

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 78 (1960)
Heft: 10

Artikel: Der Donnerbühl-Tunnel in Bern: experimentelle Untersuchung des Erddruckes auf den Tunnel
Autor: Bonnard, D. / Recordon, E.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-64850>

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 16.05.2025

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

der Versatzmaschine, innerhalb des Schildes montiert und nachher mit dem sie umgebenden Boden durch Injektionen verbunden werden.

6. Theoretische Studien für die Berechnung des Tunnels

Bei Inangriffnahme der Studien für die Berechnung der Tunnelringe, einer Arbeit, die an Ing. Paul Kipfer in Bern übertragen wurde, hat es sich bald gezeigt, dass sich die verschiedenen in der Literatur vorgeschlagenen Methoden für die Erddruckberechnung in der Hauptsache widersprechen, so zum Beispiel die Methode *Caquot*, jene von *Kommerell-Culmann* und schliesslich die Methode *Terzaghi*. Wie aus Bild 8 ersichtlich, ergeben diese auf einen konkreten Fall angewendeten drei Methoden so verschiedene Ergebnisse, dass wir uns veranlasst sahen, durch Modell-Versuche im Labor wie auch an Ort und Stelle feststellen zu lassen, welche dieser Methoden in unserem Falle als den Tatsachen am nächsten kommend zu betrachten sei. Wir haben die Ausführung dieser Versuche dem Laboratoire de géotechnique de l'école polytechnique de l'Université de Lausanne (EPUL) übertragen. Hierüber berichtet Prof. D. Bonnard im anschliessenden Aufsatz.

Eine weitere Studie mit dem Ziel, durch das Verfahren der Photoelastizität die Spannungen in einem Gewölbering unter Voraussetzung verschiedenartiger Druckverteilung auf seinen Umkreis festzustellen, wurde durch das Laboratoire

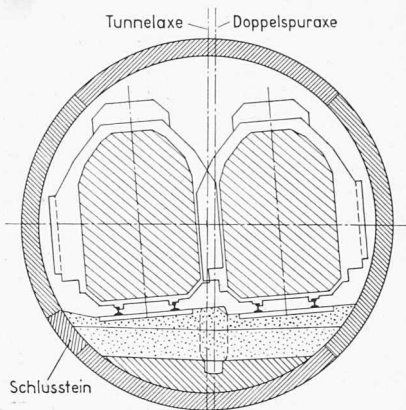


Bild 7. Normalprofil des Tunnels und Anordnung der Tübbinge, 1:200

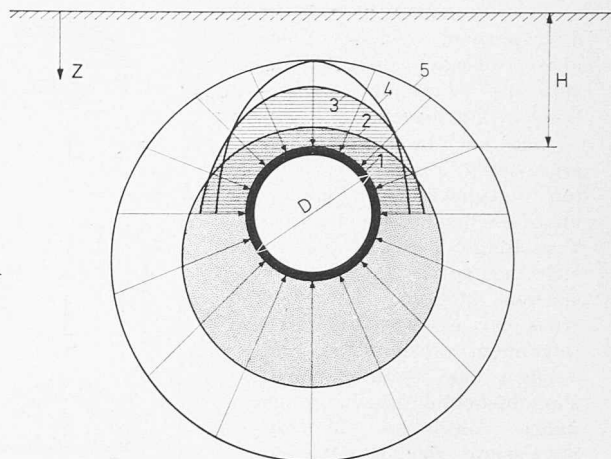


Bild 8. Kreisrunde Tunnelröhre 1, Druckverteilung nach Caquot 2, nach Terzaghi 3 und nach Kommerell-Culmann 4, sowie hydrostatische Druckverteilung 5

de statique der EPUL durchgeführt, worüber unten Prof. F. Panchaud und Dozent O.-J. Rescher Bericht erstatten.

Wir beabsichtigen zusätzlich noch Deformationsmessungen an den fertig eingebauten und belasteten Tunnelringen vorzunehmen. Die mit «Straingages» ermittelten Deformationen werden uns nachträglich erlauben, die Richtigkeit unserer Annahmen betreffend Erddruck zu überprüfen. Die Ergebnisse dieser Messungen sollen später publiziert werden.

