

### Der Große Apennintunnel.

#### Eine kritische Würdigung.

Von Reichsbahnrat Hacke, Detmold.

Inhalt: Die Direttissima Bologna-Florenz; Verkehrsbedeutung des Tunnels. — Voraussetzungen und Vorarbeiten. — Überholungsstation. — Vorbereitende Anlagen. — Vortrieb: Bauweisen, Spreng-, Schutterungs-, Zimmerungs- und Förderarbeiten. — Mauerungsarbeiten. — Kampf gegen Wasser und Gas. — Bewitterung und Beleuchtung. — Baukosten.

„Die Pause, die nach Simplon und Lötschberg bei uns eintrat, . . . . . sollte uns dazu dienen, neue Feldzüge vorzubereiten; jedenfalls sollte unterdessen das Gewonnene nicht wieder verloren gehen.“ (Professor Andreae, Vorwort zum „Bau langer tiefliegender Gebirgstunnel“ 1926).

Jede bedeutende Leistung in einer ständigen Fortschritt unterliegenden Wissenschaft zeitigt zugleich den Niederschlag bisheriger und die Gewinnung neuer Erfahrungen, und bildet damit die Grundlage künftiger Unternehmungen. Um die gewonnenen Erfahrungen — sei es, daß sie bisherige bestätigen, widerlegen oder ergänzen, sei es, daß sie (mit oder ohne Erfolg) neuen Versuchen entstammen —, auszuwerten und dem Dienste künftiger Bauten nutzbar zu machen, genügt es nicht, Zweck, Arbeitsweise, Baustoffe, Geräte, Leistungsmengen, Bauzeit usw. zu schildern. Alle diese Elemente sind Funktionen gegebener Tatsachen, als: Örtlichkeit, Mittelfrage, vorhandener Erfahrungen, der Arbeitskräfte, des entwerfenden und leitenden Geistes, der Naturgewalten u. a. m. Man muß also versuchen, diese Abhängigkeitsverhältnisse zu klären und unter diesen Gesichtspunkten die Maßnahmen und Erfolge oder Fehlschläge zu bewerten.

Über den sogenannten Großen Apennintunnel der im Bau befindlichen Strecke Bologna—Florenz, den längsten zweigleisigen Tunnel der Welt, sind bisher Veröffentlichungen erschienen u. a. in der Rivista tecnica delle Ferrovie italiane (1929), im Genie civil (1930), in der Schweizerischen Bauzeitung (1928), in der Verkehrstechnischen Woche (1930), in der Bautechnik (1931), im Zürcher Tagblatt und in der Railway Gazette (1931). Es liegt dem Verfasser ebenso fern, das vorhandene Schrifttum um eine weitere Darstellung des Tunnels zu vermehren, als, dem der italienischen Sprache Unkundigen eine Übersetzung des anscheinend bei den meisten anderen Veröffentlichungen benutzten, sehr eingehenden amtlichen Berichtes in der Rivista zu bieten. Sein Ziel ist der Versuch, dieses z. Z. wohl bedeutendste internationale Tunnelbauwerk einer sachlichen Beurteilung zu unterziehen. Inwieweit bisherige Erfahrungen benutzt sind, und mit welchem Erfolge, und welche Erkenntnisse für die Zukunft — man darf wohl sagen: in ausschließlich positivem Sinne — man aus diesem Bau gewinnt, dies herauszustellen, dürfte nicht ohne Bedeutung sein, zumal für das deutsche Schrifttum in einer Zeit, die Deutschland zu einem gewissen Stillstand in der Ausführung wichtiger technischer Bauten zwang.

Anlaß und Ermütigung zu dem Versuch, sich dieser Aufgabe zu unterziehen, gibt dem Verfasser einmal die Tatsache, daß die bisherigen, meist sehr kurzen Veröffentlichungen lediglich beschreibender Art und größtenteils vor Abschluß des Werkes entstanden sind, ferner eine örtliche Besichtigung, und vor allem die wertvolle Unterstützung, die er von der Generaldirektion in Rom durch persönliche und schriftliche, eingehendste Auskünfte auf allen Gebieten erfahren hat, und durch das hervorragende Interesse und die autoritativen An-

regungen und Ratschläge, die der im März 1933 verstorbene Oberregierungsbaurat Frevert, o. Professor an der Technischen Hochschule Berlin, den vorliegenden Untersuchungen gewidmet hat. Leider ist es dem Verfasser nicht mehr vergönnt, dem hervorragenden Gelehrten und Praktiker, der ihn zu dieser Untersuchung anregte, zu danken. Sein Freund und Mitarbeiter beim Bau des Treiser Tunnels, Regierungsbaumeister a. D. Koch, Direktor bei der Grün und Bilfinger A. G., hatte die Liebenswürdigkeit, nach dem Tode Freverts den Verfasser durch wertvolle Ratschläge auf allen behandelten Gebieten zu unterstützen. Ihm sowohl wie den bauleitenden Beamten in Rom und Bologna seinen aufrichtigen Dank auch an dieser Stelle auszusprechen, ist dem Verfasser selbstverständliche Pflicht und lebhaftes Bedürfnis.

