

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 86 (1968)
Heft: 29

Artikel: Zur Bestimmung und Verbesserung der Scherfestigkeit einiger Materialien
Autor: Zeindler, Hans
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-70080>

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: 28.04.2026

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

gegen Bruch der Wand vorhanden war. Dies ergab eine Armierung von durchschnittlich 95 kg/m^2 .

Durchführung der Fundierungsarbeiten (Bilder 5 bis 8)

Die Ausführung der Schlitzwand, die aus 28 Einzelementen bestand, wurde durch die Firma Losinger & Co AG, Bern, im April 1964 begonnen. Um die Qualität der Schlitzwand zu verbessern, schlug dieser Unternehmer vor, den Beton mittels des Colcrete-Verfahrens herzustellen. Dieses besteht darin, dass vorerst in den mit Bentonit-suspension gefüllten, fertig ausgehobenen Schlitz Steine von $6 \div 10 \text{ cm}$ Durchmesser eingefüllt werden. Dieses Steingerüst wird dann mit einem Mörtel von besonders hoher Festigkeit von unten nach oben ausinjiziert, wobei die Bentonitflüssigkeit wiederum nach oben verdrängt wird. Der Mörtel wird in Mischern von hoher Umdrehungszahl hergestellt, wobei eine innigere Durchmischung von Zement und Wasser als bei normalen Mischern erreicht wird und daher höhere Festigkeiten zu erwarten sind.

Die Schlitzwandarbeiten wurden im Oktober 1964 abgeschlossen. Qualitätsprüfungen während und nach Abschluss der Ausführung zeigten, dass die geforderte Beton-Druckfestigkeit von 300 kg/cm^2 in einigen Elementen unterschritten wurde. Ausserdem zeigte sich beim Einbau der Stahlverdübelung der Wand in den Fels und in einer Kontrollbohrung, dass die Felsoberfläche beim Aushub nicht überall erreicht worden war, sondern dass zwischen Wandunterkante und Felsoberfläche Steine vorhanden waren, die man beim Aushub als Felsoberfläche eingeschätzt hatte. Die verminderte Druckfestigkeit wurde darauf zurückgeführt, dass sich der Bentonit während dem Aushub mit dem angetroffenen

Seebodenlehm vermischt hatte und sich auf der Oberfläche des Steingerüsts absetzte, sodass die Haftung zwischen Mörtel und Steinen vermindert wurde.

Nun mussten Vorkehrungen getroffen werden, um die Sicherheit des weiteren Bauvorganges zu gewährleisten. So hat man beim Versetzen der Verdübelung am Fusspunkt der Wand im Bereich zwischen Wandunterkante und Felsoberfläche Konsolidierungs-injektionen ausgeführt. Weiter wurde zur Sicherheit gegen Hebungen in der Baugrube die Sohlenplatte mittels 12 Ankern mit einer Tragfähigkeit von je 140 t in der Felsoberfläche verankert. Die Pfählungsarbeiten im Innern der Baugrube waren im November 1964 beendet; die Verdübelungsarbeiten mit den zugehörigen Kontaktinjektionen dauerten bis im Dezember 1964. Diese Arbeiten waren der Swissboring AG übertragen.

Im Anschluss an die Fertigstellung der Pfähle konnte der Voraushub bis auf Kote 371,50 ausgeführt werden. In einer zweiten Stufe wurde mit Hilfe von Spundwänden in der mittleren Partie die Baugrube bis zur Sohle abgeteuft und die Sohlenplatte, die als äussere Wanne diente, betoniert. Sie wurde wieder hinterfüllt. In einer dritten Stufe hat man mittels Spundwänden in der Randpartie die Baugrube abgeteuft und die äussere Wanne längs dem Rand der Baugrube erstellt. Im April 1965 war die Sohlenplatte vollständig betoniert und ausgehoben. Somit war die Baugrube bereit zum Beginn der eigentlichen Maurerarbeiten.