Die Verwendung des Ergebnisses der bisher durchgeführten Studien durch den Projektverfasser wie auch die durch die Unternehmung gemachten Erfahrungen bilden Gegenstand der anschliessenden Berichte von Ing. P. Kipfer und Ing. H. Ruppanner.

Experimentelle Untersuchung des Erddruckes auf den Tunnel

Von Ing. D. Bonnard, Professor an der EPUL, und E. Recordon, Ingenieur am Geotechnischen Laboratorium der EPUL, Lausanne

1. Zweck der Untersuchung

Die Untersuchung, die dem Laboratorium für Geotechnik der EPUL übertragen worden war, bezweckte die experimentelle Bestimmung des Erddruckes auf Versuchstunnel und den Vergleich dieser Ergebnisse mit den Werten, die sich auf Grund verschiedener Theorien ergeben, um schliesslich die geeignetste Berechnungsmethode für den Donnerbühlentunnel wählen zu können.

2. Wahl der Versuchsmethoden

Zu den Grössen, welche die Berechnungen des Erddruckes beeinflussen, gehört der Winkel der inneren Reibung, die Kohäsion und das Raumgewicht des Bodens sowie ein Koeffizient, dessen Wert von den Deformationen abhängt, die während des Bauvorganges in der Ueberlagerung des Tunnels entstehen. Nehmen diese Deformationen einen beträchtlichen Umfang an, so entsteht eine Gewölbewirkung im Erdboden, und der Druck auf den Tunnel nimmt ab. Wird dagegen durch das Bauverfahren jede Deformation vermieden, so werden die Reibungskräfte im Boden nicht ausgelöst, und der Erddruck auf den Tunnel bleibt gross.

Bei einer Untersuchung, die auf Grund eines Modells durchgeführt wird, sollte man deshalb nicht nur die Eigenschaften des Bodens sehr gut kennen, sondern auch die Tunnelbauweise so genau wie möglich nachahmen.

Es besteht keine einfache Ähnlichkeit zwischen dem am Modell messbaren Erddruck und jenem auf dem wirklichen Tunnel.

In allen Erddruck-Problemen (Tragkraft von Fundamenten, Erddruck auf Stützmauern, passiver Erddruck, Stabilität von Böschungen, Druck auf Tunnelschalungen usw.) werden die Spannungen und Drücke im allgemeinen nach folgender Formel berechnet:

$$\sigma \text{ oder } p = \gamma H A + C B \text{ t/m}^2$$

Dabei bedeuten:

- γ wahrscheinliches Raumgewicht des Erdbodens in t/m^3 ,
- C Kohäsion des Erdbodens in t/m^2 ,
- H eine geometrische Abmessung der Masse,
- A und B dimensionslose Koeffizienten, im allgemeinen Funktionen des Winkels der inneren Reibung des Erdbodens und des Verhältnisses zweier Dimensionen der Erdmasse.

Zieht man ein Bauwerk in wirklicher Grösse und sein in verkleinertem Masstabe ausgeführtes Modell in Betracht, wobei die Erde des Modells jener des Bauwerkes entspricht, also γ , φ und C die gleichen Werte haben, so stellt man nach obiger Gleichung folgendes fest: 1. Das erste Glied $\gamma H A$ ist eine Spannung, die am Modell masstabgetreu wiedergegeben wird, d. h. sein Wert entspricht der wirklichen Spannung, multipliziert mit dem Verkleinerungsmasstab (γ und A haben den gleichen Wert am Modell und in wirklicher Grösse, während H masstäblich verkleinert ist). 2. Das zweite Glied, $C B$, ist nicht masstäblich verkleinert; C und B haben die gleichen Werte am Modell und in wirklicher Grösse.

Auf Grund dieser beiden Bemerkungen gelangt man zu nachstehenden Schlussfolgerungen:

1. Die Untersuchung der kohäsionslosen Masse am Modell ($C = 0$) ist einfach; die Spannungen und Drücke werden am Modell im Masstabe zur wirklichen Grösse verjüngt, wenn man beim Modell eine Erde verwendet, die jener des wirklichen Objektes entspricht.
2. Die Untersuchung der kohärenten Masse am Modell wird dadurch kompliziert, dass man, um am Modell masstäblich verkleinerte Belastungen zu haben (Ähnlichkeit der Belastungen), ein Material verwenden

