

Sprengversuche an Betonplatten

Autor(en): **Robert, Jean-Denis**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **86 (1968)**

Heft 29

PDF erstellt am: **23.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-70081>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

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.

Sprengversuche an Betonplatten

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 × 10,5 m Spannweite. Eingehende Untersuchungen zeigten jedoch bald, dass wirtschaftlichere Lösungen möglich wären, insbesondere in Form von

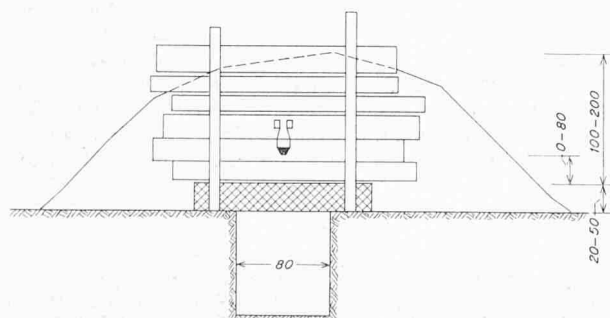


Bild 1. Versuchsanordnung

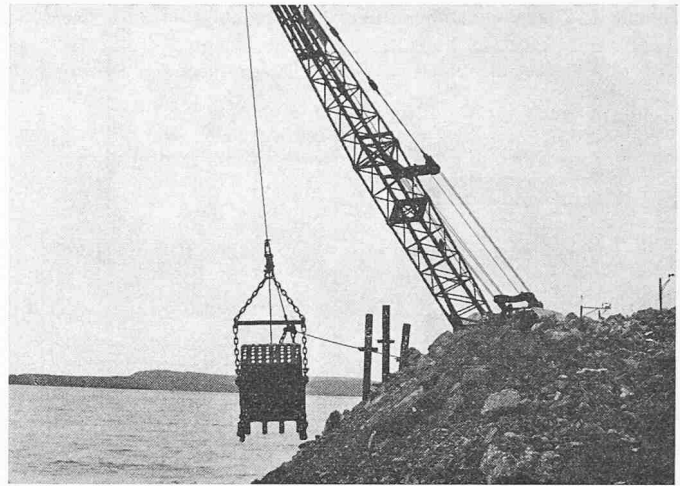


Bild 6. N 5, Bielerseestrasse. Das Material wird mit Klappschiff antransportiert und vom Bagger aus dem Wasser gehoben. In Bildmitte drei Schutzrohre für die Einführung der Flügelsonde

DK 624.073:624.012.4:662.21

Doppelgewölben und vorgefabrizierten 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.