Die beschriebenen allgemeinen Tiefbauarbeiten wurden von der Firma Losinger & Co AG, Lausanne, ausgeführt. Dabei bewährten sich alle getroffenen Anordnungen, und die Baugrube konnte ohne besondere Schwierigkeiten fertiggestellt werden. Trotz

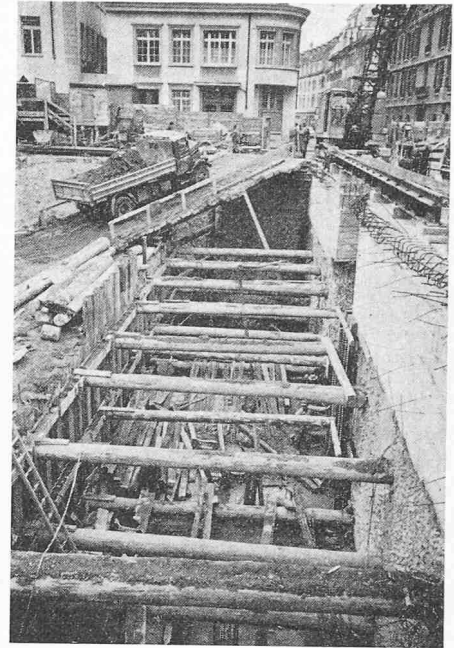


Bild 6. Fertiggestellte dritte Aushubetappe längs der Schlitzwand

des heiklen Bauvorganges ergaben sich in der Umgebung der Baugrube keinerlei Schäden noch Risse in bestehenden Bauwerken. Die wasserdichte Isolierung aus $3 \div 4$ Lagen Bitumenjutegewebeplatten dauerte bis im Juli 1965. Im Sommer 1966 war der Rohbau beendet und im Frühjahr 1967 konnte der Neubau in Betrieb genommen werden.

Adresse des Verfassers: *Andreas Wacker-nagel*, dipl. Ing., bei Gebrüder Gruner, Ingenieurbureau, 4002 Basel, Postfach.

Zur Bestimmung und Verbesserung der Scherfestigkeit einiger Materialien

DK 624.131.439.5

Von *H. Zeindler*, dipl. Ing. ETH, Geotest AG, Zollikofen BE

Kurzreferat, gehalten an der Tagung der Schweiz. Gesellschaft für Bodenmechanik und Fundationstechnik in Lausanne, 12. Mai 1967

Ing. *Cambefort* hat in seinem Aufsatz *Glissements de Terrain* (Zeitschrift «Sol-Soils», No. 15) sehr treffend bemerkt, dass die Stabilitätsberechnungen immer richtig seien. Dagegen sei ihr Ergebnis oft falsch, weil entweder die Materialkennwerte zu wenig genau bekannt seien oder aber weil die Instabilität gar nicht durch eine zu kleine Scherfestigkeit verursacht werde. Diese Problematik ist uns allen nur zu gut bekannt. Wir wissen aber auch um die praktischen Schwierigkeiten, welche oft die genaue Bestimmung der Ursachen von Böschungs-Instabilitäten verunmöglichen.

Obwohl sicher jeder Erdbaumechaniker im Zusammenhang mit Stabilitätsproblemen schon unangenehme Überraschungen erlebt hat, werden diese in schweizerischen Publikationen meist schamhaft verschwiegen. Dieses Referat will nun anhand von drei Beispielen über teilweise negative Überraschungen berichten, welche bei der Ermittlung und allfälligen Verbesserung der Scherfestigkeit auftraten. Alle Beispiele behandeln gewollte oder ungewollte Grossversuche im Massstab 1:1. Sie scheinen uns daher besonders wertvoll, da Grossversuche ja zu den zweckmässigsten Methoden für die Bestimmung der Grösse der Scherfestigkeiten gehören.

