

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 89 (1971)
Heft: 32

Artikel: Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges
Autor: Lombardi, G.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-84954>

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: 18.04.2026

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

Zur Bemessung der Tunnelauskleidung mit Berücksichtigung des Bauvorganges

DK 624.131.25

Von Dr. G. Lombardi, Locarno

1. Einleitung

Die Tunnelauskleidung stellt eine Art Fremdkörper im Gebirge dar. Wegen der auftretenden Wechselwirkungen ist das Problem der Bemessung der Tunnelauskleidung ein statisch unbestimmtes; es zerfällt im wesentlichen in drei Teile:

- die Ermittlung der Verformungscharakteristiken der Tunnelauskleidung, d. h. im wesentlichen der Steifigkeit derselben,
- die Ermittlung der Verformungscharakteristik des Gebirges, d. h. im wesentlichen der verallgemeinerten Fernerschen Kennlinien, und
- das Aufstellen und Auflösen der Verträglichkeitsgleichungen zwischen den Verformungen der Tunnelauskleidung unter der Belastung durch das Gebirge einerseits, und den Verformungen des Gebirges in Anwesenheit der durch die Auskleidung ausgeübten Reaktionen andererseits. Dabei sind die Verschiebungen vor und nach dem Wirksamwerden der Auskleidung zu berücksichtigen.

Die Ermittlung der Verformbarkeits- und Steifigkeitscharakteristik der Tunnelauskleidung stellt eine statische Aufgabe dar, auf die wir hier nicht näher eingehen. Die üblichen Methoden der Statik genügen, um die Verformung der Auskleidung bei jeder beliebigen Belastung zu ermitteln.

In einer früheren Arbeit¹⁾ wurde dargelegt, welche Faktoren auf das Gleichgewicht und somit auf die Verformungen des Gebirges infolge Ausbruch eines Hohlraumes einen Einfluss haben. Ferner wurde gezeigt, wie bei einem gegebenen Reaktionsdruck der Tunnelauskleidung auf das Gewölbe der Spannungszustand und die Verformungen des Gebirges ermittelt werden können.

Als wesentliche Erkenntnis jener früheren Arbeit gilt der sehr wichtige Grundsatz, dass *«die Grösse des echten Gebirgsdruckes keine Naturgegebenheit ist, sondern das Ergebnis des Zusammenspiels verschiedener Faktoren wie:*

- des natürlichen Spannungszustandes im Gebirge,
- der Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Gebirges,
- des Arbeitsvorganges und
- der Verformbarkeit bzw. der Steifigkeit des Einbaues».

Selbstverständlich versteht man unter Verformung nicht nur die elastische, sondern auch diejenige, die sich aus der Untersuchung des elasto-plastischen Spannungszustandes im

Gebirge ergibt. Die vorliegende Arbeit will zeigen, wie der Arbeitsvorgang im weiteren Sinne die tatsächliche Belastung der Auskleidung mitbestimmt, und wie die entsprechenden Verhältnisse mindestens näherungsweise erfasst werden können.

Beim Berechnungsvorgang, der im wesentlichen darin besteht, die Verformungen der Auskleidung mit denjenigen des Gebirges in Übereinstimmung zu bringen, d. h. verträglich zu machen, spielt der Betrag der Verformungen, welche im Gebirge im Moment des Einbringens und Wirksamwerdens der Auskleidung bereits stattgefunden haben, eine ausschlaggebende Rolle.

Obschon es als selbstverständlich gelten sollte, dass zuerst ausgebrochen werden muss, bevor die Auskleidung überhaupt existent sein kann, und dass daher beträchtliche Verformungen im Gebirge bereits stattgefunden haben müssen, bevor die Auskleidung statisch wirksam wird, so hat doch bis heute dieser Umstand in der Literatur wenig Beachtung gefunden. Der Bau eines Tunnels besteht statisch gesehen darin, das Gebirge entlang einer Ausbruchlinie zu schneiden, den sehr steifen, stark eingeklemmten Felskern herauszuholen und anstelle desselben in den Hohlraum eine weichere Auskleidung hineinzuschieben, welche ohnehin im ungespannten Zustand kleiner als der verspannte Felskern sein muss, um in das inzwischen zusammengeschrumpfte Loch hineinpassen zu können. Diese Arbeit soll auf Grund dieser Vorstellung über den Arbeitsvorgang die statischen Verhältnisse abklären und einen Beitrag zur Lösung des Problems der Berechnung und der Bemessung der Auskleidung liefern. Wie man sehen wird, handelt es sich um ein Näherungsverfahren, das jedoch zur praktischen Lösung der meisten Aufgaben ausreichen sollte.

2. Die Grundlagen jeder felsmechanischen Berechnung

Für jede Untersuchung dieser oder ähnlicher Fragestellungen muss die Kenntnis einer Anzahl von Grunddaten vorausgesetzt werden, ohne die jegliche Berechnung illusorisch wäre.

Was den *Fels* anbetrifft, handelt es sich um:

- die Kenntnis des *natürlichen Spannungszustandes* vor dem Bau des Tunnels, der in seiner Vollständigkeit nur experimentell erfasst werden kann,
- die *Festigkeitseigenschaften des Gebirges*, unter Berücksichtigung jeder Art von Anisotropie und Inhomogenität, welche grundsätzlich vorkommen können, wobei allerdings meistens die Kenntnis der Kohäsion und der Reibungsverhältnisse entlang ausgezeichneter Klüftungssysteme genügt (Haft- und Gleitreibung),

¹⁾ G. Lombardi: Der Einfluss der Felseigenschaften auf die Stabilität von Hohlräumen. «Schweiz. Bauzeitung», 87 (1969), H. 3, Seiten 39—47.

- die *Verformungseigenschaften des Gebirges*, wobei zwischen den elastischen und den plastischen Eigenschaften unterschieden werden muss. Für die ersten betrifft dies die Elastizitätsmoduli mit den Poissonschen Zahlen in jeder beliebigen Art der Anisotropie, während bei den plastischen Eigenschaften vorwiegend die Volumenzunahme infolge von Gleitbewegungen die grösste Rolle spielt,
- *der Zeiteinfluss*. Unter diesem Begriff können die Kriecherscheinungen und andere rheologischen Phänomene zusammengefasst werden. Es zeigt sich dabei einerseits, dass die experimentelle Ermittlung der massgebenden Parameter grösste Unsicherheiten mit sich bringt, und andererseits die genaue rechnerische Berücksichtigung recht kompliziert ist. Des öfters ist man daher allein auf die Berechnungen von Grenzfällen angewiesen. Dabei werden die Festigkeiten und Verformungseigenschaften des Gebirges unter kurzzeitigen Belastungen bzw. das langzeitige Verhalten desselben eingesetzt. Die Kriecherscheinungen können in diesem Falle, mit einiger Näherung, als ein Übergehen von einem Gleichgewichtszustand in einen anderen, mit veränderten Felseigenschaften gerechnet, aufgefasst werden.