Versuchsanordnung

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

Platte A nach der Sprengung

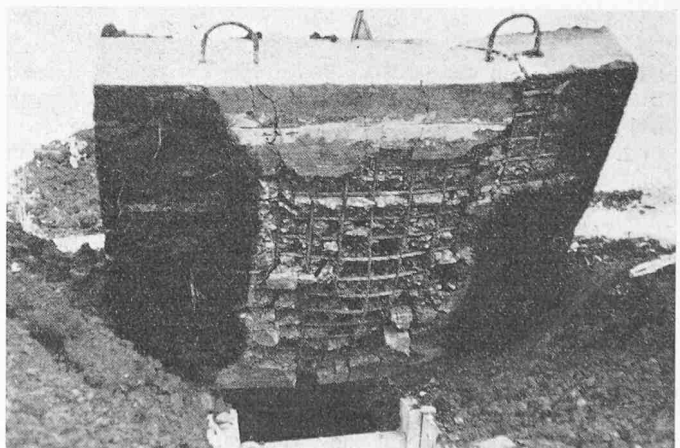


Tabelle 1. Zusammenstellung über die ausgeführten Sprengversuche

Nr.	Deckenquerschnitt	Dimensionierung					Beton-Dos.	Alter Tage	Armierung				Geschoss-höhe	Über-deckung cm	Ergebnis
		d cm	d' cm	d'' cm	d''' cm	a			quer oben	längs oben	quer unten	längs unten			
A		20	—	—	—	—	HP C 350	31	∅ 8 a = 10	∅ 12 a = 10	∅ 12 a = 10	∅ 8 a = 10	Direkt auf Platte	100	gr. Schäden m. Splintern
B		20	—	—	—	—	HP C 350	31	∅ 10 a = 15	∅ 14 a = 15	∅ 14 a = 15	∅ 10 a = 15	Direkt auf Platte	100	gr. Schäden m. Splintern
C		25	—	—	—	—	HP C 350	35	Armierung oben und unten Netz 100/100/4.5				Direkt auf Platte	100	gr. Schäden m. Splintern
D		50	—	—	—	—	HP C 350	35	Armierung oben und unten Netz 100/100/4.5				Direkt auf Platte	100	gr. Schäden
1		20	—	—	—	—	HP C 350	21	∅ 10,12 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 10,12 a = 10	80	200	gut
2		20	—	—	—	—	HP C 350	21	∅ 10,12 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 10,12 a = 10	30	150	gut
3		50	10	30	—	—	HP C 350	21	∅ 10,12 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 10,12 a = 10	30	150	obere Platte gr. Schäden untere Platte gut
4		50	10	30	—	—	HP C 350	21	∅ 10,12 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 10,12 a = 10	Direkt auf Platte	100	obere Platte gr. Schäden untere Platte kl. Schäden
5		50	—	—	—	—	HP C 350	21	∅ 10,12 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 10,12 a = 10	Direkt auf Platte	100	gut
6		50	10	—	40	—	HP C 350	21	∅ 10 a = 10	∅ 16	∅ 9 a = 10	∅ 10,12 a = 10	30	150	gr. Schäden
7		50	10	—	40	—	HP C 350	21	∅ 10 a = 10	∅ 10	∅ 9 a = 10	∅ 10,12 a = 10	30	150	gr. Schäden
8		50	15	30	—	—	HP C 350	21	∅ 10,12 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 9 a = 10	∅ 10,12 a = 10	Direkt auf Platte	100	gr. Schäden m. Splintern
9		6 ⁶	—	—	—	—	—	—	Blechstärke 7 mm				30	150	gut
10		6 ⁶	—	—	—	—	—	—	Blechstärke 7 mm				80	200	gut
11		6 ⁶	—	—	—	—	—	—	Blechstärke 7 mm				Direkt auf Platte	40	gr. Schäden

b) Hohlplatten mit verschiedenen Stärken der oberen bzw. unteren Platte. c) Rippenplatten mit 2 und 3 Rippen pro 150 cm. d) Armco-Stahl-Wellblechplatten von 7 mm Stärke.

2. *Verdämmung.* Diese betrug im Minimum 1 m und im Maximum 2 m. Das Kies wurde lose geschüttet und zweiseitig durch Bretter am Plattenrand vertikal gestützt.

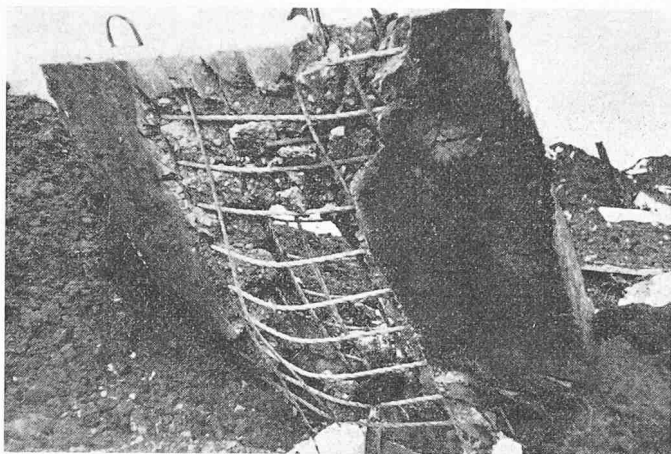
3. *Auflagerung.* Die Platten wurden durchwegs über einen Graben von 70 bis 80 cm Breite frei auf Humus aufgelagert, denn man wollte nur die lokale Wirkung der Sprengladung untersuchen.