#### Bedeutung des Tunnels als Teil der neuen Strecke.

Nicht einfach die Tatsache, daß der Große Apennintunnel der zweitlängste Tunnel und längste zweigleisige Tunnel der Welt ist, sondern seine Bedeutung als Bauleistung und als Grundlage zur Verkehrsverbesserung veranlassen uns zur Beschäftigung mit ihm. Der zweite Punkt ist der allgemeinere, er sei zuerst behandelt.

„Die Direttissima (diese Bezeichnung sei der Kürze wegen für die neue Strecke Bologna—Florenz aus dem Italienischen übernommen) ist z. Z. der bemerkenswerteste Bahnbau Italiens, sowohl nach Bedeutung und Großartigkeit seiner Arbeiten, als auch wegen der Umwälzung, die er der Wirtschaftlichkeit der Bahnbeförderung zu bringen bestimmt ist“. So charakterisierte Ingenieur Pini (Isp. Capo Superiore der Generaldirektion für Bahnneubauten im Ministerium der öffentlichen Arbeiten) die Bedeutung dieser Verbindung in seinem Vortrag am 19. Mai 1929. Und wenn man bedenkt, unter welchen schwierigen Verhältnissen die neue Regierung 1923 den Bau endgültig in die Hand nahm und binnen noch nicht zehn Jahren so gut wie vollendete, so kann Pini ihn mit Recht als „einen Meilenstein auf dem ruhmreichen Wege des Faschismus“ bezeichnen; die Eröffnung zum zehnten Jahrestag des Faschismus wäre Italien zu gönnen gewesen.

Auf der Strecke Bologna—Florenz liegt bzw. wird liegen der schwerste Verkehr nächst der Linie Genua—Mailand. Sie stellt die lebenswichtige Verbindung zwischen der Industrie Norditaliens und dem Ackerbau Süditaliens dar. Im internationalen Verkehr erleichtert sie den Güteraustausch, insbesondere die Ausfuhr der Erträge Süditaliens und Siziliens und rückt diese landwirtschaftlich, geschichtlich, künstlerisch und archäologisch dem Mittel- und Nordeuropäer als Ziel seiner Sehnsucht vorschwebenden Gebiete — „ohne Sizilien macht Italien kein Bild in der Seele“ — um fast  $\frac{1}{5}$  näher. Das ist nur von der Grenze ab gerechnet, unter Zugrundelegung des Fahrzeitgewinnes auf der Direttissima. Tatsächlich aber wird der internationale Fahrplan, da dieser Fahrzeitgewinn zu erheblich günstigeren Anschlüssen, auch außerhalb Italiens, führen wird, eine Verbesserung von mehreren Stunden

bringen, in die der Verkehr am 15. Mai 1934 eintreten wird (bald nach Eröffnung der Strecke Ende April 1934). Auch auf den über Italien laufenden Verkehr zwischen Nordeuropa und dem Orient wird die Verbesserung nicht ohne Einfluß sein\*).

Die Direttissima, die das Schlußglied in der Kette der zweigleisigen Verbindung von Mailand bis Neapel bildet, wird

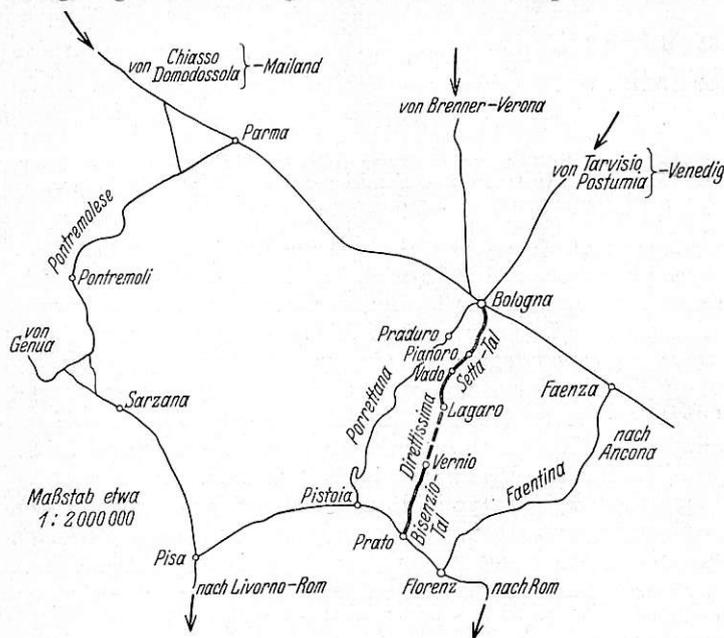


Abb. 1.

naturgemäß auch eine einschneidende Verschiebung in der Belastung anderer Strecken verursachen, soweit sie deren

Zusammenstellung 1.