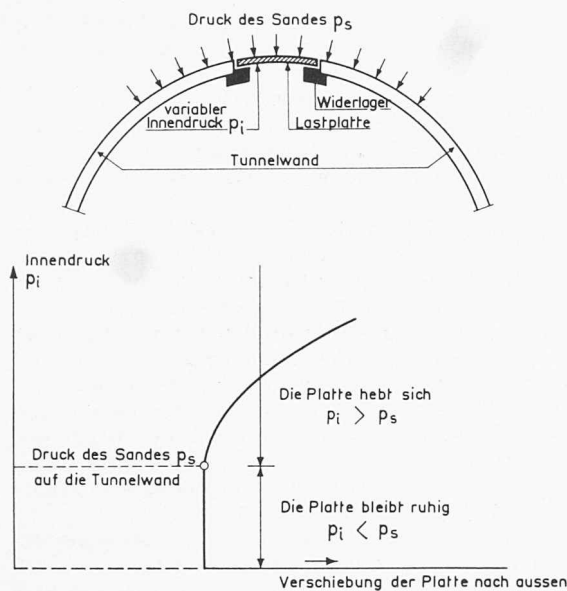


Bild 9. Prinzip der Versuche mit Belastungsplatten zur Bestimmung des Erddrucks auf den Tunnel

den müsste, dessen Kohäsion im richtigen Masstab zur Kohäsion am wirklichen Objekt stünde.

Die Erdmassen, in denen der Donnerbühlentunnel erstellt werden muss, weisen im grossen und ganzen keine Kohäsion im oberen Teil des Tunnels (Scheitel) auf, während sie im unteren Teil (Sohle) mit Kohäsion behaftet sind.

Da es nicht möglich war, ein Tunnelmodell zu erstellen, dessen Erdmasse genau der Erdmasse des wirklichen Objektes entsprochen hätte, kamen wir zum Vorschlag, die Erddrücke nach zwei verschiedenen Methoden zu erforschen. Die erste Methode bestand in Versuchen im Laboratorium, bei denen ein Rohr in kohäsionslosen, vollständig homogenen Sand getrieben wurde. Bei der zweiten Methode erfolgten die Versuche in situ, das heisst im Innern des für den Tunnel erstellten Stollens, also in siltigem Sand, dessen Kohäsion zwischen 1 und 2 t/m² variierte.

Wir versuchten in beiden Fällen zu prüfen, ob eine der Berechnungsmethoden, die man in der technischen Literatur findet, zu den gleichen Werten führt wie jene, die wir mit unseren Versuchen erzielten. Da die beiden Versuchstunnel stark verschiedene Dimensionen aufweisen, lässt sich die schliesslich gewählte Berechnungsmethode auch für den wirklichen Tunnel anwenden.

3. Grundsätzliches über die Versuchsmethoden

Grundsätzlich stimmen die Untersuchungsmethoden in situ mit jenen im Laboratorium überein. Bei den Versuchen wird ein masstäblich verkleinertes Rohr (Labor: Durchmesser 30 cm, Länge 1 m; in situ: Durchmesser 1,50 m, Länge 6 m) horizontal in die Erdmasse getrieben und der Erddruck durch Versuchsbelastungen gemessen.

Die Versuchsbelastungen erfolgen mit *Belastungsplatten*, die man ringsherum in den entsprechend hergestellten Oeffnungen der Wände der Versuchstunnel anbringt. Diese Platten sind gegen das Innere des Tunnels so verstreckt, dass sie sich unter dem äusseren Druck p_s der Erdmasse nicht nach innen verschieben können (Bild 9); dagegen können sie sich durch einen innern Druck p_i nach aussen bewegen und die Erde zusammenpressen. Vor und während des Vortriebes des Rohres werden die Belastungsplatten durch Schrauben oder Klemmbügel festgehalten, die man nach der Fertigstellung des Tunnels entfernt.

Der *Vortrieb des Rohres* in die Erdmasse erfolgt durch ein Verfahren, das weitgehend der Schildmethode entspricht, die im Donnerbühlentunnel angewendet wird. Das Rohr wird mit Schraubenwinden in den Boden getrieben und dann die Erde im Innern dieses Versuchstunnels ausgehoben. Der Vortrieb erfolgt in Etappen von nicht mehr als je einem Fünftel des Durchmessers (2 cm im Labor, 10 cm in situ).