4. *Munition.* Jede Platte wurde mit einem 8,1 cm Minenwerfergeschoss (Wurfgranate) gesprengt. Das Geschoss stand senkrecht zur Platte mit Spitze auf Platte oder in 30 bzw. 80 cm Höhe im Kies eingebettet. Die Zündung erfolgte mit elektrischen Zündkapseln. Das Geschossgewicht betrug 3,37 kg mit einer Trotylladung von 550 g. Die Versuchsanordnung ist auf Bild 1 zu sehen.

5. *Durchführung.* Die Versuche wurden vom Ingenieurbureau Bächtold, Robert & Co. in Bern vorbereitet und fanden am 30. November 1966 und 10. Oktober 1967 auf dem Schiessgelände der Thuner Allmend statt. Für die Durchführung der Versuche war die Sektion für Schiessversuche unter der Leitung von Oberst Stutz verantwortlich. Die örtliche Leitung übernahm Herr Betschmann. Die Platten waren von der Firma Kanderkies in Thun hergestellt worden, die Armcobleche wurden von der Firma Dr. Koenig in Dietikon (Zürich) geliefert.

Ergebnisse

Platte A. 1 m² der Untersicht bis zur Armierung in kleinen bis mittleren Splintern (∅ 3 cm) weggesprengt. Platte mehrfach gespalten. Armierung intakt, aber stark verbogen. Durchbiegung der Platte rund 5 cm.



Platte B nach der Sprengung

Platte B. Vollständig durchgeschlagen. Auf einen Durchmesser von rund 40 cm Splitter bis zu 10 cm $\varnothing$. Armierung teilweise weggeschlagen und gebogen, aber intakt. Auf Untersicht Splitter zusätzlich trichterförmig weggeschlagen. Durchbiegung der Platte rund 10 cm.

Platte C. Vollständig durchgeschlagen auf einen Durchmesser von rund 50 cm. Splitter bis rund 10 cm $\varnothing$. Armierung stark verbogen und teilweise weggeschlagen. Aus den Randgebieten des Loches sind etwas weniger Splitter aus der Untersicht weggeschlagen worden als bei Platte B. Durchbiegung der Platte rund 25 cm.

Platte D. War irrtümlicherweise gleich armiert worden wie Platte C, weshalb der Versuch wiederholt wurde, vgl. Platte 5. Die Platte wurde gevierteilt und die Armierung verrissen. Es gab aber keine Splitter.

Platte 1. Keine sichtbaren Risse oder gar Splitter, keine messbare Verformung.

Platte 2. Parallel zum Graben in Plattenmitte ein 2-mm-Riss, ferner Haarrisse sternförmig vom Zentrum her. Keine Splitterablösung. Verformung 0,5 bis 1 cm. Auf der obern Seite der Platte lässt sich nichts feststellen.

Platte 3. Obere Platte mit Schubbrüchen abgerissen (hängt nur noch an Armierung). Grössere Betonbrocken sind auf die untere Platte geworfen worden, die obere Platte ist allgemein arg mitgenommen und weist Risse von 5 bis 10 mm Stärke auf. Die Verformung der oberen Platte beträgt 3 cm. Die Armierung ist nicht gerissen, hat aber keine Betonhaftung mehr. Die untere Platte ist dagegen praktisch intakt; sie zeigt nur Haarrisse und keine nennenswerte Verformung. Es wurden keine Splitter abgelöst. In den Stegen findet man vertikale Haarrisse.

Platte 4. Die obere Platte ist vollständig zertrümmert worden, und die Einschläge der Splitter sind in der unteren Platte zu beobachten. Die Armierung ist ausgerissen und stark verbogen, ohne gebrochen zu sein. Die untere Platte ist oben und unten gerissen (rund alle 5 cm ein 3 bis 5 mm starker Riss). Auch die Stege weisen Risse



Platte D nach der Sprengung

von 0,5 mm Stärke auf. Die Verformung der unteren Platte beträgt 2 bis 3 cm.

