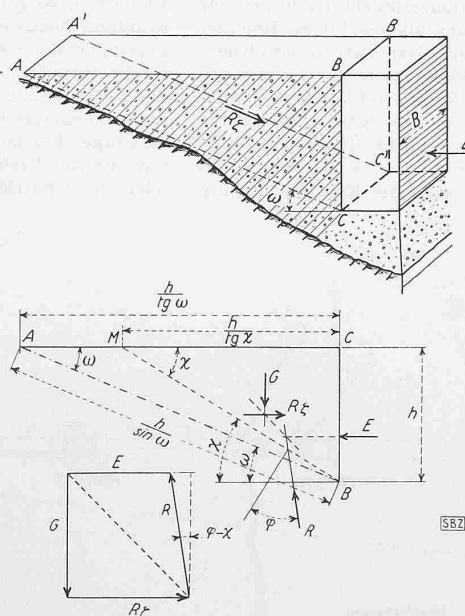


Abb. 15c. Schema zur Berechnung des minimalen Bergdrucks (E) auf Widerlager 1 (Gleitdruck auf ein Einzelelement)

Da E mit abnehmendem Winkel χ grösser wird, haben wir den mit Rücksicht auf die Felslinie möglichen Kleinstwert $\omega = \chi$ in die Rechnung einzuführen, woraus folgt:

$$E_{\max} = \gamma \frac{h^2}{2} B \left[\frac{2}{3} \frac{h}{B} \zeta \operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg}(\varphi - \omega) \right] \cotg \omega = \gamma \frac{h^2}{2} B \lambda_E \quad (20)$$

Setzt man für γ , h , B , φ und ζ die selben Zahlenwerte ein wie bei der Ermittlung von H , erhält man nach Gleichung (20) für verschiedene Winkel ω folgende maximale Erddrücke $E_{\max}$:

$\omega =$	10°	15°	20°	25°
$\lambda_E =$	2,21	1,84	1,61	1,46
$E_{\max} = 2904 \lambda_E =$	6420	5340	4680	4240 t

Rechnet man im günstigsten Fall, dass die nicht näher bekannte Felslinie einem Winkel ω von etwa 15° entspricht, so würde man für den Horizontalschub die Grössenordnung von rd. 5000 t als unteren Grenzwert erhalten, während der obere Grenzwert etwa 15000 t beträgt (vgl. Berechnung von H). Dabei ist zu beachten, dass die hier in Rechnung gesetzte Breite $B = 6$ m bedeutend kleiner ist als die tatsächliche mittlere Breite des im unteren Teil kreisringförmigen Fundamentkörpers (grösster äusserer Ringdurchmesser = 14,40 m).

Pfeiler 2. Berechnet man für den freistehenden Pfeiler 2 den Gleitdruck E_g als besondere Form des Kriechdrucks unter den in Abb. 16 zusammengestellten Annahmen ($\psi = \varphi = 35^\circ$; $\delta = \vartheta = 20^\circ$; $\omega = 15^\circ$ und $\gamma = 2,0$ t/m³), so erhält man nach Gleichung (8) einen Wert von $B E_g = 2142$ t an Stelle des aktiven Erddrucks von nur 244 t. Wählt man $\vartheta = 35^\circ$ statt 20° , d. h. eine zur Geländeoberfläche parallele Druckkraft D , so ergibt die graphische Lösung einen totalen Gleitdruck von rd. 3600 t. Berücksichtigt man ferner die Seitenreibung auf den prismatischen Erdkeil $A-C-B$ sowie auf die seitlichen Pfeilerflächen $CDEB$ nach Abb. 16 und ermittelt die Resultierende R' sämtlicher Kräfte in Bezug auf den Horizontalschnitt $C-D$, so ergibt sich deren exzentrische Lage und damit eine relativ hohe Kantenpressung, die die beobachtete Bewegung des Pfeilerkopfes in Richtung Arosa erklärt. Die Verhältnisse werden noch ungünstiger, wenn der Gleitdruck, wie zu erwarten ist, nicht im unteren Drittel der Wand $B-C$, sondern höher oben, z. B. in Wandmitte, angreifen würde. Durch den neu erstellten Querriegel, dessen Oberkante auf der Höhe von Punkt F (Abb. 16) liegt, wurde inzwischen der Pfeiler 2 gegen eine weiter fortschreitende Schädigung durch den Bergdruck gesichert.