Ebenfalls ist die Kenntnis der entsprechenden Eigenschaften des *Einbaues* nötig. Für denselben entspricht der ursprüngliche Spannungszustand normalerweise einem Nullspannungszustand. Im weiteren sind sowohl die Festigkeits- wie die Verformungseigenschaften diesseits, wie allenfalls jenseits der elastischen Grenze von Bedeutung.

In unseren folgenden Überlegungen und in den behandelten Beispielen gehen wir von der Annahme aus, dass alle diese Grunddaten mit genügender Genauigkeit bekannt seien.

3. Die Modellvorstellungen

Jede ingenieurmässige Berechnung und insbesondere jene der Art, die uns hier beschäftigt, benötigt eine auf das Problem zugeschnittene Modellvorstellung zur Vereinfachung und zur klaren Darstellung der Gedankengänge. Das Verhalten des Gebirges während des Vortriebes eines Tunnels stellt ein räumliches Problem dar. Es ist nicht auszuschliessen, dass es mittels eines genügend grossen Rechenaufwandes gelingen könnte, das räumliche Problem als solches direkt zu erfassen. Indessen scheint es vernünftiger, sich mindestens vorderhand mit der Untersuchung und der Kombination von einzelnen, ebenen Verformungszuständen zu begnügen.

Aus Bild 1 ist ersichtlich, dass in einem genügendem Abstand, sowohl vor wie auch hinter der Tunnelbrust das Verhalten des Gebirges als ebener Verformungszustand in den Scheiben *V* und *N* dargestellt werden kann. Bei der an-

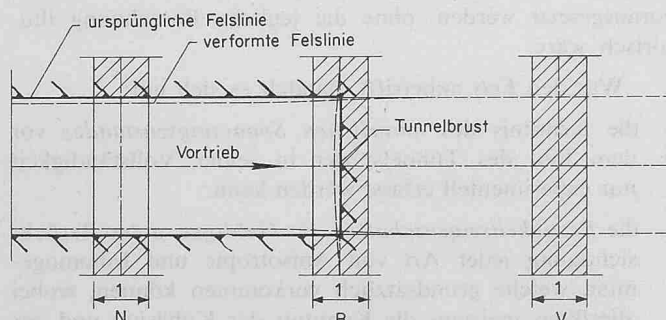


Bild 1. Tunnelvortrieb. Untersuchung von drei Scheiben: vor der Brust (*V*), bei der Brust (*B*) und nach der Brust (*N*)

schliessend erläuterten Berechnungsmethode wird auch bei der Brust ein besonderer, ebener Verformungszustand angenommen, und damit eine praktische Näherungslösung angestrebt. Wir nehmen an, dass in der Scheibe *B* nur zur Tunnelachse senkrechte Verschiebungen stattfinden, während in Wirklichkeit auch achsparallele Verschiebungen gegen den Hohlraum vorkommen. Diese sind auf ein enges Gebiet um die eigentliche Tunnelbrust herum beschränkt, während in genügender Entfernung von der Ausbruchlinie in der Regel keine wesentlichen Einflüsse mehr zu verzeichnen sind. Die drei Scheiben haben die Stärke 1, wobei die Scheibe *B* bei der Brust zum Teil vor und zum Teil nach der theoretischen Tunnelbrust liegt. Unser Modell geht von der Vorstellung aus, dass – mit genügender Genauigkeit – die Scheibe *B* ausserhalb der Ausbruchlinie sich eben verformt, d. h. dass sie gegenüber der Tunnelachse nur senkrecht gerichtete Verschiebungen erleidet. Die Scheibe *V* ist eine volle, unendlich ausgedehnte Scheibe. Die Scheibe *N* ist ebenfalls unendlich ausgedehnt, jedoch entsprechend dem Tunnelprofil gelocht. Die Scheibe *B* weist auf die Tunnelquerschnittsfläche eine verminderte Stärke auf. Wir nehmen vorderhand an, dass diese Reduktion die Hälfte der Scheibenstärke betrage.

4. Das ebene Problem

Unter diesen Voraussetzungen beschränkt sich das Problem der Bemessung der Tunnelauskleidung auf dasjenige der Untersuchung von drei (allenfalls mehr) ebenen Scheiben und somit jeweils auf die Lösung des ebenen Spannungs- und Verformungsproblems. Wir dürfen dabei wohl behaupten, dass dieses Problem für das Gebirge einerseits und für das Gewölbe andererseits, sowohl im elastischen wie auch im plastischen Bereich, als gelöst gelten kann, wenn die Kräfte bekannt sind, welche auf den Innenrand der Scheibe wirken. Es wurde in der obenerwähnten Arbeit gezeigt, dass innerhalb bestimmter Grenzen zu jedem Wert der Reaktionskräfte des Gewölbes auf das Gebirge für dieses ein wohl definierter Spannungszustand, und folglich auch ein entsprechender Verformungszustand, ermittelt werden kann. Dieser Fall ist als Grundsystem bezeichnet worden. Dabei ist zu beachten, dass eine eindeutige Zuordnung zwischen Spannungs- und Verformungszuständen nur gewährleistet ist, wenn die Entlastungsvorgänge *in eindeutiger Weise* von einem natürlichen oder primären Spannungszustand zu einem induzierten oder sekundären Spannungszustand übergehen.

Diesen Punkt klarzustellen ist wesentlich, wenn man bedenkt, dass wegen des Vorhandenseins von plastischen Zonen im Gebirge die Beziehungen zwischen Spannungen und Verformungen nicht mehr linear und nicht mehr reversibel sind, so dass die Eindeutigkeit der Lösung bestenfalls nur bei eindeutigem Verlauf der Vorgänge erwartet werden kann. Es ist noch zu erwähnen, dass in den plastischen Gebieten die lokalen Verschiebungen nur zweideutig definiert werden können, indem von den zwei in jedem Punkt theoretisch möglichen Gleitlinien jeweils nur die eine oder die andere in der Regel wirksam sein wird, wobei Zufälligkeiten den Ausschlag geben können.

5. Der zentralsymmetrische und der allgemeine Fall

Bei einem zentralsymmetrischen Fall, wie etwa für einen abgeteufte Vertikalschacht in einem homogenen Gebirge, ist das Problem insofern einfacher, als jede Verschiebung nach dem Zentrum zeigt und somit nur eine radiale Komponente aufweist. Ebenso sind die Kräfte und Spannungen nur radial oder tangential gerichtet; insbe-

sondere ist die Belastung auf die Auskleidung auf den ganzen Umfang konstant. Es ist somit möglich, mit einer einzigen Variablen, die Verformungs- und Belastungsvorgänge der Auskleidung und des Gebirges zu beschreiben.