Platte 5. Auf der oberen Seite findet man einen Explosionskrater $\varnothing$ 6 cm und rund 3 cm tief. Die Platte ist kaum gerissen, sie weist nur einen 0,3 mm Riss in Grabenrichtung auf. Ferner sind sternförmig angeordnete Haarrisse zu beobachten. Es wurden keine Splitter abgelöst. Verformung praktisch gleich Null.

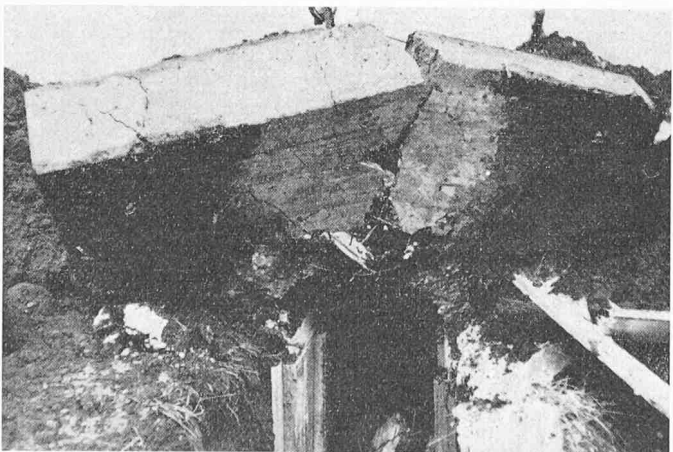
Platte 6. Die Explosion hat eine starke Verdrehung der Rippen bewirkt (rund 10°), was zu grossen Rissen in der Platte führte (bis 10 mm). Der Verbund zwischen Rippen und Platte wurde mehr oder weniger gelöst. Splitter wurden keine abgelöst.

Platte 7. Grundsätzlich gleiches Verhalten wie 6, mit kleineren Verdrehungen der Rippen, aber grösserer Durchbiegung von rund

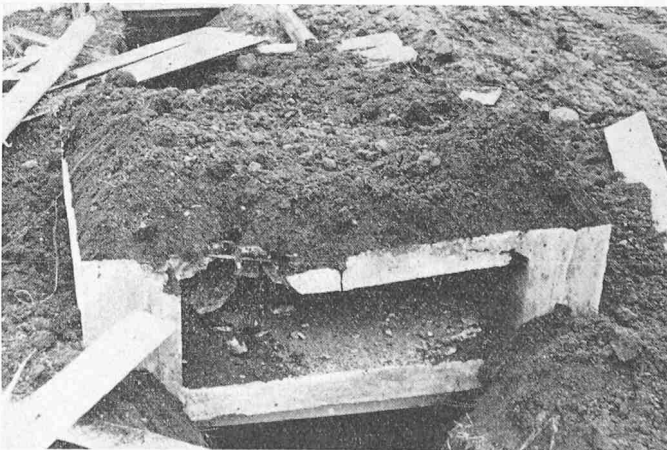


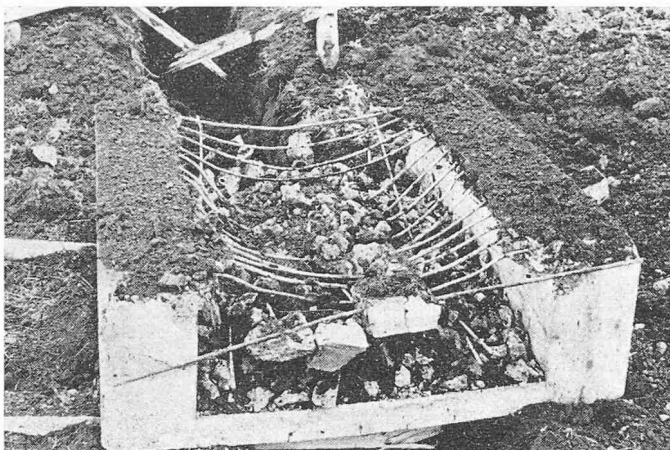
Platte 2 nach der Sprengung

Platte C nach der Sprengung



Platte 3 nach der Sprengung





Platte 4 nach der Sprengung

1 cm. Die Mittelrippe hat wie ein Stempel gewirkt und die Platte auf Schub zerrissen, während die äusseren Rippen mehr durch Drehung wirkten.