4. Schlussfolgerungen

Zusammenfassend ergibt sich, dass der Konstrukteur im Falle von Kriechbewegungen des Untergrundes grundsätzlich nur zwei Möglichkeiten hat: entweder sich der Bewegung anpassen oder ihr zu widerstehen. Die Bewegung selbst zum Stillstand zu bringen, um dadurch das Uebel an der Wurzel zu erfassen, dürfte dagegen nur in seltenen Fällen innert nützlicher Frist und unter tragbaren Kosten gelingen. Es gilt also meistens, zwischen den beiden oben erwähnten Möglichkeiten zu wählen, was am besten auf Grund einer rohen Schätzung der Grössenordnung der wirksamen Kräfte geschieht. Nach einer solchen Schätzung erweist sich gewöhnlich die eine der beiden Alternativen als unmöglich, bzw. praktisch undurchführbar.

Die Analyse der wirksamen Kräfte kann auf Grund der in dieser Studie aufgestellten Theorien und Methoden, die keinen Anspruch auf Vollständigkeit und Genauigkeit erheben, vorgenommen werden. Das zur Ermittlung des Gleitdrucks, der als besondere Form des Kriechdrucks erscheint, entwickelte graphische und analytische Verfahren zur Bestimmung des Gleitdrucks bildet eine sinnvolle Erweiterung der Erd-drucklehre [10] und enthält die bekannte Theorie des aktiven Erddrucks als Sonderfall (Gl. (7)). Eine solche Ergänzung erweist

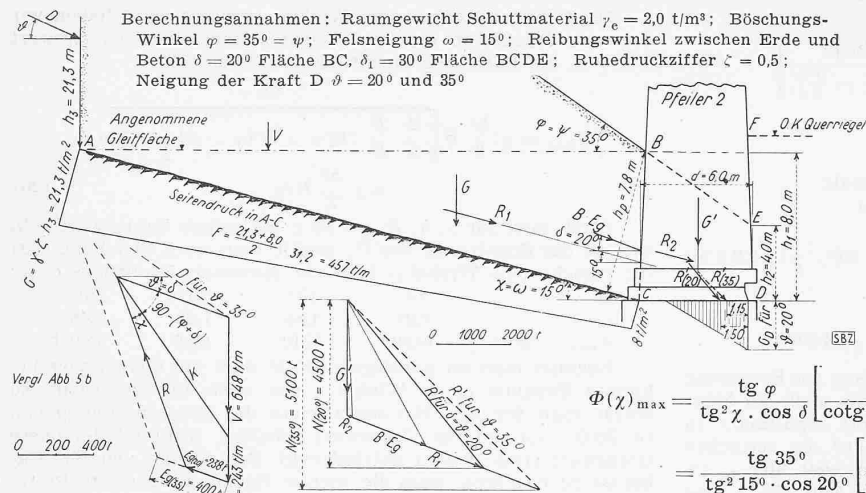


Abb. 16. Berechnung des Kriechdrucks und der Kantenpressungen für Pfeiler 2 (Gleitdruck)

sich auf Grund der an ausgeführten Bauwerken gesammelten Erfahrungen, besonders unter Berücksichtigung der im Gebirge vorliegenden Verhältnisse, als notwendig. Inwieweit unsere bezüglichen Ansätze, die nur als bescheidener Versuch zur Lösung der vorliegenden Probleme zu betrachten sind, den wirklichen Verhältnissen genügen, kann erst die Zukunft lehren. Grosse Unsicherheit besteht vor allem auch hinsichtlich des Angriffspunktes des Gleitdruckes, der von der relativen Bewegung zwischen Stützwand und Erdkörper abhängig ist. Ferner sind bei einer genaueren Untersuchung die ebenen Uberschiebungs-Flächen unter Umständen durch gekrümmte Flächen (eventuell kreisförmige Gleitflächen) zu ersetzen. Im übrigen kann es sich bei derartigen Berechnungen nur um eine Schätzung der Grössenordnung der wirksamen Kräfte handeln.