	Porrettana	Direttissima	Unterschied	in %	
Absolute Länge . . . . . km	132	97	35	26	= Streckenkürzung
Virtuelle „ . . . . . „	222	125	97	44	= Energiegewinn
Größte Höhe über d. Meer m	616	322	294	—	
Verlorene Steigung . . . . . „	568	274	294	100	Bologna auf + 43,88 m, Florenz + 47,85 m
Gleiszahl . . . . .	1	2	—	—	
Kleinster Krümmungshalbmesser . . . . . m	300	600	—	—	
Kurvenstrecken . . . . . %	41	27	14	35	Weniger
Höchststeigung . . . . . ‰	26	12	14	—	
„ in Tunneln ‰	26	8	18	—	Im Großen Tunnel 5,77 ‰
Überholungsgleise . . . . .	*)	500	—	—	*) Sehr kurz, nicht erweiterungsfähig
Höchstwagenzahl je Zug .	23	48	25	110	} D. ist also um 110 % leistungsfähiger als P.
Höchstnutzlast „ „ .	480	1000	520	110	
Reisezeit (Schnellzug) . . Min.	150	60	90	60	
Durchschnittsgeschwindigkeit . . km/Std.	53	97	44	—	Höchstgeschwindigkeit Dir. 120 km/Std.
Reisezeit Mailand—Rom Std.	12	10	2	17	Über Sarzana 11 1/2 Std.

Aufgabe in wirtschaftlicher Weise erfüllen kann (vergl. Abb. 1). Die Reiseverbindung Mailand—Rom ist z. Z. etwas günstiger über Sarzana als über Bologna; sie wird künftig erheblich günstiger über Bologna sein (vergl. Zusammenstellung 1),

\*) Vergl. die in Heft 51/1933 der „Reichsbahn“ bekanntgegebenen Fahrpläne.

damit den Reisenden trotz kürzerer Reisezeit einen Besuch zweier an Kunstschätzen so reichen Städte wie Florenz und Bologna ermöglichend. Die Porrettana (die jetzige Verbindung Bologna—Florenz) und Faentina\*) werden nur noch dem Lokalverkehr dienen; die Pontremolese, die jetzt einen Teil des Verkehrs der anderen, überlasteten Strecken trägt, kann diesen dann an jene abgeben. Daß diese Umwälzung nur durch die günstigen Beförderungsverhältnisse auf der Direttissima möglich wird, geht aus der Zusammenstellung hervor, besonders aus der Spalte der prozentualen Verbesserung gegenüber der Porrettana. Eine genaue Wirtschaftlichkeitsberechnung für die Direttissima ist nach Angabe der Generaldirektion nicht aufgestellt worden (Kosten des Kapitaldienstes gegenüber der Minderung der Zugförderkosten, der Wagenlaufbeschleunigung usw.). Zwar hat man bei der Entwurfsbearbeitung z. B. mit mindestens 600000 t jährlich gerechnet, aber die Wirtschaftslage hat sich inzwischen (die ersten Erörterungen liegen 30 Jahre zurück) erheblich geändert und wird auch jetzt noch nicht als stabil genug angesehen, um bindende Voraussagen zu machen.

Die Linienführung der Direttissima im einzelnen ist für die Begründung der Bedeutung der Strecke, und damit des Großen Apennintunnels, weniger von Belang. Jedoch ist es von Interesse, die Trassierungsgrundlagen den Richtlinien einzugliedern, die Prof. Blum in seiner Abhandlung über Trassierungsgrundsätze (Verkehrstechnische Woche 38/1933) gibt:

Keine künstliche Längenentwicklung: Die Luftlinie Bologna—Prato—Florenz beträgt 88 km, die Streckenlänge der Direttissima 97 km. Starke Steigungen: Die Direttissima hat trotzdem nur 12‰ Höchststeigung. Langer Scheiteltunnel: Der Große Apennintunnel ist Scheiteltunnel. Verringerung der verlorenen Höhe: Diese beträgt nur fast die Hälfte derjenigen der Porrettana.