Die *Versuchsbelastungen* werden wie folgt ausgeführt: Der Druck p_i wird nach und nach erhöht. Ist er kleiner als der Erddruck p_s , bewegt sich die Belastungsplatte nicht. Sobald der Druck p_i grösser wird als der Erddruck p_s , löst sich die Belastungsplatte von ihrer Unterlage, bewegt sich nach aussen und presst die Erdmasse zusammen. Man misst nun die Bewegungen der Belastungsplatte sowie die Drücke p_i , zieht je eine Kurve dieser Bewegungen in Funktion der Drücke p_i (Bild 9) und bestimmt an Hand dieser Kurven den Druck, dem der Beginn der Bewegung der Platte entspricht.

Der *Masstab* der Versuchsmodelle ist ungefähr 1:33 für die Anlage im Laboratorium und 1:6,7 für den Versuchstollen in situ.

4. Einrichtungen

Die Einrichtungen für die *Laboratoriums-Versuche* bestehen aus folgenden Teilen:

- a) einem würfelförmigen Sandbehälter (ungefähr 1 m Seitenlänge), dessen Boden aus einer Betonplatte, drei Seiten aus Zementsteinmauern und die vierte Seite aus einer Plexiglasplatte besteht, wobei diese, um den Vortrieb des Versuchstunnels zu ermöglichen, mit einem Loch versehen ist (Bild 10);

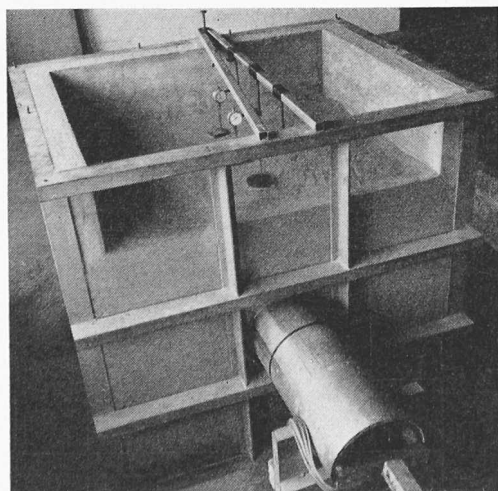


Bild 10. Der Sandbehälter während des Vortriebes des Versuchstunnels im Laboratorium

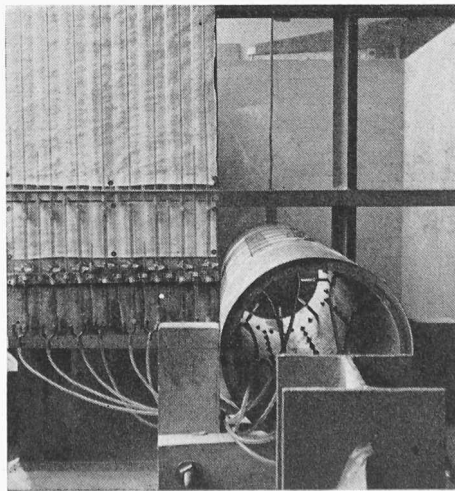


Bild 11. Versuchstunnel vor der Füllung des Behälters mit Sand. Links Piezometer-Rohre, im Vordergrund Widerlager der Schraubenwinden