Der im Anschluss an die theoretischen Untersuchungen betrachtete Einzelfall des Castieler-Viaduktes ist insofern lehrreich, als er am selben Objekt die beiden typischen Lösungen zeigt, von denen die eine als Hauptmassnahme zum Ersatz der Gewölbe durch den eisernen Ueberbau führte, um dadurch die notwendige Anpassung der Konstruktion an die Bodenbewegung zu erreichen, während die andere als Teillösung für Pfeiler 2 im Gegenteil darin bestand, der Kriechbewegung die Stirne zu bieten. Im letzten Fall erwies sich die von der Bauleitung gefühlsmässig getroffene Massnahme (Querriegel) auch bei der nachträglich durchgeführten Berechnung als begründet. Rechnet man jedoch — wie bisher üblich — mit dem aktiven Erddruck, so bleibt die am 2. November 1942 beobachtete Bewegung des Pfeilerkopfes 2 vollständig rätselhaft. Erst durch die Einführung des Gleitdruckes, der den Maximalwert des Kriechdrucks für kohäsionsloses Material zu erfassen versucht, lässt sich obige Pfeilerbewegung mehr oder weniger zwanglos erklären. Bei Pfeiler 1, der seit dem Umbau der Brücke die Kriechbewegung

$$G' = 2940 + 200 = 3140 \text{ t (vgl. rechtes Kräftepolygon)}$$

$$R_1 = 2 \frac{1}{3} h_p \cdot F \cdot \tan \varphi = 2 \frac{1}{3} 7,8 \cdot 0,700 = 1660 \text{ t}$$

$$R_2 = \gamma \cdot \zeta \frac{d}{3} (h_1^2 + h_2^2 + h_1 \cdot h_2) \tan \delta_1 = 2 \cdot 0,5 \frac{6,0}{3} (8^2 + 4^2 + 8 \cdot 4) 0,577 = 129 \text{ t}$$

$\delta_1 = 30^\circ$

$$\theta = \delta = 20^\circ: B \cdot E_g = \frac{\gamma \cdot h_1^2}{2} \Phi(\chi)_{\max} B = \frac{2 \cdot 8^2}{2} \cdot 3,72 \cdot 9 = 238 \cdot 9 = 2142 \text{ t}$$

$$E_g = 238 \text{ t (graph. kontrolliert)}$$

$$\Phi(\chi)_{\max} = \frac{\tan \varphi}{\tan^2 \chi \cdot \cos \delta} \left[\frac{1}{\cot \varphi - \tan \delta} + \frac{1 + \frac{\tan \chi}{\tan \varphi}}{\tan \delta + \cot \varphi} \right] \text{ nach Gl. 8}$$

für $\chi = \omega$:

$$= \frac{\tan 35^\circ}{\tan^2 15^\circ \cdot \cos 20^\circ} \left[\frac{1}{\cot 35^\circ - \tan 20^\circ} + \frac{1 + \frac{\tan 15^\circ}{\tan 35^\circ}}{\tan 20^\circ + \cot 35^\circ} \right] = \frac{0,700}{0,268^2 \cdot 0,940} \left[\frac{1}{1,428 - 0,364} + \frac{1 + \frac{0,268}{0,700}}{0,364 - 2,247} \right] = 3,72$$

$$\theta = 35^\circ: E_g = 400 \text{ t (graphisch, links)} \quad B \cdot E_g = 9 \cdot 400 = 3600 \text{ t}$$

$$\theta = 20^\circ: \sigma_D = \frac{2N}{3ab} = \frac{2 \cdot 4500}{3 \cdot 1,50 \cdot 7,6} = 264 \text{ t/m}^2 = 26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\theta = 35^\circ: \sigma_D = \frac{2 \cdot 5100}{3 \cdot 1,15 \cdot 7,6} = 390 \text{ t/m}^2 = 39 \text{ kg/cm}^2$$

Randspannungen in D

des Hanges fast ungehindert mitmacht, ist allerdings unter Umständen mit einer allmählich eintretenden Schiefstellung zu rechnen. Eine teilweise Bremsung der Kriechbewegungen dürfte ferner durch die Sicherung des Hangfusses gegen die erodierende Wirkung des Castielerbaches sowie durch geeignete Entwässerungen möglich sein.

Die Anpassung des Bauwerkes an die Kriechbewegung des Untergrundes stellt den Ingenieur vor recht schwierige Aufgaben, die sich nur auf Grund einer möglichst genauen Kenntnis der Geländebewegung befriedigend lösen lassen. Zur Beobachtung der wahren räumlichen Verschiebung einzelner Punkte der Bodenoberfläche wie der Konstruktion leistet die im Auftrag der Eidg. Landestopographie von W. Lang entwickelte Methode vorzügliche Dienste [7], während die Bewegungsmessungen im Innern der Erdmasse ergänzende Lotmessungen in Schächten erfordern. Abb. 17 zeigt die von C. Mohr, Sekt.-Ing. der RhB, gemessenen Verschiebungen für den Fall des Castieler-Viaduktes.