Zu beachten bleibt dabei, daß Italien der Strecke ihrem ganzen Charakter nach eine Bedeutung beimißt, die ähnliche Voraussetzungen rechtfertigen würde, wie sie Prof. Blum der Gotthardstrecke in ihrer Ausnahmestellung zubilligt.

Wichtig erscheint noch der Hinweis, daß (vergl. Abb. 1) die Direttissima schon von Bologna aus selbständig verläuft und Vado (km 25,4) nicht über Praduro der alten Strecke erreicht, weil dadurch die Spitzkehre in Bologna mit 4,5 km Umweg vermieden wird.

Fast die Hälfte der Strecke liegt in Tunneln, von denen die bedeutendsten 18510 m, 7135 m und 3053 m lang sind. Die weltberühmte Tüchtigkeit der italienischen Tunnelarbeiter hat an dem Erfolge des Neubaues demnach einen hervorragenden Anteil. Darum sei schon an dieser Stelle nicht nur der vorzüglichen Tunnelingenieure, sondern auch ganz besonders des erstklassigen Stammes an Tunnelarbeitern rühmend gedacht; die „maestranze“, hier mit Recht wörtlich, haben auch hier den Ruf gerechtfertigt und gemehrt, der ihnen schon lange vor dem Weltkriege, namentlich auch in Deutschland, die Mitarbeit bei allen bedeutenden Tunnelarbeiten sicherte. Unter diesem Gesichtspunkte schon gewinnt die Wertung des Apennintunnels, der mit

\*) In Italien haben die Verbindungen selbst Bezeichnungen, und zwar durch adjektivische Abwandlung des Namens einer sie eindeutig festlegenden Station (vergl. Abb. 1), was die Bezeichnung einer Verbindung (im Gegensatz zu einer Strecke mit ihren Endpunkten) vereinfacht.

18510 m rund die Hälfte aller Tunnelstrecken der Direttissima, und somit fast ein Viertel der ganzen Strecke darstellt, internationale Bedeutung.

**Festlegung von Neigungen, Profilen, Angriffspunkten.**

Die Neignungsverhältnisse im Tunnel entsprechen den Erfahrungswerten, soweit nicht besondere Gründe zur Abweichung Veranlassung gaben. Der Tunnel hat auf die durchgehende Veranlassung gaben. Der Tunnel hat auf die durchgehende Länge seiner Länge (9000 m) eine Neigung von 5,77‰, die Höchstneigung der freien Strecke beträgt 12‰, so daß nach den üblichen Ansätzen 8 bis 9‰ (die anderen Tunnel der Strecke haben 8‰) zuzulassen wären. Von der anderen Hälfte des Tunnels liegt gleich viel in einer Neigung von je 2,46‰ und 1‰. Der Vortrieb erfolgte von drei Stellen, an deren mittlerer die Überholungsstation vorgesehen war. Hier beträgt das Gefälle 2,46‰ = rund 1:400, gegeben für Stationen; auch war diese schwächere Neigung im mittleren Teil bei Verschiebungen der Durchschlagstellen weniger unangenehm. Zwar hat nun der Vortrieb vom Schachte aus in Richtung Florenz Gefälle, in der stärkeren Neigung von 5,77‰ aber nur auf rund 2 km, da der Schachtvortrieb erst zwei Jahre nach den Mundlochvortrieben begann; außerdem war ja im Mittelvortrieb Wasserhaltung sowieso nötig. Auf diese Weise wurde eine mehrfach gebrochene Gradienten, wie sie zwar der Wasserhaltung während der Vortriebe, aber auch nur bis zum Augenblick der Durchschläge, entsprochen hätte, vermieden.

Das letzte Viertel der Tunnellänge mit 1‰ Außengefälle, bis auf etwa 1 km der letzten Durchörterung, liegt, im Gegensatz zur übrigen Strecke, in Sandstein mit Tonschichten (vergl. Zusammenstellung 2), von denen man auf Grund der Bohrungen ein Fernhalten des Wassers erwartete. Tatsächlich hat dieser Nordvortrieb Richtung Florenz so wenig Wasser gehabt, daß es bei Brandgefahr oder zum Binden des Bohrstaubes von außen zugeführt werden mußte.

Die zur Wasserhaltung erforderlichen Mindestgefälle von 2 bis 3‰ sind also, wo sie nötig waren, gewahrt; ein Zuschlag für Krümmung und Luftwiderstand war nicht erforderlich (s. u.), und die auf Grund des Fördertriebes zu errechnenden Neigungen können selten bindend sein für die endgültigen. Der Tunnel ist der Scheiteltunnel der Strecke; bei der Steigung von 1‰ auf 4750 m konnte das verlorene Gefälle innerhalb des Tunnels mit 4,75 m auf ein sehr geringes Maß beschränkt werden.