Fall 1

Bild 1 zeigt ein Querprofil durch einen Hang am Aareufer in der Nähe von Bern. Im Zusammenhang mit neuen Überbauungen versuchte man, das alte, schmale Strässchen im oberen Teil des Hanges durch Aufschüttung zu verbreitern. Sofort setzte sich die ganze darunterliegende Böschung in Bewegung. Nachdem die Schüttung eingestellt worden war, verharrte auch die Rutschmasse wieder in ihrem Gleichgewicht. Nun wurde der Geotechniker beigezogen.

Die Bodenverhältnisse erwiesen sich als sehr günstig für ihn, da mit Hilfe von Rammsondierungen die Felsoberfläche, d. h. die mutmassliche Gleitfläche direkt ermittelt werden konnte. In einem Schlitz liess sich zudem nahe dieser Gleitzone durchnässstes, tonig-siltiges Material feststellen, an welchem in der Folge triaxiale Scherversuche

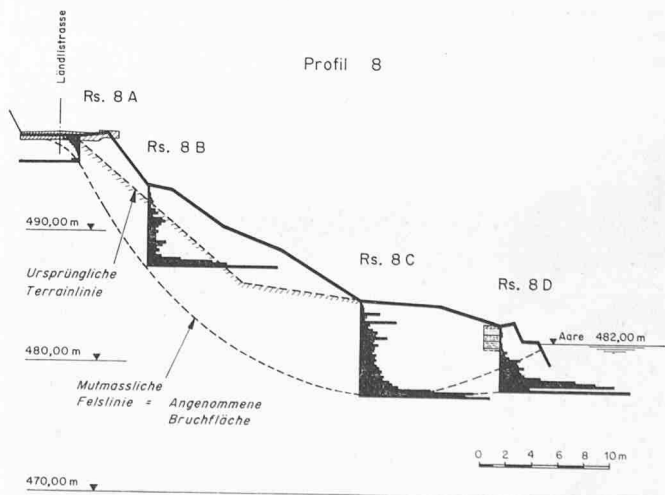


Bild 1. Rutschung Ländlistrasse. Die Schüttung zur Verbreiterung des oberliegenden Weges bewirkt das Abrutschen des Hanges

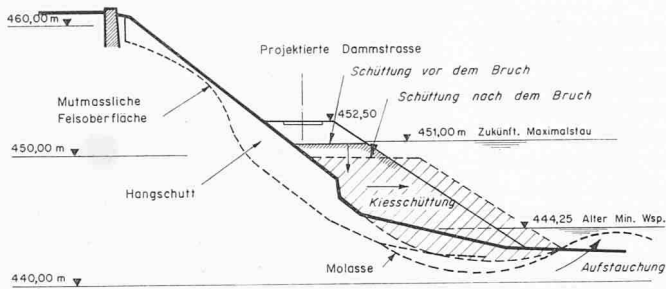


Bild 2. Aarekraftwerk Aarberg, Staugebiet. Die Schüttung der Dammstrasse quetscht weiche Molasseschichten aus

durchgeführt werden konnten. Die Stabilitätsrechnung nach Fellenius mit der ermittelten Scherfestigkeit ergab einen Sicherheitsgrad von 1,07 für den ursprünglichen Geländeverlauf. Die im Labor ermittelte Scherfestigkeit durfte damit als verifiziert gelten und konnte als Grundlage für die Beurteilung der in Frage kommenden baulichen Massnahmen, wie Fussvorlast usw., dienen.

In diesem sehr einfachen, fast schulbuchmässigen Fall war es also möglich, die Scherfestigkeit mit den allgemein üblichen Versuchsmethoden zu bestimmen und dann rechnerisch nachzuprüfen. Überraschend war dabei die gute Übereinstimmung von Theorie und Praxis.

Fall 2

Bild 2 zeigt Verhältnisse, die ebenso einfach aussahen wie im ersten Fall. Im Stauraum eines Aarekraftwerkes war an einem Steilhang eine Strasse anzuschütten. Die Stabilität wurde vorgängig abgeklärt, indem mit Rammsondierungen die Felsoberfläche ermittelt und mittels Schürfungen und Laborversuchen die Materialeigenschaften des feinkörnigen Hangschutttes bestimmt wurden. Als die Schüttung bis auf 2 m an die Sollkote herangekommen war, setzte sie sich plötzlich um rund 1 m. Anschliessend bewegte sich der Böschungsfuss um rund 1 m flusswärts. In der Flusssohle wurden Molasseschollen hochgedrückt.