Besteht an Stelle der Anpassung auf Grund der berechneten Kriechdrücke die Möglichkeit, der Kriechbewegung Widerstand zu leisten, so gilt es — ähnlich wie im Flussbau — unter Verwendung hochwertiger Materialien und geeigneter Formgebung maximale Widerstandsmomente bei einem Minimum an Angriffsfläche auszubilden. In gewissen Fällen kommt eine Abschirmung des durch den Bergdruck gefährdeten Bauwerkes mittels Öffnens eines Grabens und entsprechender Schutzkonstruktionen in Frage. Ferner sind unter Umständen Massnahmen zu treffen, die die Reibung zwischen Erd- und Baukörper herabsetzen oder die Gleitflächenbildung günstig beeinflussen. Bezügliche

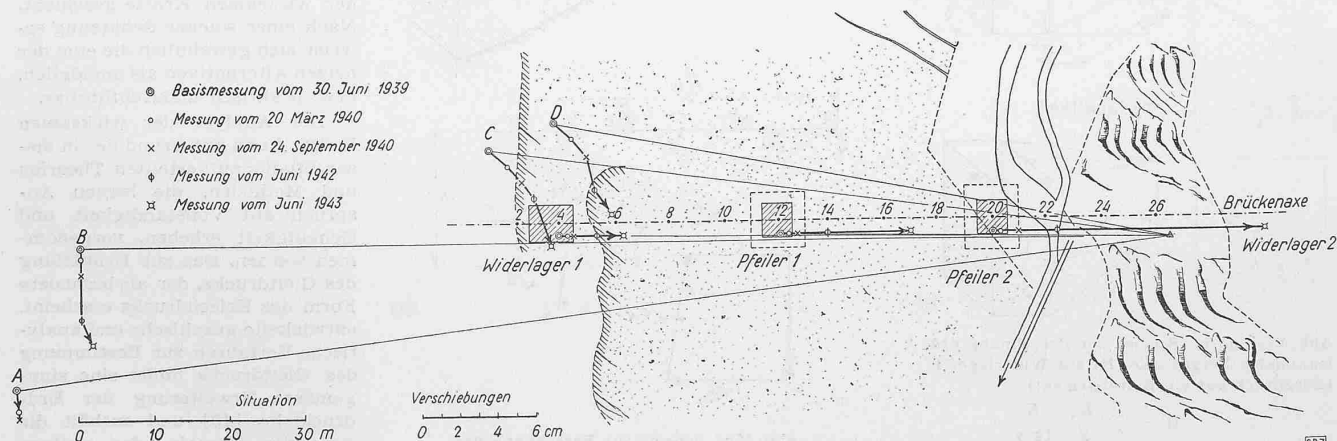


Abb. 17. Geodätisch gemessene Verschiebungen einzelner Brücken- und Geländepunkte (nach Sekt.-Ing. C. Mohr, RhB)

Möglichkeiten abzuklären, wäre Sache der experimentellen Forschung, wobei in Betracht analoger Problemstellungen auf dem Gebiete von Erd- und Lawinenverbau auch weiterhin ein möglichst enger Kontakt zwischen Schnee- und Erdbaumechanik erwünscht ist. Viele der heute noch ungelösten Fragen hinsichtlich der Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund, der Art der Gleitflächenbildung sowie der Grösse, des Angriffspunktes und der Richtung der wirksamen Kräfte liessen sich durch Modellversuche beantworten, während andererseits bereits vorhandene theoretische Ansätze überprüft werden könnten. Auch die in dieser Studie enthaltenen Formulierungen bedürfen der Kontrolle und Verbesserung auf Grund von Versuchen, um dadurch zu einer allgemein gültigen Arbeitshypothese zu gelangen. Da es beim Kriechdruck in erster Linie auf die Relativbewegung zwischen Bauwerk und Erdkörper ankommt, kann man im Experiment den Vorgang gegenüber der Natur umkehren, indem man den Erdkörper als Ganzes festhält und die Verschiebung des Bauwerks unter der Wirkung gegebener Kräfte verfolgt. Nicht weniger wichtig als die experimentelle Untersuchung im Laboratorium sind aber ausserdem sorgfältige Beobachtungen und Messungen im Gelände wie auch am fertigen Bauwerk.