Der Tunnel ist, auf Grund des für die Strecke vorgesehenen Verkehrs, gleich dieser von vornherein zweigleisig entworfen worden. Die Erwägungen, die außerdem beim Simplontunnel zur Anlage getrennter eingleisiger Tunnel führten (Mittel- und Bedürfnisfrage, hoher Gebirgsdruck bei 2000 m Überlagerung, bessere Entlüftung durch den schon anzulegenden zweiten Sohlstollen) kamen hier nicht in Frage; im übrigen sind ja die Kosten zweier eingleisigen Tunnel höher, der Luftwiderstand ist größer, die Unterhaltung und Überwachung schwieriger. Die Gründe, die beim Simplontunnel vorlagen, waren teils aus der Örtlichkeit geboren, teils überhaupt nicht technischer Art (die Mittel fehlten; auch rechnete man mit dem

Bau des zweiten Tunnels nicht schon in sechs Jahren, sondern erst in Jahrzehnten). Ein Vergleich mit dem Großen Apennintunnel zum Nachteil des letzteren ist daher schon aus diesen Gründen abwegig. Noch weniger geht es an, wie es gleichfalls in einem Vortrag vor dem Architekten- und Ingenieurverein (vergl. Hamburger Nachrichten vom 17. Dezember 1930) unternommen wurde, dem Apennintunnel Unwirtschaftlichkeit der zweigleisigen Anlage wegen vorzuwerfen. Hierüber wird unter „Baukosten“ noch zu sprechen sein.

Die Generaldirektion hat dem Verfasser gegenüber ausdrücklich betont, daß der Bau zweier eingleisigen Tunnel aus den vorstehenden Gründen von vornherein nicht in Betracht

Zusammenstellung 2.

km	Bohrergebnis	Geognost. Schätzung	Befund
1	× <b>km 1,2:</b> Sandstein mit Zwischenlagerungen von Tonschiefer und Letten	Sandstein mit Zwischenlagerungen von Tonschiefer	(nach Schätzung)
2			ähnlich
3			Ton, mergeliger Sand
4	× <b>km 2,75:</b> Letten und Sandstein	Tonschiefer, Sandstein, Mergel (zu Aufreibungen neigend)	(nach Schätzung)
5			
6			Sandstein m. verhärt. Tonschief.
7			Sandstein mit Mergel und Letten
8	× <b>km 4,3:</b> Zum Auftreiben neigender Ton	Sandstein, Tonschiefer	Bruchsandstein, mergeliger Kalk, Letten
9			
10			Sandstein, Mergel, Tonschiefer
11	× <b>km 7,6:</b> Sandstein, Schiefer, Ton	Bruchsandstein, sandiger Mergel, mergeliger Kalk, verhärtete Tonschiefer	Bruchsandstein, mergeliger Kalk, Letten
12			
13			
14			
15	× <b>km 10,6:</b> Bruchsandstein, Letten-schiefer, mergeliger Kalk	Sandstein, Kalkletten, mergeliger Sand und Ton	wie vor und verhärtete Schiefer
16			ähnlich
17	× <b>km 14,8:</b> Sandstein, Tonschiefer		ähnlich
18			ähnlich

gezogen worden ist. Die Frage wurde besonders deswegen angeschnitten, weil Schwierigkeiten, wie sie zwei eingleisige Tunnel mit Querstollen oder auch schon der Stollen des zweiten Tunnels allein vermeiden oder mindern können, nämlich die Folgen starken Wasserandrangs, der Einschlußgefahr bei Einstürzen, der Gasgefahr, von Bränden, tatsächlich beim Apennintunnel eingetreten sind, Menschenleben gekostet haben und zum Umfahren der sonst nicht zu überwindenden Gefahrstrecke geführt haben. Wenn daher der 8. internationale Eisenbahnkongreß 1910 (vergl. Andreae) vor Ausbau des zweiten Simplontunnels sich durch Ignorieren ablehnend zu dieser Frage verhielt und andererseits statt dessen den noch nicht erprobten und in vieler Beziehung angreifbaren Untersohlentunnel empfahl, so ist es um so bemerkenswerter, daß Italien

bei dem fast gleich langen Apennintunnel, nach Fertigstellung des zweiten Simplontunnels, ohne Schwanken weder den einen noch den anderen Weg beschritt und die Schwierigkeiten verhältnismäßig leicht überwand.

Andererseits sind Tunnelstrecken von mehr als zwei Gleisbreiten, wie üblich, vermieden, die Überholungsgleise auf der Station demnach in besondere Tunnel gelegt.