Ursache: Die Molasse – Sandstein und Mergel – wies knapp unter ihrer Oberfläche aufgeweichte Schichten auf, welche unter der Auflast der Schüttung nachgaben und flusswärts ausgepresst wurden. Dieser Tragfähigkeitsbruch verursachte dann noch einen Scherbruch im feinkörnigen Hangmaterial unter der Kiesschüttung. Das Ergebnis wird durch Bild 3 illustriert.

Die Überraschung bestand in diesem Fall darin, dass sich die Stabilität dieser Schüttung nachträglich als felsmechanisches Problem erwies. Die Bestimmung der Scherfestigkeit im Lockermaterial genügt demnach nicht in allen Fällen.

Bild 3. Aarekraftwerk Aarberg, Staugebiet. Links oben ist die Horizontalverschiebung der Rutschmasse erkennbar. Die Insel im Fluss, auf welcher die Personen stehen, wurde aufgestaut

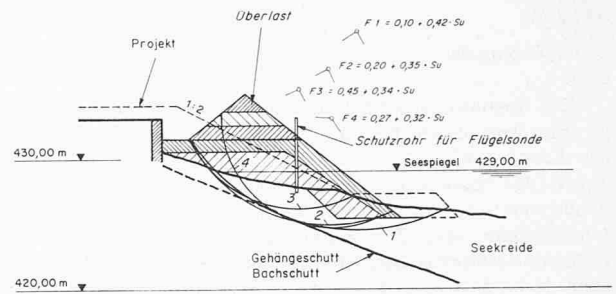
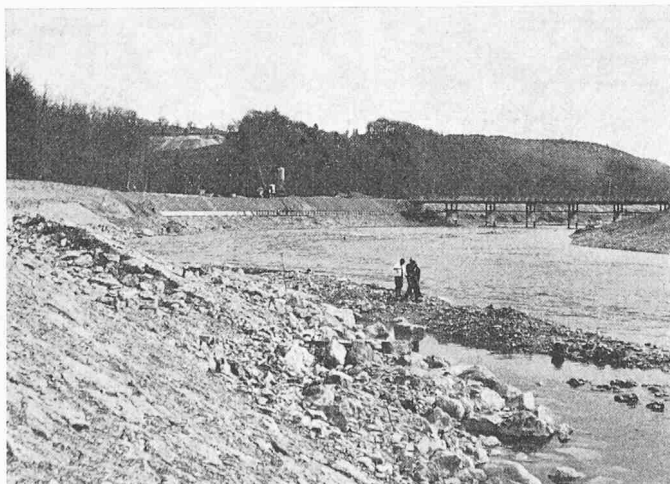


Bild 4. N 5, Bielerseestrasse. Eine Versuchsschüttung mit steiler Böschung soll die Messung der Scherfestigkeitszunahme infolge Konsolidation der Seekreide ermöglichen. Die Messung erfolgt mit Hilfe der Flügelsonde

Fall 3

Zwingen äussere Gründe dazu, eine Schüttung über Material zu führen, dessen Scherfestigkeit zu klein ist, so muss dieses irgendwie konsolidiert werden. In gewissen Fällen ist es möglich, durch Vorbelastung nicht nur Setzungen vorwegzunehmen, sondern auch die Scherfestigkeit zu erhöhen. Im Jahre 1967 waren unter der Leitung von Prof. Dr. R. Haefeli Grossversuche für ein solches Vorgehen (Bild 4) an der N 5 bei Tüscherz im Gange. Längs dem Bielersee sind an mehreren Stellen Dammschüttungen auf Seekreide zu erstellen. Diese hat im Mittel eine undrainierte Scherfestigkeit von 1,06 t/m². Für diesen Wert ergaben die Stabilitätsberechnungen für die projektierten Schüttungen Sicherheitsgrade von 0,70 bis 1,12. Das Projekt wäre also nicht durchführbar gewesen.