Im allgemeinen Fall ist hingegen der natürliche Spannungszustand durch unterschiedliche vertikale und horizontale Komponenten gekennzeichnet. Ebenso ist die Verschiebung der Auskleidung für verschiedene Punkte ihres Umfanges nicht konstant, sondern von Ort zu Ort veränderlich. Die Belastung auf die Auskleidung kann ebenfalls veränderlich sein, obschon dies in vielen Fällen nicht zutrifft, insbesondere wenn die Auskleidung keine allzu grosse Steifigkeit aufweist und Schubspannungen nur in beschränktem Masse aufnehmen kann.

Zur einfachen Behandlung des Problems kann mit genügender Genauigkeit in den folgenden Betrachtungen die mittlere radiale Verformung und die mittlere radiale Belastung der Auskleidung, beziehungsweise die mittlere Normalspannung im natürlichen Zustand, im Sinne der ersten Spannungsinvariante, verwendet werden. In den folgenden Betrachtungen wird man diese Annahme für die Darstellung der Kennlinien verwenden, so dass im gleichen Zuge sowohl zentralsymmetrische Probleme als auch solche allgemeiner Art behandelt werden können. Auf eine strenge, mathematische Begründung dieser Behauptung kann im jetzigen Moment verzichtet werden (Bild 2).

6. Die Kennlinien

Als Kennlinien kann man die graphische Darstellung der für sich betrachteten Teilprobleme bezeichnen, insbesondere derjenigen des Gebirges, des Felskernes und der Auskleidung.

6.1 Die Kennlinie des Gebirges

Im oberen Teil des Bildes 3 ist die Kennlinie des Gebirges, oder besser gesagt der gelochten Scheibe, gezeichnet. Im Ausgangspunkt *A* ist die Reaktion des Kernes auf die gelochte Scheibe durch den natürlichen Spannungszustand ersetzt. Es treten somit keine Verschiebungen auf. Wird vom Punkt *A* ausgehend die interne Reaktionskraft *p* reduziert, so setzt eine Bewegung oder Verschiebung des Umfanges nach innen ein. Bis zu Punkt *B* verhält sich die Scheibe elastisch, so dass sich eine lineare Kennlinie ausbildet. Vom Punkt *B* aus in Richtung abnehmender Reaktionskräfte nehmen die Verschiebungen rascher zu, da sich zu den elastischen Verformungen auch die Volumenänderungen der plastischen Phase mit ihren Konsequenzen auf das gesamte Gleichgewicht addieren. Nimmt die Reaktionskraft weiter ab, so nähert sich der Wert *P* möglicherweise einer kritischen Stützkraft *P_c*. Diese Kennlinie behält ihre Bedeutung nur solange, als es sich um einen stetigen Entlastungsvorgang ohne Umkehrung der Verschiebungsrichtung handelt. Würde zum Beispiel im Punkt *C* die Reaktionskraft wieder ansteigen, so würde sich der Gleichgewichtspunkt nicht mehr entlang der Kennlinie, sondern entlang einer Linie *C-C'* verschieben, entsprechend einer reinen, elastischen Spannungsänderung. Im Tunnelbau kommen jedoch solche Umkehrungen der Beanspruchungen in der Regel nicht vor, so dass wir auf diesen Punkt nicht näher einzutreten brauchen. In diesem Zusammenhang sei darauf hingewiesen, wie wenig aussagefähig Kreisring-Druckversuche oder Kammer-Druckversuche bezüglich der Standfestigkeit des Gewölbes und der Beanspruchung der Auskleidung sind, da sie eben eine Umkehrung der Verschiebungsrichtung voraussetzen. Die Verwendung von Bettungsziffern zur Berechnung der Auskleidungen ist ebenfalls ein mehr als fragwürdiges Unternehmen.

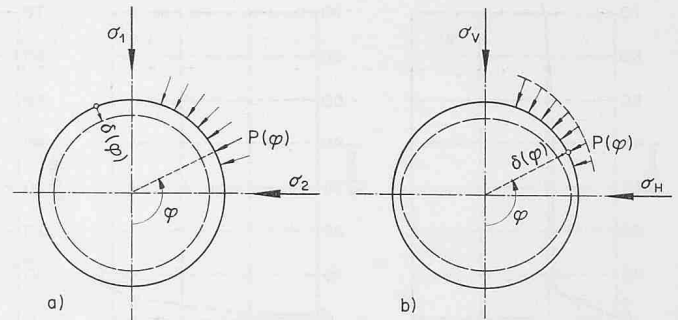


Bild 2. Bergdruck und Verschiebungen.

a) Zentralsymmetrischer Fall: $\sigma_1 = \sigma_2$, $P(\varphi) = P$, $\delta(\varphi) = \delta$

b) Allgemeiner Fall: $\sigma_H \neq \sigma_V$, $\sigma_m = \frac{\sigma_V + \sigma_H}{2}$

Mit δ_m und P_m werden Mittelwerte oder charakteristische Werte für $\delta(\varphi)$ und $P(\varphi)$ bezeichnet

6.2 Die Kennlinie der Kernelscheibe

In der unteren Hälfte des Bildes 3 ist in gleicher Darstellung die Kennlinie des gedanklich aus dem Tunnel herausgezogenen Felskernes gezeichnet worden. Der Ausgangspunkt ist wiederum Punkt *A*, bei dem angenommen wird, dass der natürliche Spannungszustand auf den Kern wirke. Es treten somit wiederum keine Verschiebungen auf. Wird dieser Kern durch Reduktion des Umfangdruckes *p* entlastet, so dehnt er sich aus. Kann ein elastisches Verhalten bei dieser Entlastung angenommen werden, so erhalten wir die geradlinige Kennlinie *A-D* mit einer letztlichen Ausdehnung des Kernradius um ϑ_e . In einzelnen Fällen ist es denkbar, dass sich neben der elastischen Dehnung des Kernes bei kleinen Belastungen Klüfte öffnen, so dass man zur elastischen eine «plastische» Verformung hinzuzählen muss; die Kennlinie wird nach der gestrichelten Kurve, nach *D¹*, abgelenkt. Diese letzte Erscheinung kann aber an dieser Stelle beiseite gelassen werden. Wird nun der Felskern etwa durch Teilausbruch oder dergleichen abgeschwächt und wird er, unter Zulassung eines ebenen Spannungszustandes anstelle eines ebenen Verformungszustandes, gedanklich wieder belastet, so verformt er sich entlang der Kennlinie *D-E*, solange er sich elastisch verhalten kann. Wird bei dieser Wiederbelastung des Kernes die Elastizitäts-