Die angewendeten Profile entsprechen den Regelprofilen der italienischen Staatsbahnen. Sie sind mit einem Halbkreisprofil (Regelform I bis IV) und Dreiviertelkreisprofil (Form V) von 8,80 m, und einem Vollkreisprofil von 9,00 m (Form VI), bei lichter Höhe von 6,40 m über SO. vorbildlich; andere Ausführungen liegen, selbst bei Dampftrieb, bekanntlich erheblich niedriger. Bemerkenswert ist das sonst nicht übliche Vollkreisprofil in sehr druckhaftem Gebirge; die Abbildung im Handbuch, S. 213, entspricht den noch heute gültigen Vorschriften, Form VI, schwerstes Profil der Italienischen Staatsbahn.

Beim Vortrieb von den Mundlöchern her machten in vielen Abschnitten die Arbeitsstellen keine nennenswerten Fortschritte, so daß selbst unter günstigen Bedingungen im südlichen Teil täglich nicht mehr als 3 m, im nördlichen nicht mehr als 2,50 m erreicht wurden (s. a. unter „Vortrieb“). Zur Beschleunigung beschloß man, zwei weitere Vortriebsstellen zu schaffen. Obwohl die beiden Schächte bei getrennter Lage je zwei weitere, also im ganzen sechs Vorörter gestattet hätten, hat man sie an einem Punkt vereinigt und zwar aus folgenden Gründen (Auskunft der Generaldirektion):

1. Eine weitere, nach topographischen, orographischen und verkehrlichen Gesichtspunkten annähernd ebenso günstige Stelle gab es nicht.

2. Diese fast genau in der Mitte des Tunnels liegende Stelle war besonders günstig für die Behandlung der Förderzüge, weil hier die Überholungsstation vorgesehen war, die dadurch später eine unmittelbare Verbindung nach außen erhielt.

3. Der Vortrieb von vier Stellen aus genügte für den Fortschritt des Tunnels im Verhältnis zum gesamten Bahnbau.

4. Die nebeneinanderliegenden Schächte boten für den Materialaustausch und die Sicherheit (bei Versagen eines Schachtes) größere Gewähr.

Senkrechte Schächte über oder in der Nähe der Tunnelachse wären etwa 120 m länger geworden, also unwirtschaftlicher im Bau und im Betriebe (verlorenes Gefälle für Material in beiden Förderrichtungen), abgesehen von der günstigen Verkehrslage und den Vorteilen des Schrägschachtes an sich. Die Neigung der Schächte zur Horizontalen beträgt rund 27° und 28°. Die Angabe in der Rivista, sie betrage 50° zur Horizontalen, ist irrig (gemeint sind 50%). Diese Zahl ist, zusammen mit dem in augenscheinlichem Widerspruch dazu stehenden Verhältnis 270 m Höhenunterschied zu 520 m Länge (etwa 31° oder 52%) vom übrigen Schrifttum z. T. übernommen worden.

Bei langen Gebirgstunneln, die die Schaffung weiterer Vortriebsstellen nahelegen, gestattet natürlich die Überlagerung selten die wirtschaftliche Anlage von Schächten. Der Apennintunnel bestätigt die Auffassung des Handbuchs (S. 308), daß sich niedersenkende und schwellende Gesteinsarten — „wie sie häufig z. B. im Apennin angetroffen werden“, und wie sie tatsächlich auch hier durchörtert wurden — Veranlassung zur Anwendung von Schächten geben, wenn die Überlagerung es wirtschaftlich erscheinen läßt. Interessant ist ferner, daß durch die Schächte des Apennintunnels mit einer Länge von 520 m und einer Tiefenüberwindung von 270 m die bisherigen Höchstmaße (Roncotunnel, 280 m) erheblich übertroffen werden.

Die Schächte sollen bestehen bleiben und, abgesehen von der Verbindung zur Überholungsstation, der Entlüftung dienen;

ob durch natürlichen Abzug — von den langen Alpentunneln kann nur der Lötschbergtunnel auf künstliche Bewetterung verzichten — oder durch eingebaute Ventilation, ist noch nicht entschieden (Auskunft der Generaldirektion vom Dezember 1932). Ein dritter Schacht (Vernio-Schacht, Abb. 2), etwa 1 km vom Südeingang entfernt, ist zwar auch mit zum Vortrieb verwendet worden, hatte aber lediglich den Zweck natürlicher Bewetterung bis zum Einbau der großen Ventilation (Auskunft der Generaldirektion Rom 1933).