Platte 8. Grundsätzlich gleiches Verhalten wie Platte 4, jedoch mit grösseren Schäden an der unteren Platte, die stark eingedrückt wurde (rund 5 cm) und zahlreiche grobe Risse (bis 10 mm) aufweist. Die Rippen sind gegeneinander verdreht und vertikal gerissen (rund 1,5 mm breit).

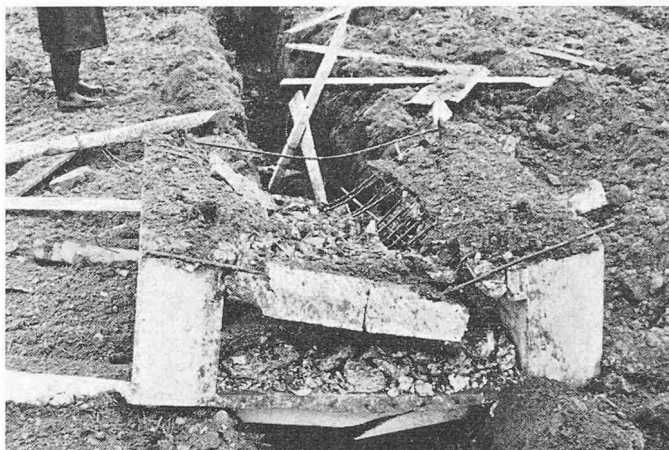
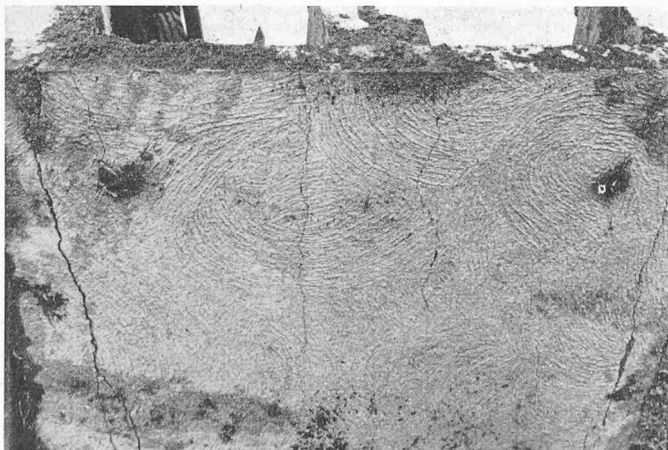
Platten 9 und 10. Keine sichtbaren Verformungen der Platten.

Platte 11. Grosses Loch von 50 cm Ø mit einigen Splitterablösungen. Starke plastische Verformung des Bleches in der Umgebung des Loches.



Platte 6 nach der Sprengung

Platte 7 nach der Sprengung



Platte 8 nach der Sprengung

Berechnung des Zerstörungsradius

Nach Bêlidor, Handbuch der Waffenwirkungen, Seite 159:

$$R_z = \sqrt[3]{\frac{L}{g d k}} \quad R_e = 1,4 R_z$$

R_z = Zerstörungsradius in m

R_e = Erschütterungsradius in m

L = Ladungsgewicht in kg

$L = 0,55 \text{ kg}$

g = Materialkonstante

$g = 10$

d = Verdämmungskoeffizient

$d = 5$

k = Sprengstoffkoeffizient

$k = 1$

$$R_z = \sqrt[3]{\frac{0,55}{50}} =$$

$R_z = 22,3 \text{ cm}$

$R_e = 1,4 \cdot 22,3$

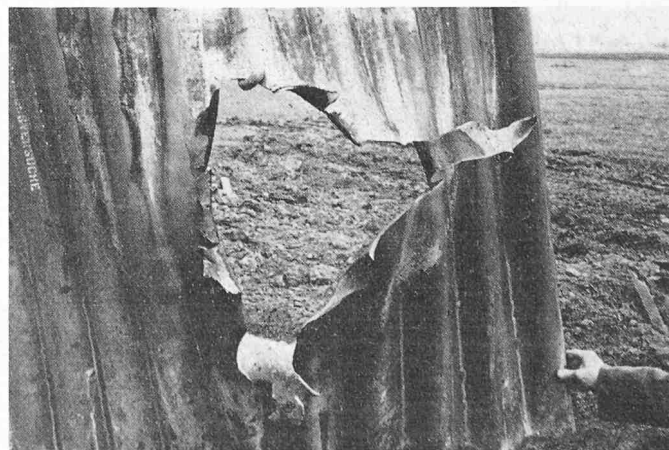
$R_e = 31,2 \text{ cm}$

Schlussfolgerungen

1. *Geschoss direkt auf Platte.* Wenn das Geschoss direkt auf der Platte explodiert, ist eine Mindeststärke von 40 bis 50 cm erforderlich. Die entstehenden Risse sind tolerierbar, und es entstehen keine gefährlichen Verschiebungen. Es werden auf der Unterseite keine Betonsplitter abgelöst, die geschossartig in das Tunnelinnere vordringen könnten.

2. *Sprengpunkt 30 cm hoch.* Bei Armco-Wellblechplatten und bei massiven, stark armierten 20-cm-Platten genügt eine Zwischenschicht von rund 30 cm Kies, um die Sicherheit der Tunnelinsassen ganz zu

Platte 11 nach der Sprengung



gewährleisten. Die Schäden können etwas bedeutender sein als bei dicken Platten, weil grössere elastische und plastische Verformungen zu erwarten sind. Immerhin werden keine Splitter auf der Tunnelinnenseite abgelöst. Um den Sprengpunkt in einer Höhe von 30 cm zu gewährleisten, muss die Gesamtüberdeckung mindestens 150 cm Kies betragen.

3. *Hohldecken und Rippendecken.* Hohldecken und Rippendecken scheinen weniger widerstandsfähig zu sein, weil sich meist ein Drehmechanismus entwickelt, der sich auf die untere Platte nachteilig auswirkt. Vermutlich fällt aus diesem Grunde der Versuch Platte 3 günstiger aus als der Versuch Platte 8 mit der stärkeren oberen Platte. Auch dort, wo die Sicherheit der Tunnelinsassen nicht eigentlich gefährdet und nur die obere Platte zerstört wird, sind die Beschädigungen doch so gross, dass sie nicht mit einfachen Mitteln behoben werden können. Bei diesen Platten muss eine Mindestüber-

deckung von 200 cm gefordert werden, womit der Sprengpunkt auf rund 80 bis 100 cm über die Platte zu liegen käme.

4. *Armierung.* Eine engmaschige, relativ starke Armierung oben und unten wirkt dem Durchschlagen günstig entgegen. Gegen die Splitterablösung dürfte ein engmaschiges Netz unter der statischen Armierung sehr günstig sein. Unter Umständen käme auch eine Blechverkleidung (Holorib) in Frage.

Die wirtschaftlichste Lösung, die auf Grund der Sprengversuche zur Ausführung kommt, ist ein Doppelbogen mit einer Stärke von 30 cm und einer Überdeckung von 150 cm Kies. Der vierspurige, richtungstrennte Doppeltunnel mit einer Länge von 950 m wird im Rohbau weniger als 5 Mio Fr. kosten. Diese Lösung wurde möglich dank der sorgfältig durchgeführten Abklärung der Sicherheitsfragen.