Vorversuche haben aber gezeigt, dass eine Erhöhung der Scherfestigkeit durch Kompression möglich ist. Es stellten sich nun die folgenden Fragen: Kann die Scherfestigkeit durch Konsolidation der Seekreide so weit vergrössert werden, dass die Stabilität der Schüttung gewährleistet ist? Spielt die Progressivität des Bruches eine Rolle?

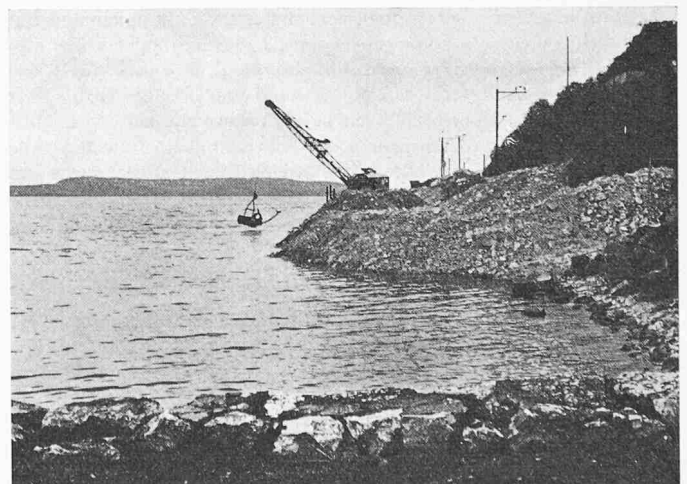
Der Versuch wurde wie folgt angelegt: Eine Versuchsschüttung wurde stufenweise erstellt, wobei der rechnerische Sicherheitsgrad stets bei rund 1,20 liegen sollte, damit der Einfluss der Progressivität beurteilt werden konnte. Die undrainierte Scherfestigkeit der Seekreide wurde während dem Versuch mittels Drehflügelsondierungen laufend gemessen (eingebaute 4"-Rohre).

Es zeigte sich, dass nach einer Schüttung von 2,0 m die undrainierte Scherfestigkeit innerhalb einer Woche um 80% anstieg. Während der restlichen Schüttphasen war der Anstieg wesentlich kleiner. Die Gesamtzunahme bis zum Versuchsende betrug rund 100%. Für die einzelnen Schüttetappen betragen die Totalsicherheiten auf Grund der Anfangsscherfestigkeit S_u der Seekreide (0,106 kg/cm²):

nach 2. Phase: $F = 1,22$ nach 4. Phase: $F = 1,24$
 nach 6. Phase: $F = 0,93$ nach 8. Phase: $F = 0,81$

(ungerade Etappen → Fussvorlast infolge Materialzuführung).

Bild 5. N 5, Bielerseestrasse. Ansicht des Versuchsdammes von Nordosten, während der Aufschüttung



Es war vorgesehen, am Ende des Versuches die Schüttung bis zum Bruch zu belasten. Dies gelang aber nicht, hauptsächlich wegen des grossen Anstieges der undrainierten Scherfestigkeit der Seekreide. Auf Grund der sorgfältig aufgenommenen Geometrie der Schüttung und der während des Versuches gemessenen Scherfestigkeit wurde nach Bishop die Stabilität der Versuchsschüttung zu 0,97 ermittelt. Unter Mitberücksichtigung der Seitenreibung erhöhte sich die Sicherheit bis auf 1,13. In der Versuchsperiode wurden Setzungen gemessen, welche der vorausgerechneten Grösse entsprachen. Horizontalverschiebungen konnten nicht festgestellt werden (Bilder 5 und 6).