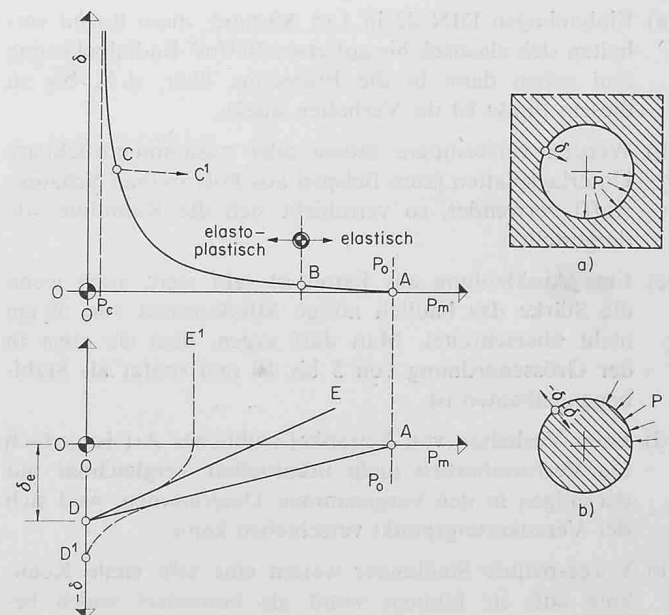


Bild 3. Kennlinien des Gebirges (gelochte Scheibe *a*) und des Felskernes (bzw. der Kernelscheibe *b*)

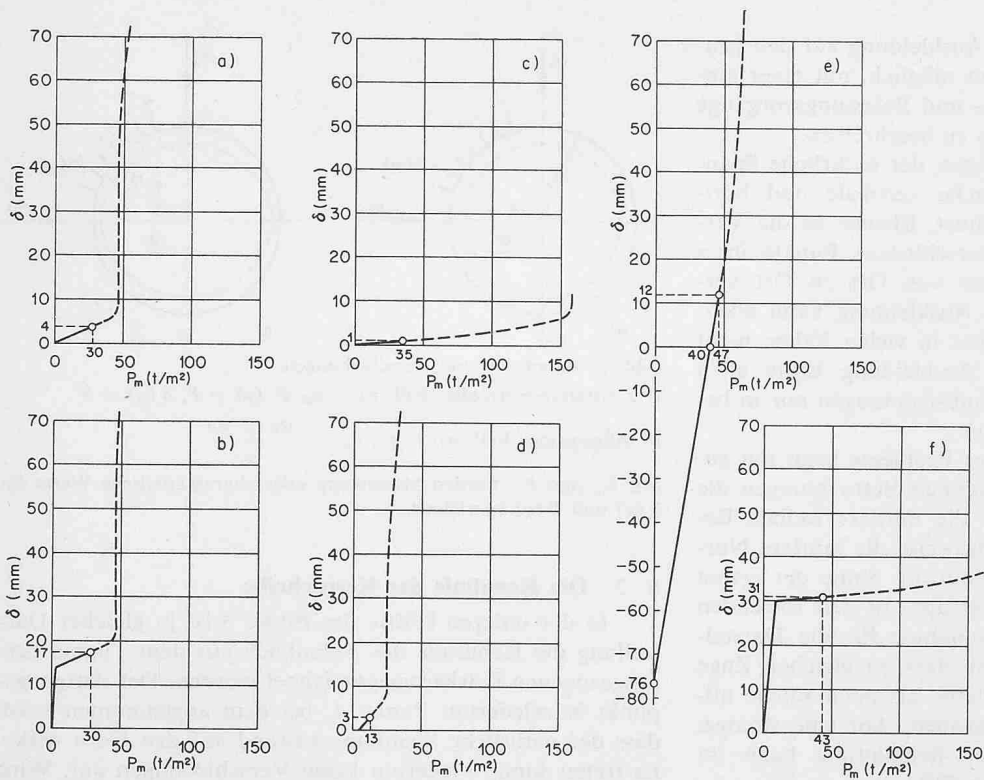


Bild 4. Kennlinien des Verformungsverhaltens von Einbauten

- Stahlbögen bestehend aus DIN 22 in Abständen $e = 100$ cm, Aussteifungen alle 50 cm
- Stahlbögen mit verformbaren Stößen bestehend aus DIN 22 in Abständen $e = 100$ cm, Aussteifungen alle 50 cm
- Betonverkleidung von 30 cm Stärke
- Felsanker, 1 Felsanker pro m^2 Tunnelfläche, Durchmesser 26 mm, Länge 4,0 m, Spannkraft 5 t
- Vorgespannte Felsanker, 1 Felsanker pro $1,5 m^2$ Tunnelfläche, 20 Drähte Durchmesser 6 mm, $\beta_z = 175$ kg/mm², Spannkraft 60 t pro Anker, freie Drahtlänge 15 m, Felspressung 40 t/m²
- Prinzip der neuen österreichischen Bauweise. Anfänglich nachgiebiger Einbau (steile Kennlinie), späterer Einbau einer steifen Auskleidung, zum Beispiel 30 cm Beton (flache Kennlinie)

grenze überschritten, so ergibt sich eine etwa nach E^1 gekrümmte Kennlinie. Dies kann infolge Schwächung des Gebirgsverbandes durch Sprengwirkungen eintreten, vor allem aber durch den Umstand, dass auf die Brustfläche die Spannung in Richtung der Tunnelachse verschwindet. Anstelle des ursprünglichen, dreiachsigen Spannungszustandes haben wir einen zweiachsigen, der bekanntlich viel ungünstiger ist. Die Kernscheibe ist demzufolge meistens den grossen radialen Belastungen nicht mehr gewachsen und verformt sich plastisch.

6.3 Die Kennlinien der Einbauten

In Bild 4 sind einige charakteristische Kennlinien von Einbauten und Auskleidungen für ein Tunnelprofil von 5 m Radius zusammengestellt. Es handelt sich der Reihe nach um:

- Einbaubogen DIN 22 in 1 m Abstand; diese Bogen verhalten sich elastisch bis auf etwa 46 t/m² Radialbelastung und gehen dann in die Fließzone über, d. h. bis zu diesem Punkt ist ihr Verhalten linear.
- Werden verformbare Stöße oder zusammendrückbare Unterlagsplatten (zum Beispiel aus Polyurethan-Schaumstoff) verwendet, so verschiebt sich die Kennlinie wie dargestellt.
- Eine Auskleidung aus Beton ist sehr steif, auch wenn die Stärke das baulich nötige Mindestmass von 30 cm nicht überschreitet. Man darf sagen, dass sie etwa in der Grössenordnung von 5 bis 10 mal steifer als Stahlgeneinbauten ist.
- Beim Verhalten von Felsankern üblicher Art ist jedoch die Verformbarkeit nicht unmittelbar vergleichbar mit derjenigen in den vorgenannten Diagrammen, weil sich der Verankerungspunkt verschieben kann.
- Vorgespannte Stahllanker weisen eine sehr steile Kennlinie auf, sie können somit als besonders weich bezeichnet werden. Diese Besonderheit erweist sich in vielen Fällen von grossem Vorteil.