Adresse des Verfassers: Jean-Denis Robert, dipl. Bau-Ing., in Ingenieurbureau Bächtold, Robert & Co., Giacomettistrasse 15, 3000 Bern.

Vom Bau der Metro in Rotterdam

DK 625.4

Die holländische Zeitschrift «De Ingenieur», 's-Gravenhage, legte am 9. Februar 1968 eine «Metronummer» vor. Diese enthält eingehende, reich illustrierte Berichte über verkehrs- und bautechnische Studien und Erfahrungen von ir. G. Plantema, über die elektrische Ausrüstung der Metrozüge von dr. ir. F. F. Bruijning, den elektrischen Betrieb von ir. I. C. D. van Altenburg, sowie eingehende statische und konstruktive Untersuchungen von Metro-Hochbahn-Varianten als Ausblick auf weitere Entwicklungsmöglichkeiten unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten von ir. A. I. Chr. Dekker. Aus dem äusserst reichen, hochaktuellen Inhalt greifen wir im folgenden einige Mitteilungen heraus. Zugleich danken wir der Zeitschrift für die Erlaubnis zur Verwendung ihrer Bildunterlagen.

Die 1960 bis 1967 erbaute, im Februar 1968 in Betrieb genommene, 6 km lange erste Metro-Linie (Bild 1) verbindet den Hauptbahnhof im Zentrum der am Nordufer der Maas gelegenen, die City umschliessenden Stadt mit den ausgedehnten Wohnzonen und Hafengebieten von Rotterdam-Süd. Sie wird die zentrale Achse eines allseits ausstrahlenden, städtischen und regionalen Schnellverkehrsnetzes bilden, dessen Ausbau der weiteren Entwicklung der Bevölkerung und des Verkehrs folgen wird.

Rotterdam, Nord und Süd, zählt heute 750 000 Einwohner, einschliesslich der rechtsufrig sich stromabwärts anschliessenden Städte Schiedam und Vlaardingen aber 900 000. Im Osten ist für die weitere Entwicklung eine selbständige Wohnstadt Rotterdam-Ost für 200 000 Einwohner geplant. Im Südwesten liegt ein in intensivster Entwicklung stehendes, ausgedehntes Hafen-, Industrie- und Wohngebiet.

Der Verkehr quer zum Fluss ist besonders ausgesprochen. Hierfür wurde die Prognose für den öffentlichen Verkehr in einer Richtung in der Spitzenstunde für 1980 errechnet zu 4000 Personen je Viertelstunde bei schönem Wetter und 5000 bei schlechtem Wetter. Weiterhin wurde in Betracht gezogen, dass bei zunehmender Überlastung des Stadtzentrums sich ein Übergang zum öffentlichen Verkehrsmittel entwickeln wird, sofern dasselbe die erforderliche Leistungsfähigkeit sicherstellt. Diese kann für die Metro sehr weit gesteigert werden: bei 30 Zügen je Stunde und Richtung zu 1100 Passagieren ergibt sich eine Leistung von 33 000 Personen je Stunde.

Die eingehend durchgeführte Untersuchung der Betriebskosten zeigte, dass diese für Metrozüge um eine Million Gulden tiefer liegen als für Strassenbahnmateriale (1958). Durch diese auf das sorgfältigste durchgeführten Untersuchungen gelangten die zuständigen Behörden (1960) zur Schlussfolgerung, dass die Metro verkehrstechnisch wie wirtschaftlich die richtige Lösung ist für die durch die ausserordentliche Verkehrssteigerung und Durchquerung des in zunehmender Entwicklung stehenden Maas-Schiffahrtsweges gestellte Verkehrsaufgabe.