Der Grossversuch zeigte:

- dass bei vorsichtiger, etappenweiser Aufschüttung mit einer überraschend grossen Erhöhung der undrainierten Scherfestigkeit gerechnet werden kann.
- dass die Progressivität in der Seekreide nur wenig gefährlich ist und
- dass die Seitenreibung der Gleitmassen bei örtlich begrenzten Instabilitäten einen relativ grossen Einfluss hat.

Adresse des Verfassers: *Hans Zeindler*, dipl. Ing., Geotest AG, 3052 Zollikofen, Birkenstrasse 15.

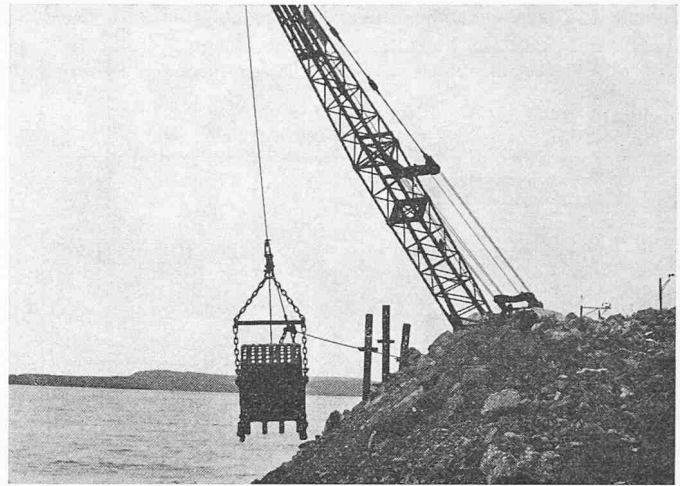


Bild 6. N 5, Bielerseeestrasse. Das Material wird mit Klappschiff antransportiert und vom Bagger aus dem Wasser gehoben. In Bildmitte drei Schutzrohre für die Einführung der Flügelsonde

Sprengversuche an Betonplatten

DK 624.073:624.012.4:662.21

Von **Jean-D. Robert**, dipl. Ing. ETH, SIA, Bern

Die Autobahn N 6 Bern-Oberland umfährt die Stadt Thun auf der Westseite. Obschon verschiedene Trasse-Varianten untersucht wurden, war der Waffenplatz Thun nicht zu umgehen. Das zur Ausführung gelangende Projekt verläuft in nordsüdlicher Richtung mitten durch die Allmend. Der Waffenplatz Thun, zu dem die Allmend gehört, ist jedoch einer der wichtigsten Waffenplätze der Schweiz, und eine Einschränkung des Militärbetriebes wäre undenkbar; ebenso wenig ist an eine Verlegung des Platzes zu denken.

Es wurde deshalb verlangt, dass die Autobahn in einem rund 1 km langen Tunnel unter dem Waffenplatz hindurchgeführt wird. Der Tunnel muss so bemessen werden, dass der Panzerbetrieb wie bis anhin weitergeführt werden kann, und zwar sowohl auf der Panzerpiste rings um die Allmend wie auf der Allmend selber. Eine zweite Bedingung für die Dimensionierung bildeten die Schiessversuche. Die Sektion für Schiessversuche prüft laufend die von der Eidg. Munitionsfabrik in Thun fabrizierte Munition und führt Versuche mit anderen Munitionen und Waffen der Armee durch. Zum Schiesspolygon gehören grosse Messinstallationen und Übermittlungseinrichtungen. Eingehende Studien haben gezeigt, dass es weder wirtschaftlich noch technisch möglich wäre, diesen Schiessplatz zu verlegen oder gar auf ihn zu verzichten. Die Schusslinie geht mitten durch die Allmend hindurch, wobei Kaliber bis 15 cm in Stellung gebracht werden. Für den Tunnel war jedoch nur die Minenwerfermunition mit Verzögerungszündern kritisch (Kaliber 8,1 cm), weil bei dieser Waffe auf kurze Distanz praktisch senkrechte Einschüsse möglich sind.