- Die sog. neue, österreichische Bauweise besteht darin, eine erste weiche Auskleidung durch eine zweite steifere zu ergänzen.

Im praktischen Tunnelbau können die verschiedenen Einbauten und demzufolge die verschiedenen Kennlinien kombiniert werden; etwa mit der Verwendung von nachgiebigen Einbaubögen, welche zu einem späteren Zeitpunkt durch eine viel steifere Betonauskleidung abgelöst werden, oder durch Anbringen eines Gunitüberzuges und nachträglicher Ergänzung der Auskleidung durch einen Betonring, oder durch Anwendung eines doppelten Betongewölbes usw. In dieser Kombination der zur Verfügung stehenden Elemente drückt sich die Kunst des bauenden Ingenieurs aus.

7. Die Verhältnisse bei der Ortsbrust

Die Verhältnisse bei der Ortsbrust können auf Grund des Verhaltens der früher definierten Scheibe *B* (Bild 1) erläutert werden. Wir betrachten die Scheibe *B* als eine gelochte Scheibe, in welche eine Kernscheibe mit der Abmessung des Tunnelquerschnittes – aber mit geringerer Stärke – mit Zwang wieder eingeschoben wird. Im linken Teil von Bild 5 ist die Kennlinie der gelochten Scheibe angegeben. Punkt *A* ist der Ausgangszustand der nicht gelochten Scheibe *V*. Im anderen Endpunkt *N* haben wir den Zustand der gelochten Scheiben *N*, entsprechend dem Zustand nach erfolgtem Ausbruch, in genügendem Abstand von der Brust. Es handelt sich in diesem Fall um ein standfestes Profil, d. h. um ein solches, das ohne Einbauten gelassen werden kann. Alle Punkte auf der Kennlinie zwischen *V* und *N* sind mögliche Gleichgewichtspunkte für die Scheibe *B*.

Ausgehend von Punkt *D*, welcher dem vollständig entspannten Kern entspricht, können Strahlen gezeichnet werden, die der Steifigkeit einer mehr oder weniger dünnen, d. h. weichen Kernscheibe entsprechen. Das Verhältnis der Stärken zwischen den gelochten Scheiben und der Kernscheibe ist als Parameter angegeben. Der Schnittpunkt zwischen einem solchen Strahl und der Kennlinie der gelochten Scheibe gibt die Lösung der statisch unbestimmten Aufgabe.

Wird zum Beispiel die Kernscheibe auf die halbe Dicke gegenüber der gelochten Scheibe reduziert und wird ein elastisches Verhalten vorausgesetzt, so stellt der Punkt B die Lösung der Aufgabe dar, während p_B die Belastung der Kernscheibe und δ_B die Verformung in radialer Richtung bei der Ortsbrust angibt. Es ist denkbar und kommt sicherlich oft vor, dass die Kernscheibe, das heisst die Ortsbrust, nicht in der Lage ist, die ihr zugewiesene, grosse radiale Pressung p_B aufzunehmen, da sie sich, wie bereits gesagt, in einem zweiachsigen und nicht mehr in einem dreiachsigen Spannungszustand befindet. In diesem Umstand ist die Notwendigkeit begründet, in einzelnen Fällen die Ortsbrust etwa mit Ankern zu sichern, somit einigermaßen vorzuspannen, um die plastischen Verformungen zu beschränken.

Müssen hingegen solche Verformungen zugelassen werden, so gilt die rechte Seite des Bildes 5, in welcher elasto-plastische Kennlinien für den Kern angegeben sind. Wiederum ist die Stärke der verbleibenden Kernscheibe als Parameter angegeben. Aus dem Vergleich der beiden Bildhälften ist ersichtlich, wie durch Berücksichtigung der plastischen Nachgiebigkeit der Kernscheibe sich kleinere Radialspannungen und entsprechend grössere Radialdeformationen einstellen. Aus den Darstellungen des Bildes 5 ersieht man, wie durch fortschreitende Ausbrucharbeiten der Übergang von der ungelochten Scheibe V zum fertig ausgehobenen Tunnel, entsprechend der gelochten Scheibe N, gleichmässig erfolgt. Mit der soeben dargestellten Konstruktion ist das Problem des Gleichgewichtes in der Ebene der Ortsbrust gelöst worden. Im weiteren soll der Einfluss des ganzen Bauvorganges des Tunnels auf die Kennlinie verfolgt werden.

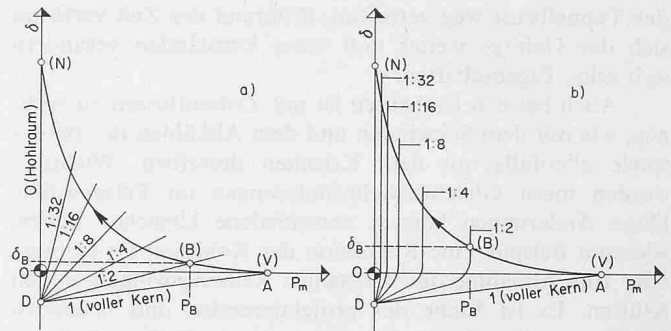


Bild 5. Fortschreitende Abschwächung des Kerns. a) elastisch, b) elasto-plastisch

8. Der Bauvorgang

Der Bau eines Tunnels im Fels kann bezüglich der statischen Verhältnisse der Auskleidung und des Gebirges im wesentlichen in folgenden Phasen unterteilt werden, wobei von Fall zu Fall einzelne ausfallen können.

1. Ausbruch (mit oder ohne Sicherung der Brust).
2. Anbringen von ersten Sicherungsmassnahmen, vor allem in der Kalotte.
3. Verstärkung oder Ergänzung dieser Einbauten.
4. Betonieren eines ersten Betonringes (zum Beispiel als Unterlage für die Isolation).
5. Betonieren eines zweiten Betonringes oder eine andere Verstärkung der Auskleidung.