### Geognostische und geodätische Vorarbeiten.

Die Sorgfalt, die neben der Oberflächenuntersuchung durch Vornahme von sieben Bohrungen zwischen 200 und 400 m Tiefe der geognostischen Voruntersuchung gewidmet wurde, ist bereits im Schrifttum (Ingegneria Italiana Ferroviaria) eingehend gewürdigt und auch im Deutschen (Handbuch, Dolezalek) lobend erwähnt. Über Gebirgsarten, Wasser, Gas gaben sie wichtige Aufschlüsse. Allerdings sind nur Bohrungen in der senkrechten Ebene der Tunnelachse gemacht worden; über

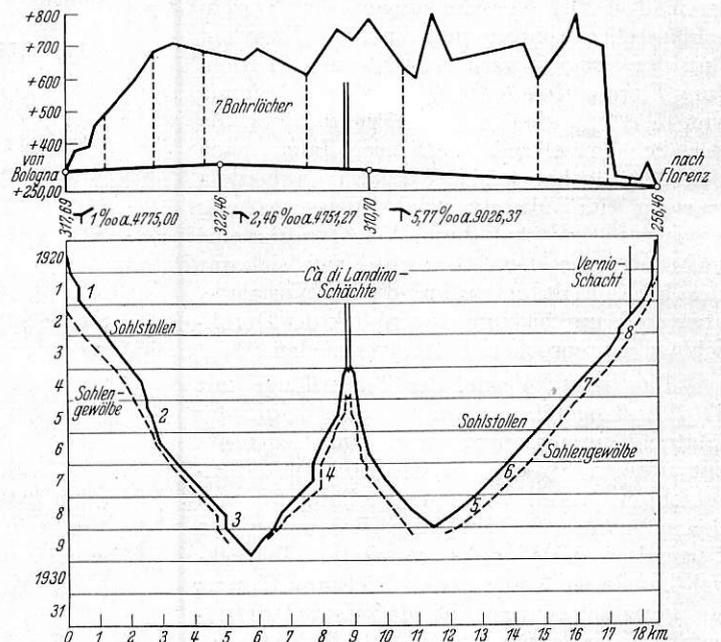


Abb. 2.

Streichen und Einfallen der Schichten gaben erst die Stollenvortriebe Aufschluß. Es wurden Kernbohrungen in Rohren von 3 bis 10 Zoll Durchmesser (Hohlbohrer von 214 mm lichtem inneren Durchmesser) vorgenommen, und zwar in weniger widerstandsfähigem Gebirge mit Stoßbohrern (Fauck), sonst mit Drehbohrern (Davis-Colyx). Die täglich erbohrte Strecke betrug durchschnittlich 5,50 m, die mittleren Kosten beliefen sich auf 60 Lire je Meter (1910/11, also = rund 50 *R.M.*). Im ganzen sind 2200 m erbohrt, also 110000 *R.M.* verausgabt worden, die gewiß mit rund 10/100 der Gesamtausgabe gelohnt haben.

Wegen der bei den Bohrungen und beim Vortrieb angetroffenen Schichten sei auf Zusammenstellung 2 verwiesen. Wie wertvoll die Abteufungen bis auf die Tunnelsohle selbst sind, zeigen die dem Verfasser von der Generaldirektion zur Verfügung gestellten Bohrlochlängsschnitte: Die in Höhe der Tunnelachse angetroffenen Gebirgsarten wurden nur bei einem einzigen Loch in seiner ganzen Länge festgestellt (Sandstein mit Lehm- und Letteneinlagerungen), bei einem Loche erst im letzten Viertel. Bei den anderen fünf Löchern traf man bis dicht über der Tunnelachse andere Gebirgsarten an. Sehr wesentlich waren die Schlüsse, die man neben der Erforschung der Gebirgsart auf das Auftreten von Wasser und Gas ziehen und



Kraftgewinnung, Gleisspur u. a. m. sind von großem Einfluß. Immerhin sei erwähnt, daß betrogen

beim	Werkplatz- flächen m <sup>2</sup>	davon m <sup>2</sup> für Personal- anlagen	Sach- anlagen
Nordvortrieb . . . . .	144 000	8 900	7 800
Mittelvortrieb . . . . .	120 000	5 300	9 000
Südvortrieb . . . . .	92 000	6 100	5 200
Zusammen . . . . .	356 000	20 300	22 000

Diese Zahlen sind weit höher als bei den bisherigen großen Tunneln. Und, was sehr wesentlich ist: Die Anlagen waren vor Beginn der Arbeiten fertig, jedenfalls voll im Rahmen der anfänglichen Erfordernisse.