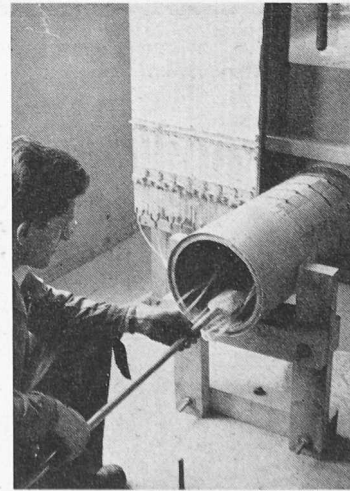


Bild 12. Sandentnahme während des Vortriebes des Versuchstunnels im Laboratorium

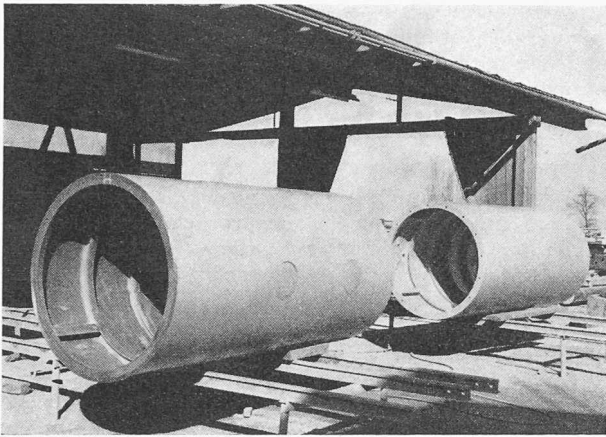


Bild 13. Die beiden Tunnelabschnitte für die Versuche in situ

- b) dem trockenen Sand (Kohäsion null, innerer Reibungswinkel 35° , Raumgewicht $1,70 \text{ t/m}^3$), womit der Behälter gefüllt wird;
- c) einem zylindrischen Rohr (30 cm Durchmesser, 1 m Länge), in das, in gleichen Abständen, rundherum 8 Öffnungen (7 cm Breite, 50 cm Länge) geschnitten wurden; unter jeder Öffnung befindet sich eine mit Wasser gefüllte Kammer, deren Oberfläche aus einer Gummimembrane besteht, die der Belastungsplatte anhaftet (Bilder 11 und 12);

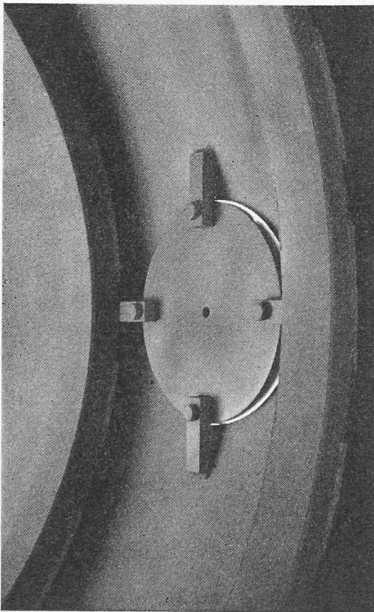


Bild 14. Eine Belastungsplatte und deren Befestigungseinrichtung

- d) einer Reihe von Piezometerrohren; jedes dieser Rohre ist durch einen Plastikschlauch mit einer der Kammern verbunden, wasermöglicht, das Wasser in der Kammer unter Druck zu setzen und damit die Belastungsplatte zu heben; die Bewegungen der Belastungsplatten werden nach dem Quantum des Wassers gemessen, das man von den Piezometerrohren in die Kammern leitet;
- e) einer 5-t-Schraubenwinde, abge-

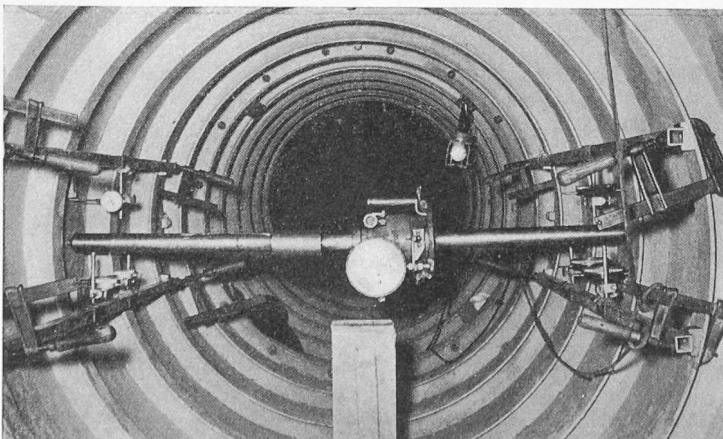


Bild 15. Schraubenwinde mit Verstrebungsstangen und Messuhren

stützt gegen ein Widerlager, das in eine Betonplatte eingelassen ist. Der Höchstdruck, um das Rohr 2 cm vorzutreiben, betrug ungefähr 3 t.

Die Laboratoriumsversuche erstreckten sich auf verschieden hohe Sandüberlagerungen des Tunnelscheitels. Jeder Versuch wurde mindestens zweimal ausgeführt.