Diese verschiedenen Massnahmen werden in immer grösser werdenden Abständen – zeitlich und räumlich – von

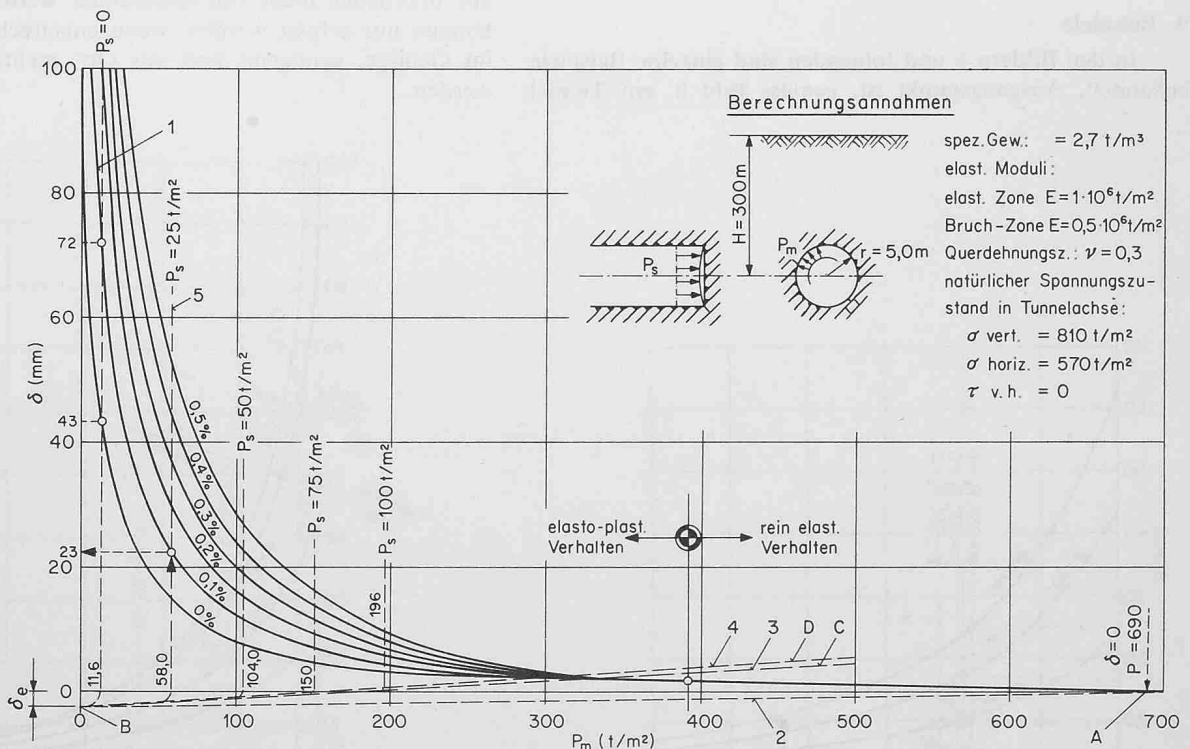


Bild 6. Kennlinien des Verformungsverhaltens eines Hohlräumes im Gebirge. Gebirgsfestigkeiten: Reibungswinkel $\varphi = 35^\circ$, Kohäsion (auf Schub) $c = 6 \text{ t/m}^2$, Volumenzunahme im plastischen Bereich variabel.

1. Mittlere radiale Felsverschiebung am Tunnelrand in Funktion des Innendruckes P_m
2. Elastisches Verhalten des Kerns bei verhinderter Seitenausdehnung (A-B). δ_e = elastische Ausdehnung des Kerns
3. Elastisches Verhalten des halben Kerns bei verhinderter Seitenausdehnung (B-C)
4. Elastisches Verhalten des halben Kerns bei unverhinderter Seitenausdehnung (B-D)
5. Verformungsverhalten des halben Kerns bei abgestützter Ortsbrust (Stützkraft = P_s)

Ablesebeispiel: Bei einer Volumenzunahme von 0,1% und einer Stützkraft P_s von 25 t/m² gegen die Brust ergibt sich die mittlere radiale Verschiebung an der Brust zu 23 mm

der Tunnelbrust weg getroffen. Während der Zeit verformt sich das Gebirge weiter und unter Umständen verändern sich seine Eigenschaften.

Auch bei den Einbauten ist mit Zeiteinflüssen zu rechnen, wie mit dem Schwinden und dem Abkühlen des Betons sowie allenfalls mit dem Kriechen desselben. Wichtiger werden meist Gleichgewichtsänderungen im Felsgewölbe. Diese Änderungen können verschiedene Ursachen haben, wie zum Beispiel eine Reduktion der Kohäsion im Gebirge oder eine Abnahme des wirksamen Reibungswinkels in den Klüften. Es ist Sache des projektierenden und bauenden Ingenieurs, die nötigen Massnahmen von Fall zu Fall anzuordnen, und es soll hier darauf nicht näher eingetreten werden. Es soll lediglich anhand von Beispielen gezeigt werden, wie die einzelnen Operationen im Kraft-Verschiebungs-Diagramm abgebildet werden, und wie man durch eine geeignete graphische Konstruktion zur Bestimmung der einzelnen Gleichgewichtszustände gelangen kann. Im allgemeinen ist das Problem statisch unbestimmt. In einzelnen Fällen ist es hingegen statisch bestimmt oder kann als solches gewertet werden, dann nämlich, wenn die Kennlinien der Einbauten vertikal verlaufen, d. h. wenn die Stützkraft der Einbauten von vornherein bekannt ist. Dies ist der Fall bei standfesten Profilen ohne Einbauten, bei welchen die Stützkraft überhaupt verschwindet. Es trifft dies aber auch genau oder annähernd zu bei weichen Einbauten, wie etwa bei vorgespannten Felsankern oder Einbaubogen mit nachgiebigen Elementen, wie sie im Bergbau seit langem bekannt sind. Bei diesen Elementen wird die Stützkraft durch die Gebirgsverformung wenig beeinflusst. In solchen Fällen kann aus der alleinigen Kennlinie des Gebirges die Gleichgewichtslösung ermittelt werden.

9. Beispiele

In den Bildern 6 und folgenden sind einzelne Beispiele behandelt. Ausgangspunkt ist, gemäss Bild 6, ein Tunnel

von 5 m Radius und 300 m Überdeckung. Die wichtigsten felsmechanischen Werte sind aus der Figur ersichtlich.

Die mittlere natürliche Belastung beträgt 690 t/m^2 . Mit einem Reibungswinkel von 35° und einer Kohäsion von 6 t/m^2 kann der Lochleibungsdruck in der gelochten Scheibe auf 390 t/m^2 reduziert werden, bevor sich plastische Zonen um den Tunnel ausbilden. Von diesem Wert an abwärts werden die plastischen Zonen rund um den Hohlraum immer grösser; die Abnahme des Durchmessers des Ausbruches geht weiter. Die Figur zeigt deutlich den Einfluss der Volumenzunahme in der plastischen Zone, etwa infolge Öffnung der Klüfte. Es wurde eine prozentuale Zunahme des Volumens der plastischen Zone von 0 bis 0,5 % angenommen, um die Verhältnisse zu verdeutlichen. Dieser Koeffizient ist von Fall zu Fall experimentell zu bestimmen, wobei die Beschaffung der Klüfte und der Abstand derselben in der Ermittlung dieser Auflockerung infolge Gleiterscheinungen eine grosse Rolle spielen dürften. Im gleichen Bild sind die Kennlinien des Kerns angegeben. Dabei wurde die Annahme getroffen, dass die Stärke der Kernscheibe auf die Hälfte reduziert werde.