Ziel der Versuche

Bei den Vorbesprechungen war vom Militärdepartement verlangt worden, dass die Tunneldecke eine Stärke von 50 cm armiertem Beton aufweisen müsse. Das Vorprojekt beruhte auf diesem Richtwert und bestand aus einem Doppelrahmen von 2 x 10,5 m Spannweite. Eingehende Untersuchungen zeigten jedoch bald, dass wirtschaftlichere Lösungen möglich wären, insbesondere in Form von

Doppelgewölben und vorfabrizierten Deckenelementen. Für den ersten Fall lag die wirtschaftlich und konstruktiv vertretbare Stärke bei bloss 30 cm armiertem Beton, im zweiten Fall mussten Hohlplatten oder Rippenplatten in Betracht gezogen werden.

Das Ziel der Sprengversuche war:

1. Die Forderung des Militärdepartementes nach einer Stärke von 50 cm armiertem Beton zu überprüfen.
2. Festzustellen, ob nicht auch geringere Stärken zulässig wären, wobei dem Problem des Absplitters von Beton auf der Unterseite besondere Beachtung zu schenken war.
3. Die Eignung von Hohlplatten bzw. Rippenplatten zu überprüfen.
4. Festzustellen, ob eine grössere Kiesüberdeckung anzustreben sei.

Die Eindringtiefe der Geschosse ist aus der Erfahrung bekannt und beträgt 100 bis 120 cm.

Massgebend für die Beurteilung sollte die Sicherheit der Tunnelbenützer sein, obschon die Unfallgefahr in der Schiesszone ausserordentlich gering ist und vermutlich kaum die normale Unfallwahrscheinlichkeit auf einem Kilometer Autobahn übersteigt. Allfällige Schäden am Bauwerk selber (Risse, Beschädigungen auf der Oberseite usw.) sind von untergeordneter Bedeutung, da der Tunnel von oben her mit geringem Aufwand jederzeit wieder geflickt werden kann.

Versuchsordnung

1. *Platten* (siehe auch Tabelle 1). Die Abmessungen der Platten betragen durchwegs 150 x 150 cm. Es wurden untersucht: a) Vollplatten von 20 bis 50 cm Stärke mit verschiedenen Armierungen.

Platte A nach der Sprengung

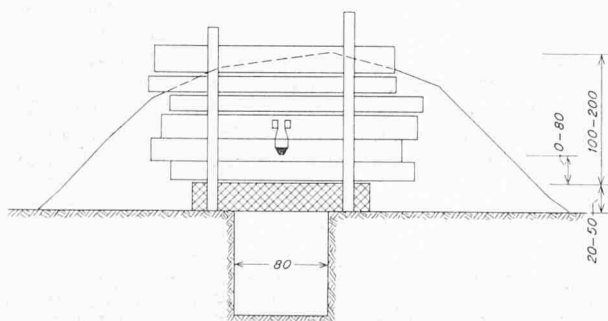
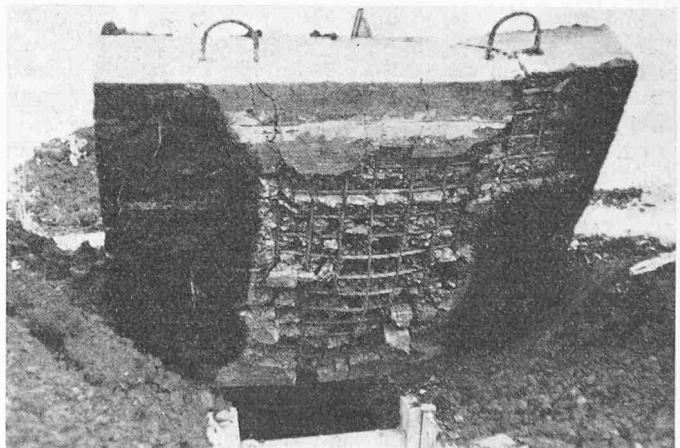


Bild 1. Versuchsordnung