Die Einrichtungen für die *in situ* ausgeführten Versuche bestehen aus:

- a) einem zylinderförmigen Stahlrohr, bestehend aus zwei Elementen von 3 m Länge und 1,50 m Durchmesser, die man mit Bolzen aneinander befestigen kann; das Rohr ist mit 20 gegossenen Belastungsplatten von 30 cm Durchmesser versehen, die in die Löcher, welche in der Rohrwand ausgeschnitten sind, eingepasst und dort mit Bügeln und Bolzen befestigt werden (Bilder 13 und 14);
- b) einer Vorrichtung zur Innenbelastung der Belastungsplatten; diese besteht aus einer 5-t-Schraubenwinde und zwei Verstrebungsstangen, deren kugelförmige Endstücke sich auf das Zentrum zweier gegenüberliegender Belastungsplatten stützen (Bild 15);
- c) einer Vorrichtung mit 2×3 Messuhren zur Messung der Bewegungen der Belastungsplatten (Bild 15).

Der Vortrieb des Stahlrohres erfolgte mit Hilfe von zwei hydraulischen Pressen in Schritten von je 10 cm. Zeitweise wurde dazu ein Druck von 100 t benötigt.

5. Vergleich der Versuchsergebnisse und der Berechnungen

Wir haben drei Berechnungsverfahren untersucht: die *Methode Terzaghi*, beschrieben in «Theoretische Erdbau-mechanik» auf den Seiten 76 bis 98 und 188 bis 195, die *Methode Caquot*, beschrieben in «Traité de mécanique des sols» von Caquot und Kerisel auf Seite 475, und die *Methode Kommerell-Culmann*, beschrieben in «Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk» und in den Sonderdrucken des «Bulletin Technique de la Suisse Romande» vom 20. Januar und 17. Februar 1945 (Aufsatz von Ing. J. C. Ott: «Quelques aspects du problème de la poussée sur les tunnels»).

Die Methode Kommerell-Culmann (teilweise graphisch) ermöglicht die Bestimmung der relativen Werte und deren Verteilung auf das Tunnelgewölbe, sobald man den vertikalen Scheiteldruck gewählt hat. Sie führt jedoch zu keiner ziffernmässig genauen Festlegung des vertikalen Scheiteldruckes und ist darum weniger brauchbar als die beiden andern Methoden. Wir beschränkten uns deshalb auf Vergleiche zwischen den Resultaten der Versuche und den Werten, die sich aus den Formeln von Terzaghi und von Caquot ergeben. Es seien (Bild 16):

- p_1, p_2, p_3 = bei den Versuchen ermittelter Scheiteldruck, Seitendruck und Sohlendruck;
- p_{C1} und p_{C2} = nach *Caquot* berechneter Scheitel- u. Seitendruck;
- p_{T1} und p_{T2} = nach *Terzaghi* berechneter Scheitel- u. Seitendruck;
- γH = Drücke, die sich aus dem Gewicht einer Erdschicht von Raumgewicht γ und einer Dicke H ergeben.

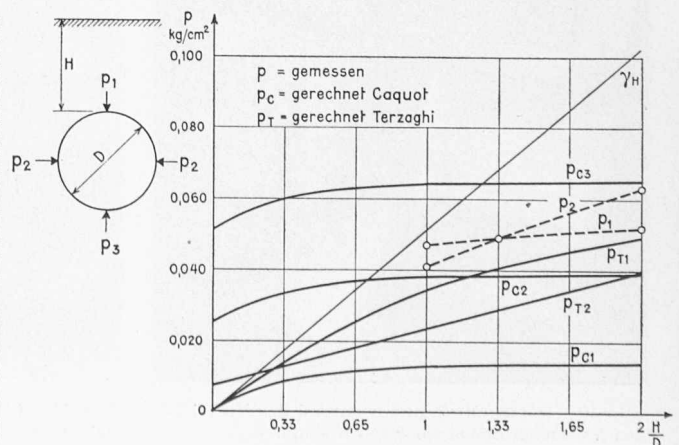


Bild 16. Vergleich zwischen den berechneten und den bei den Laboratoriumsversuchen gemessenen Radialdrücken