Wird die Brust nicht gehalten, so kann die Kernscheibe höchstens $11,6 \text{ t/m}^2$ radiale Pressung aufnehmen, wobei sich Verformungen von 43 bzw. 72 mm einstellen, je nach dem, ob der erwähnte Auflockerungskoeffizient 0 oder 0,1 % beträgt. Wird hingegen die Brust mit einer Pressung von 25 t/m^2 gehalten, so reduziert sich die Verformung auf 23 mm, selbst bei einem Auflockerungskoeffizient von 0,1 %. Bei den besprochenen Verformungen handelt es sich um solche in der Ebene der Ortsbrust bis zum Zeitpunkt des Ausbruches, d. h. um solche, die vom Tunnel aus überhaupt nicht wahrgenommen werden können. Sie können nur erfasst werden, wenn entsprechende Apparate im Gebirge, genügend weit vor Ort, rechtzeitig installiert werden.

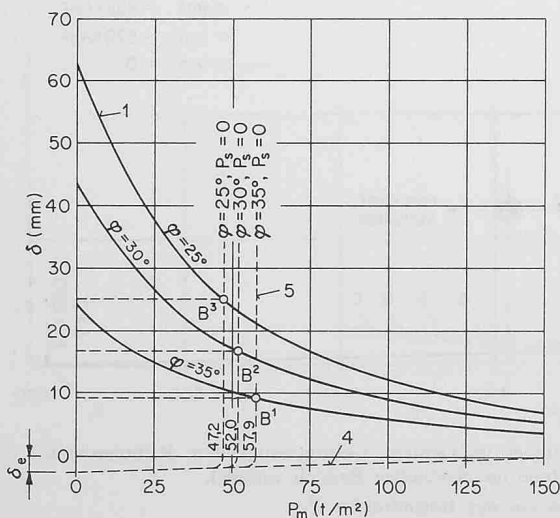


Bild 7. Einfluss des Reibungswinkels auf das Verformungsverhalten eines Hohlräumtes. Gebirgsfestigkeiten: Reibungswinkel φ variabel, Kohäsion (auf Schub) $c = 30 \text{ t/m}^2$, Volumenzunahme im plastischen Bereich = 0 %. Jeweilige Gleichgewichtspunkte B_1, B_2, B_3 . Weitere Angaben siehe Bild 6

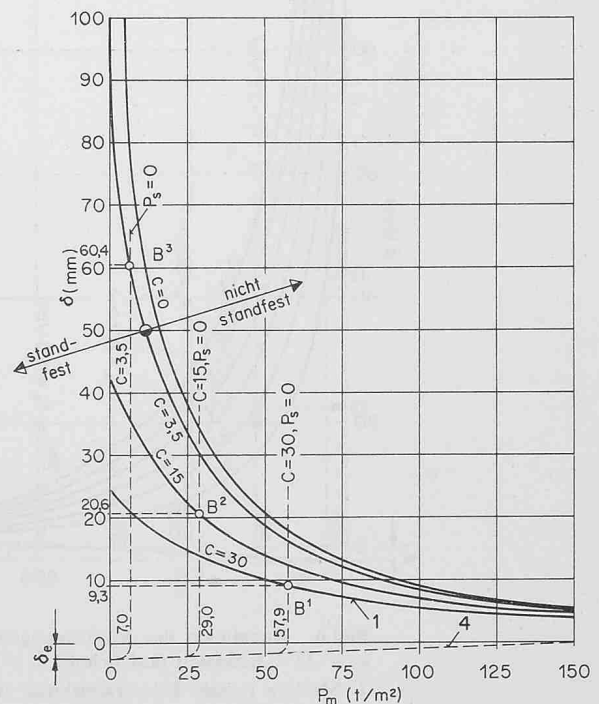


Bild 8. Einfluss der Kohäsion auf das Verformungsverhalten eines Hohlräumtes. Gebirgsfestigkeiten: Reibungswinkel $\varphi = 35^\circ$, Kohäsion (auf Schub) c variabel, Volumenzunahme im plastischen Bereich 0 %. Jeweilige Gleichgewichtspunkte B_1, B_2, B_3 . Weitere Angaben siehe Bilder 6 und 7

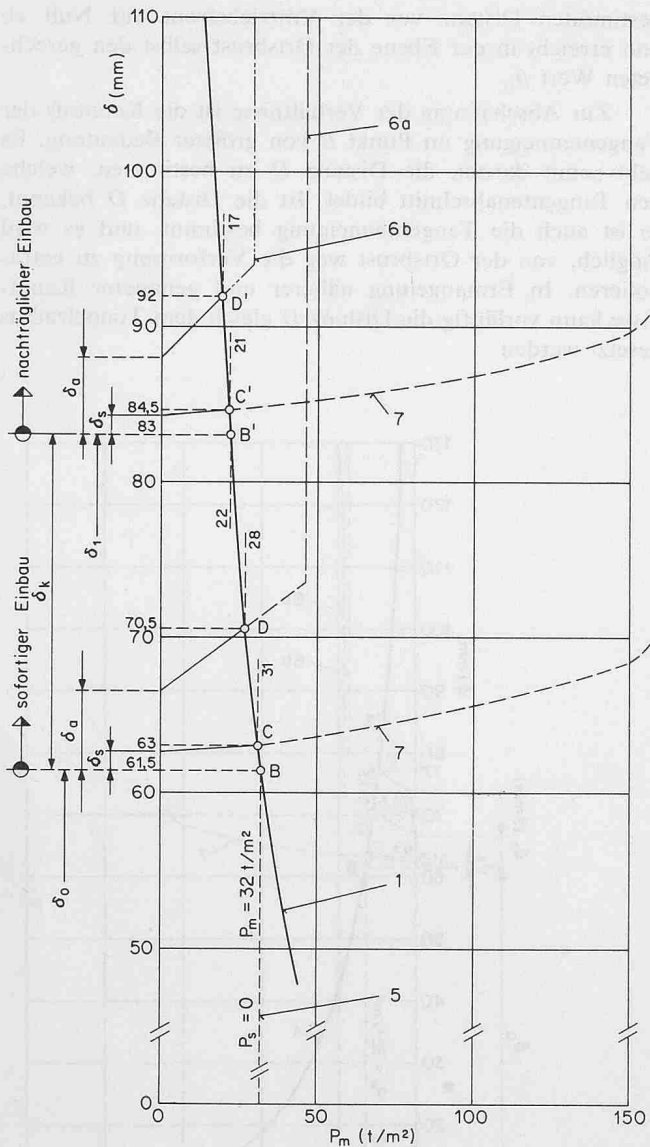


Bild 10. Einfluss des sofortigen oder des nachträglichen Einbaues auf den Gebirgsdruck. Gebirgsfestigkeiten: Reibungswinkel $\varphi = 25^\circ$, Kohäsion (auf Schub) $c = 15 \text{ t/m}^2$, Volumenzunahme im plastischen Bereich 0 %.