Literaturangaben

- [1] Redlich-Terzaghi-Kampe: Ingenieur-Geologie. Berlin-Wien 1929.
- [2] Haefeli R.: Erdbaumechanische Probleme im Lichte der Schneeforschung. SBZ Bd. 123, Nr. 2, 4 und 5, 1944. (Mitteilung Nr. 7 der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E. T. H.)
- [3] Haefeli R.: Schneemechanik mit Hinweisen auf die Erdbaumechanik. Sonderdruck aus «Geologie der Schweiz», Geotechn. Serie: Der Schnee und seine Metamorphose. 1939. Buchhandlung z. Elsässer, Zürich.
- [4] Haefeli R.: Spannungs- und Plastizitätserscheinungen der Schneedecke. «Schweiz. Archiv», Heft 9 bis 12, 1942. (Mitteilung Nr. 2 der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E. T. H.)
- [5] Fröhlich O. K.: Druckverteilung im Baugrund. Wien 1934.
- [6] Buchholz W.: Erdwiderstand auf Ankerplatten. VDI-Verlag, Berlin 1931.
- [7] Lang W.: Deformationsmessungen an Staumauern. Bern 1929.
- [8] Krey H.: Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Berlin 1936.
- [9] Conrad H.: Der Umbau des Castieler Viaduktes der Linie Chur-Arosa der Rhät. Bahn. SBZ Bd. 124, Nr. 20 und 22, 1944.
- [10] Ritter M.: Klassische Erddrucktheorie. Erdbaukurs der E. T. H. 1938.

KORRESPONDENZ

Beitrag zu einem elektrischen Fliehkraftregler mit Schwerkrafteinwirkung

Zur obigen Arbeit von Karl Emden¹⁾ seien folgende Bemerkungen gestattet:

Es war offenbar Hauptzweck des Verfassers, in einer theoretischen Arbeit zu zeigen, dass es bei elektrischen Fliehkraftreglern, die mit starren Kontakten ausgerüstet sind, möglich ist, Oszillogramme zu erhalten, wie sie der Giebe-Regler mit schwingenden Kontakten liefert, m. a. W. dass der Kontakt sich synchron mit der Umlaufzahl des Motors öffnet und schliesst. Dabei wurde vorausgesetzt, dass Kontaktprellungen nicht auftreten. Unter dieser Voraussetzung ist zweifellos gegen die Arbeit nichts einzuwenden.

Vom Standpunkt der Mechanik aus gesehen, sind es nun aber gerade diese Kontaktprellungen, die die Genauigkeit und Brauchbarkeit eines Fliehkraftreglers begrenzen. Diese Prellungen treten schon bei sehr kleinen radialen Kontaktgeschwindigkeiten auf und die von Karl Emden genannten Werte der Radialgeschwindigkeit von 77,5 mm/s sind durchaus genügend, um das synchrone Kontaktspiel vollständig zu stören. Hier liegt also der elastische Stoss als Störursache vor. Zwei Grössen sind nun vor allem massgebend: 1. Die Grösse der bewegten Kontaktmasse; prellfrei würde der Kontakt bei vollständig masselosem, federndem Gegenkontakt, was aber aus praktischen Gründen nie möglich ist. 2. Die Grösse der Geschwindigkeit vor dem Stoss. Diese aber wird laut Satz vom Antrieb bestimmt durch die Grösse der auf die Masse zeitlich einwirkenden Kraft, und diese letztgenannte ist wiederum eine Funktion der auf die Masse wirkenden Beschleunigung. Die Beschleunigung, die der Kontakt in radialer Richtung erfährt, setzt sich nun aus zwei Grössen zusammen, einmal aus der konstanten Zentrifugalbeschleunigung und aus einer weiteren, die wir «Störbeschleunigung» nennen wollen. So ist in der Arbeit von Karl Emden die Erdbeschleunigung als «Störbeschleunigung» aufzufassen.

Ist nun einmal bei der Kontaktgabe ein Schlag aufgetreten, so findet ein Rückprall statt, und es entsteht eine Kombination von Federschwingung und elastischem Stoss, die selbstverständ-