Tabelle 1. Hauptergebnisse der Laboratoriumsversuche und der Berechnungen

Ueberlagerung H_0 (cm)	30	40	60
H_0/D	1	1,33	2
γH_0 kg/cm ²	0,051	0,068	0,102
p_1 „	0,047	0,049	0,053
p_{T1} „	0,034	0,041	0,049
p_{C1} „	0,013	0,013	0,014
p_2 „	0,041	0,049	0,063
p_{T2} „	0,024	0,029	0,039
p_{C2} „	0,038	0,038	0,039
p_3 „	0,046	0,059	0,054
p_{C3} „	0,064	0,064	0,065

Bild 16 und Tabelle 1 zeigen:

1. Der gemessene Scheiteldruck auf den Tunnel ist ungefähr viermal grösser als jener, der sich durch die Anwendung der Theorie von Caquot ergibt; die Theorie von Terzaghi ergibt Resultate, die nur um einen kleinen Betrag unter den gemessenen Werten liegen.
2. Der Scheiteldruck liegt in der Nähe von γH_0 , wenn die Ueberlagerung H_0 kleiner ist als der Durchmesser des Tunnels; sobald die Ueberlagerung grösser ist als dieser Durchmesser, nimmt der Scheiteldruck wenig zu und nähert sich einem konstanten Wert, der in der Theorie von Terzaghi angegeben wird durch

$$p = \frac{\gamma B_1 - C}{K \operatorname{tg} \varphi}$$

was im Falle des im Laboratorium untersuchten Tunnels einem Werte von 0,060 kg/cm² entspricht.

3. Der gemessene, seitliche Horizontaldruck nimmt zu, wenn die Ueberlagerung erhöht wird, was im Gegensatz zur Theorie von Caquot steht, jedoch mit jener von Terzaghi übereinstimmt. Die gemessenen Horizontaldrucke sind grösser als jene, die sich aus der Theorie von Terzaghi ergeben; das Verhältnis ist ziemlich konstant, und zwar $p_2/p_{T2} = 1,66$; es variiert zwischen 1,50 und 1,76.

Der Unterschied zwischen den gemessenen und den berechneten Drücken erklärt sich dadurch, dass man in der Theorie, die auf Grund des Druckes auf Stützmauern aufgestellt wurde, annimmt, die innere Reibung des Bodens komme vollständig zur Wirkung, während das Vortriebsverfahren des Tunnels dies verhindert, da die Deformation der Erdmasse auf ein Minimum herabgesetzt wird.

Beim Vortrieb des Versuchstunnels *in situ* wurden in Tiefen von ungefähr 2, 4 und 6 m ungestörte Bodenproben entnommen und deren Eigenschaften im Laboratorium näher bestimmt. Man stellte dabei fest, dass es sich einestheils um tonigen Silt und andernteils um siltigen Sand handelte. Der tonige Silt, dessen Kohäsion nahe bei 2 t/m² liegt, findet sich oberhalb der linken Tunnelseite, während sich der siltige Sand geringer Kohäsion rechts unterhalb des Tunnels befindet.

Die Belastungsplatten wurden wie folgt angeordnet: 5 dem Scheitel des Tunnels entlang, 5 längs der Tunnelsohle und je 5 längs der linken und rechten Seite, auf der Höhe der Zylinderaxe.

Die durchschnittlichen Drücke, die bei den 4 Reihen von je 5 Belastungsplatten gemessen wurden, sind folgende: Obere Platten $p_1 = 0,07$, Platten links $p_2 = 0,02$, Platten rechts $p_2 = 0,16$, untere Platten $p_3 = 0,20$ kg/cm².

Wie man feststellt, sind die Drücke auf die oberen, linksseitigen Platten, die dem Druck des kohärenten tonigen Silts ausgesetzt sind, viel schwächer als die Drücke auf die untern rechtsseitigen Platten, die durch den Druck des nichtkohärenten siltigen Sandes belastet werden.

Angesichts der Heterogenität des Bodens beschränkten wir uns darauf, die vertikalen Drücke der Tunnelüberlagerung mit jenen nach den Theorien von Terzaghi und Caquot zu vergleichen. Bei einer Kohäsion von 2 t/m² führt die Formel von Terzaghi zu einem Ueberlagerungsdruck von 0,10 kg/cm², während die Formel von Caquot — 0,19 kg/cm² ergibt. Man stellt hier wiederum fest, dass die Theorie von Terzaghi Werte ergibt, die jenen, die man durch Messungen erhält, sehr nahe stehen.