δ_0 : mittlere radiale Verschiebung an der Ortsbrust, δ_a : Schwinden des Betons, δ_k : Spiel zwischen Stahleinbau und Felsoberfläche, δ_1 : mittlere radiale Verschiebung am Ende der freitragenden Tunnelstrecke (siehe Bild 11). Weitere Angaben siehe Bilder 6 bis 9

In Bild 11 sind vergleichsweise nebeneinander die Verhältnisse gezeichnet für einen sofortigen Einbau, bei der Brust und für einen Einbau im Abstand von $H/6$ von der Ortsbrust. Der Unterschied zwischen den beiden Fällen drückt sich in der Verschiebung ϑ_K aus. Es handelt sich hier um eine Näherungskonstruktion, die aber gute Dienste leisten kann. Erfolgt der Einbau in einem Abstand von der Ortsbrust, der grösser ist als etwa ein bis zwei Tunnelradien, so kann angenommen werden, dass im Moment und an der Stelle des Einbaues, standfeste Verhältnisse vorherrschen. Die Notwendigkeit des Einbaues ergäbe sich dann nur, wenn ein Schutz gegen Steinfall gewünscht wird, was hier nicht zur Diskussion steht, oder wenn eine Änderung der Stabilitätsverhältnisse im Laufe der Zeit, im Sinne einer beschränkten Stehzeit, zu befürchten wäre.

Deutlich ist der Einfluss der Zeit aus Bild 12 ersichtlich, welches einen Ausschnitt aus einer Kennlinie darstellt. Es wird angenommen, dass beim Vortrieb mit einem Reibungswinkel von 35° gerechnet werden kann, dass sich aber nach längerer Zeit dieser Winkel auf 30° verkleinert. Der Vorgang kann sich zum Beispiel folgendermassen abspielen. Die Kernscheibe kann 12 t/m^2 Radialdruck aufnehmen. Das Gleichgewicht stellt sich an der Brust beim Punkt A mit einer Verformung von 46 mm und einem Bergdruck von eben 12 t/m^2 ein. Werden Einbaubogen in einer Distanz, die einem Fünftel der Tunnelhöhe entspricht, gestellt, so findet eine zusätzliche Verschiebung ϑ_K statt, die in unserem Fall 19 mm misst. Der entsprechende Kennpunkt ist mit B bezeichnet. Beträgt das Spiel zwischen Bogen und Fels 5 mm , so steigt die Anfangsverformung auf 70 mm an. Die Kennlinie der Einbaubogen DIN 22 in 1 m Abstand ist in der Figur angegeben (gleiche Kurve 6 in den Bildern 9 und 12). Das Gleichgewicht stellt sich mit einem Gebirgsdruck von 3 t/m^2 und einer Verformung von $70,5 \text{ mm}$ ein (Punkt D). Wenn sich mit der Zeit aus irgend einem Grund der wirksame Reibungswinkel

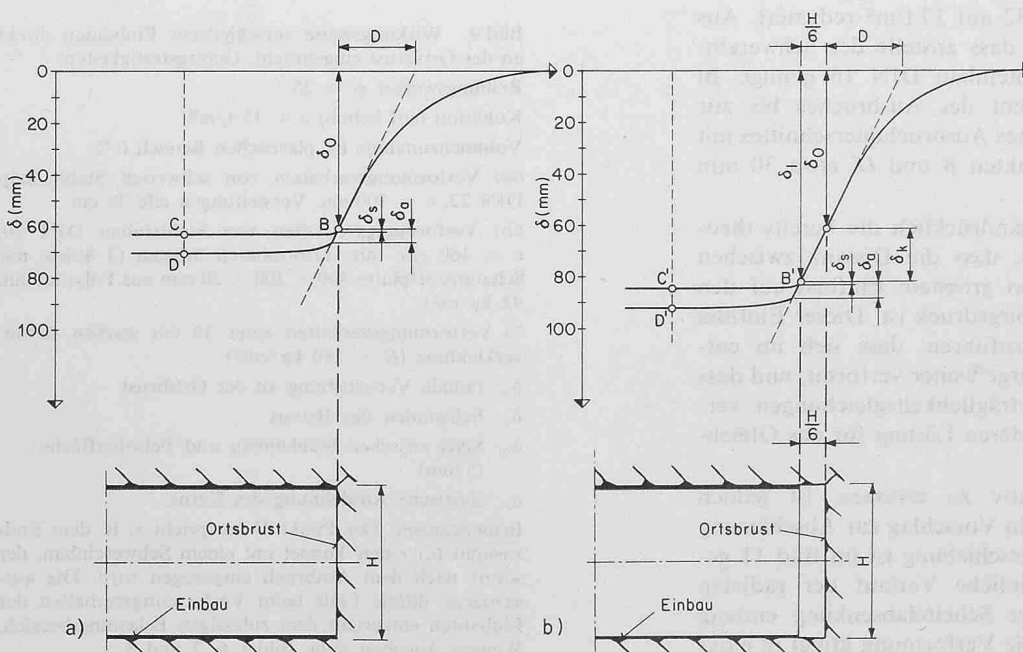


Bild 11. Einfluss der Länge der freitragend vorgebauten Tunnelstrecke auf den Gebirgsdruck. Betrachtung am Längsschnitt.

a) Einbringen des Einbaues bis direkt an die Ortsbrust; b) Einbringen des Einbaues bis $H/6$ an die Ortsbrust heran. Die Linie B-C bezeichnet einen Einbau von 30 cm Beton ($P_{eff} = 31 \text{ t/m}^2$); B-D einen Stahleinbau DIN 22, $e = 100 \text{ cm}$ ($P_{eff} = 28 \text{ t/m}^2$). Die Linie B'-C' bezeichnet einen Einbau von 30 cm Beton ($P_{eff} = 21 \text{ t/m}^2$); B'-C' einen Stahleinbau DIN 16, $e = 100 \text{ cm}$ ($P_{eff} = 17 \text{ t/m}^2$)