lich mit der Umlauffrequenz nichts zu tun hat. Wäre nämlich keine Störbeschleunigung vorhanden, so müsste eine unendlich kleine Vergrösserung der Drehzahl bzw. Zentrifugalbeschleunigung den Kontakt aus seinem Öffnungszustand in die dauernde Schliesslage bringen, d. h. die Empfindlichkeit des Reglers müsste unendlich sein. Wie die Erfahrung lehrt, ist dies eben nicht der Fall, und man gelangt schliesslich zur Erkenntnis, dass die Störbeschleunigung die Hauptursache bildet. Ihre Herkunft kann folgende sein: 1. Die Erdbeschleunigung; sie muss sich vor allem bei Reglern in horizontaler Anordnung auswirken. Dass dies der Fall ist, haben Versuche bestätigt (Kurve I, Abb. 1). 2. Unkonstante Winkelgeschwindigkeit während einer, oder während Bruchteilen einer Umdrehung. Diese kann herrühren von unkonstantem Drehmoment, hauptsächlich aber gerade durch den stossweise einsetzenden Regulierstrom. Abhilfe kann durch Vergrössern des Massen-Trägheitsmomentes des Rotors geschaffen werden. Man wird zu einem Optimum gelangen, über das hinaus eine Vergrösserung des Trägheitsmomentes keinen Sinn mehr hat, weil dann die übrigen Störbeschleunigungen diejenigen des Antriebs überdecken. 3. Durch äussere Erschütterungen, Lagerpiel usw.; die Eliminierung dieses Einflusses kann nicht allgemein erörtert werden.

Aus diesen Überlegungen geht hervor, dass eine Vergrösserung der Reglerdrehzahl bzw. der Zentrifugalbeschleunigung eine Erhöhung der Genauigkeit mit sich bringt. Die Eliminierung der Erdbeschleunigung bei horizontaler Anordnung ist offenbar von Dornig erkannt und ausgeführt worden, indem er auf den Umfang drei Kontakte anordnet.

Bisher wurde angenommen, dass die Kontaktgabe elektrisch und mechanisch ideal sei. Bei der Ausführung mit einer reinen elastischen Feder ist die zweite Bedingung ziemlich weitgehend erfüllt, während die elektrische Kontaktgabe von der Kontaktbelastung abhängig ist und durch Schmelzwirkung, Oxydbildung usw. eine gewisse «elektrische Unempfindlichkeit» auftritt, die die Reglereigenschaften verschlechtert. So hat denn der Dornig-Regler eine Vorrichtung zum periodischen Kurzschliessen der Kontakte durch einen Spezial-Kollektor zur Löschung der Kontaktfunken.

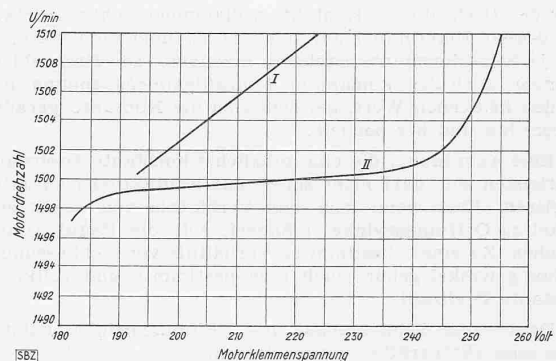


Abb. 1. Regulierdiagramm für konstantes Lastmoment bei variabler Klemmenspannung
I Regler mit horizontaler Welle, II Regler mit vertikaler Welle

Eine neuere Reglerkonstruktion²⁾ schaltet deshalb mit dem Zentrifugalkontakt nicht direkt den Motorstrom, sondern das Gitter einer als Relais wirkenden Elektronenröhre, wobei der Kontaktstrom nur wenige Mikro-Amp. beträgt. Dadurch wird die elektrische Unempfindlichkeit sehr klein gehalten und der Kontaktabbrand ist derart minim, dass der Absolutwert der Drehzahl auch auf längere Zeit sehr konstant bleibt. Ferner wurde bei der Konstruktion des genannten Reglers der Einfluss der Störbeschleunigung weitgehend berücksichtigt und eliminiert. Man gelangte so mit einer relativ einfachen Reglerkonstruktion auf eine sehr grosse Genauigkeit. Abbildung 1 zeigt ein Regulierdiagramm des Reglers. Seine Anordnung ist denkbar einfach. Er besitzt einen festen Kontakt und einen federnden, mit nur einigen Millimetern Kontaktweg. Der Einfluss der Reglerkonstanten, besonders die Resonanzfrequenz der Kontaktfeder auf die Reguliergenauigkeit, ist klein und kann in weiten Grenzen variieren, stellt also an die Justierung und Fabrikation keine grossen Anforderungen, was gegenüber dem Giebe-Regler einen Hauptvorteil darstellt.

M. Russenberger, Schaffhausen

²⁾ Dieser Regler wird von der Firma Alfred J. Amsler & Co. (Schaffhausen) seit einiger Zeit in Verbindung mit einer Wechselprüfmaschine hergestellt.

¹⁾ Vgl. Karl Emden: «Beitrag zu einem elektr. Fliehkraftregler mit Schwerkrafteinwirkung» in Bd. 124, S. 115*.