6. Schlussfolgerungen

Die im Laboratorium und *in situ* durchgeführten Versuche haben es erlaubt, die Anwendung der Berechnungsmethode Terzaghi vorzuschlagen, womit der Projektierungsingenieur, unter Berücksichtigung der Bodencharakteristiken und der wirklichen Auflasten, die Drücke auf den Tunnel berechnen kann.

Da beim Donnerbühlentunnel die Höhe der Ueberlagerung kaum je den Durchmesser des Tunnels übersteigt und das Vortriebsverfahren nahezu jenem entspricht, das wir bei den Versuchen verwendet haben, gestattet die Methode von Terzaghi:

1. die ziemlich genaue Berechnung der vertikalen Scheiteldrucke nach der Formel:

$$p_{T1} = \frac{\gamma B_1 - C}{K \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - e^{-K \frac{H_0}{B_1} \operatorname{tg} \varphi} \right]$$

2. die Berechnung auch der seitlich-horizentalen Drücke auf den Tunnel nach der Formel:

$$p_{T2} = \frac{1}{2} \gamma D \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left(1 + \frac{2q}{\gamma D} \right) - C \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

vorausgesetzt, dass die dabei erzielten Werte um ungefähr 65 % erhöht werden, um dem Vortriebsverfahren und der inneren Reibung des Bodens Rechnung zu tragen.

In obigen Formeln ist:

D = Durchmesser des Tunnels [m]

H_0 = Ueberlagerungshöhe des Tunnels [m]

$B_1 = D/2 [\cos \alpha + \operatorname{tg} \alpha (1 + \sin \alpha)]$ mit $\alpha = 45^\circ - \varphi/2$

γ , φ und C = Raumgewicht, Winkel der inneren Reibung und Kohäsion [t/m³, °, t/m²]

$K = 1$

$q = \gamma H_0$ [t/m²] = Ueberlagerungsdruck

Für die Berechnung der vertikalen Belastung der Tunnelsohle konnten die Verfasser kein besonderes Verfahren vorschlagen. Wie sich aus den Versuchen ergibt, sind die Sohlendrucke etwas höher als die Scheiteldrucke. Man ginge sehr wahrscheinlich nicht weit fehl, den Scheiteldruck und das Eigengewicht der Tunnelröhre als Grundlagen für die Berechnung des Sohlendruckes anzunehmen.

Der Tunnel für die Laboratoriumsversuche wurde von der Firma Atelier de constructions métalliques Willy Beyeler, Crissier, und jener für die Versuche *in situ* von der Firma Giovanola S.A., Monthey, erstellt; den Vortrieb dieses Rohres besorgte die Bauunternehmung E. Bosshard & Co., Zürich.

Fortsetzung folgt

Zur Berechnung von Flachgründungen

DK 624.151.5.001.2

Die Bestimmung der Schnittkräfte, Normal- und Querkkräfte sowie Momente der Tragkonstruktion eines Hochbaues, eines Industriebaues oder einer Brücke geschieht heute dank der stark entwickelten baustatischen Methoden und des Modellversuches mit einer gegenüber früher unvergleichlich höheren Genauigkeit und einem bedeutend grösseren Arbeitsaufwand. Entsprechend konnten bei gleichzeitiger besserer Umschreibung und Bestimmung der wirkenden äusseren Belastungen und dank Verbesserungen der Materialqualität auch die zulässigen Materialbeanspruchungen erhöht werden. Dass dabei gelegentlich auch zu weit gegangen wird, soll hier nur angedeutet werden.

Betrachten wir demgegenüber die Art und Weise, wie die Gründungen der erwähnten Bauwerke behandelt werden, so müssen wir feststellen, dass man diese in den meisten Fällen noch so berechnet und konstruiert, wie es zu jener Zeit geschah, als auch die Aufbauten noch sehr vereinfacht untersucht wurden. Meistens begnügt man sich mit der Annahme sog. zulässiger Bodenpressungen nach Gebrauchswerten aus Handbüchern oder im günstigsten Falle ermittelt auf Grund von Bodenaufschlüssen und Sondierungen oder nur aus Rammsondierungen und deren mehr oder weniger