Dem Betrieb der Metro wurden folgende Grössen zu Grunde gelegt: 1 Zugführer für 1000 bis 1100 Passagiere; Haltezeiten 10 bis 20 Sekunden; viele Türen, durch den Führer geöffnet und geschlossen; Ein- und Aussteigen rasch möglich, da Fahrzeug und Perron auf gleicher Höhe liegen mit 8 cm Spaltweite; keine Billettkontrolle, der Zugang wird durch Einwurf geöffnet, der Ausgang führt durch Sperren. Die Betriebskosten sollen durch intensive Fahrzeugausnutzung und wenig Personal möglichst gering werden. Die Zuggrösse beträgt maximal 4 Wagenpaare zu 29 m Länge mit 6 Achsen und

Mittelgelenk (Bild 2). Die Wagen sind 3,63 m hoch, 2,68 m breit und fassen pro Paar 250 bis 275 Passagiere bei 80 Sitzplätzen; ihr Leergewicht beträgt 40 t, bei Maximalbelastung werden 62,5 t erreicht. Die Maximalgeschwindigkeit ist auf der N-S-Linie zu 80 km/h angenommen; bei Erweiterungen mit geringem Gefälle kann sie grösser werden. Die Fahrzeit Centralstation-Zuidplein, 6 km, soll 11 Minuten betragen. Die Zufuhr des Gleichstromes von 750 V erfolgt ab Dritter Schiene mittels Bügeln am Fahrgeleis. Die maximalen Achslasten betragen 10,15 und 11,55 t. Die Verkehrssignalisierung ist automatisch.

Die Forderung nach eigenem Fahrplanniveau wird erfüllt durch unterirdische Führung vom Hauptbahnhof durch die City und unter der Maas, 3,25 km, und Fahrt auf Viadukt, 2,75 km lang, 9,5 m breit, auf dem Südufer längs Hafenbecken und weiträumigem Aussenstadtbereich. Die Ausführung in Hochlage ergab hier bei sorgfältigster städtebaulicher Einpassung eine Kostenersparnis von 30 Mio Gulden gegenüber einer Führung im Tunnel.

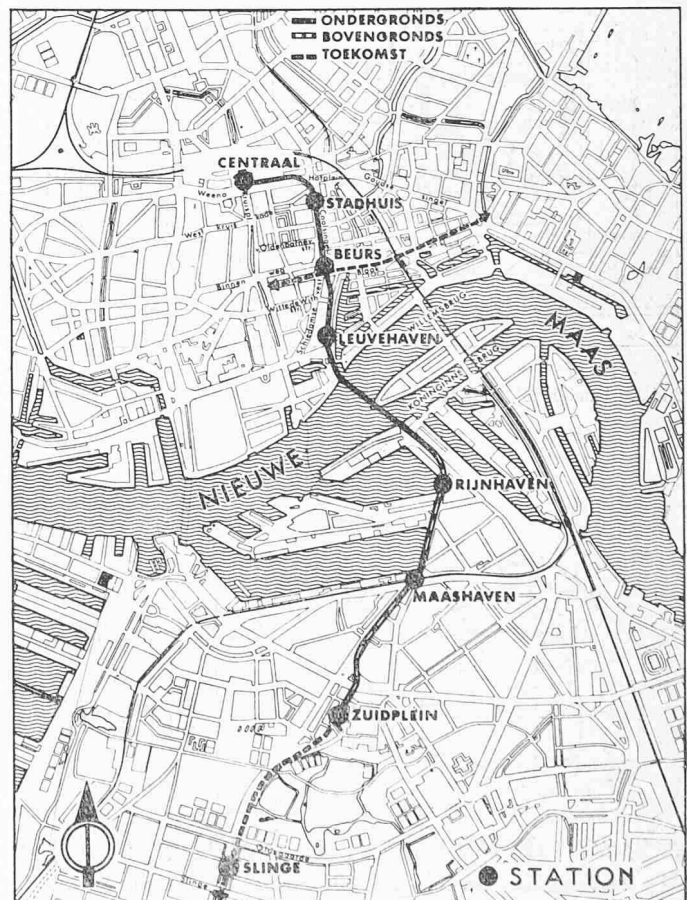


Bild 1. Lageplan der Metro von Rotterdam. Ondergronds = unterirdisch, Bovengronds = oberirdisch, Toekomst = Zukunft