Als Maschinenanlagen dienten zuerst Kompressoren und Ventilatoren aus Kriegsbeständen, die mit Schwerölmotoren

dieses Kraftverbrauches beim Apennintunnel nur reichlich 1/4 des gesamten darstellte (außer für Wasserhaltung) und sein Einfluß daher nicht überschätzt werden darf (wenigstens bei Verwendung von Bohrhämmern). Der Verbrauch für Wasserhaltung in den Schächten ist dabei nicht mitgerechnet, um den Anteil der übrigen Faktoren an den drei Baustellen vergleichbar zu machen. Der gesamte Energieverbrauch verteilte sich bis Ende Januar 1928 schon in Kilowattstunden auf

den Nordvortrieb mit . . . . .	16 900 000 = 18%
den Südvortrieb mit . . . . .	20 400 000 = 22%
die Mittelvortriebe mit . . . . .	31 000 000 = 33%
Wasserhaltung dort mit . . . . .	25 100 000 = 27%
	93 400 000

Über 1/4 des Gesamtenergieverbrauches ging also auf Wasserhaltung. 40% des Verbrauches beanspruchten die Außenvortriebe in zehn Jahren, 60% die Mittelvortriebe in sechs Jahren (da man die Schächte als Mittel zum Zweck,

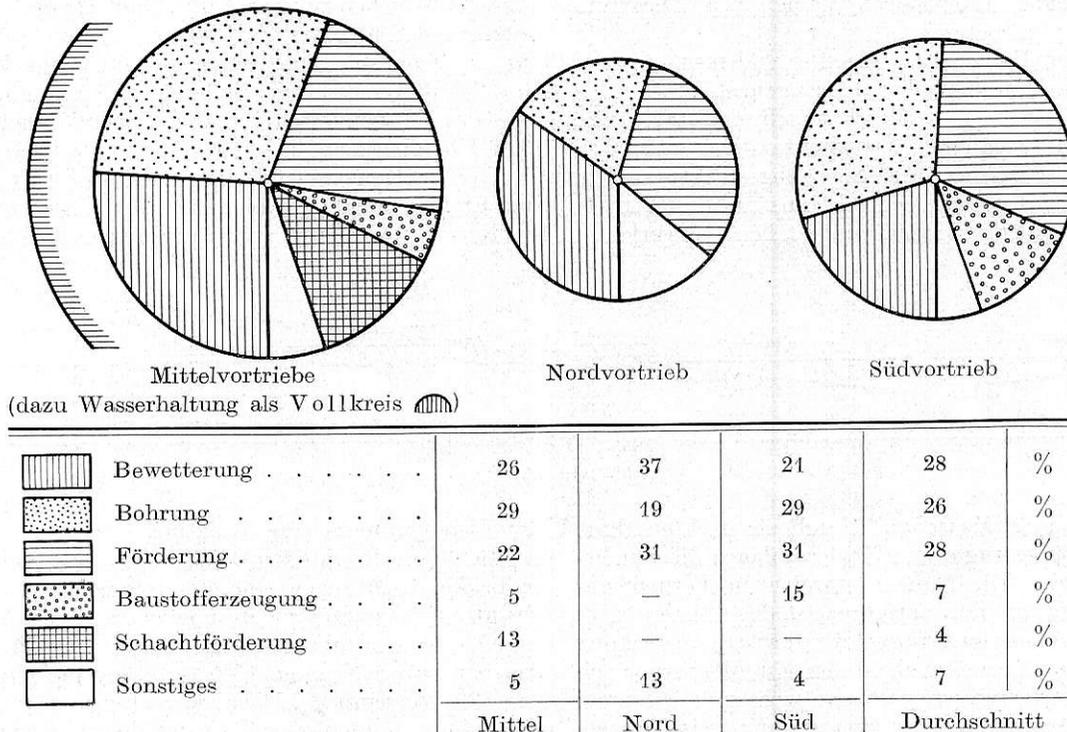


Abb. 4.

und Lokomobilen betrieben wurden. Dann wurden die endgültigen Kompressoren eingebaut und mit Dieselmotoren betrieben; schließlich, von 1925 an, wurden auch diese abgelöst von einer Kraftversorgung nur vermittelt einer 30000 V-Dreiphasenstromleitung der Valdarno-Gesellschaft von Prato aus. Der Strom wurde an den drei Baustellen umgeformt. Man hat also auch beim Apennintunnel zu der zuverlässigen Versorgung aus einem bestehenden Werk gegriffen und damit die Erfahrungen der neueren Zeit bestätigt, obwohl (vergl. Abb. 1) von Prato bis Lagaro (Nordvortrieb) über 40 km Leitungslänge nötig waren.

Die Höchstleistungen mit 10190 PS (Mittelvortriebe), 2380 PS (Süd) und 1820 PS (Nord) übersteigen bedeutend die bisher bekannten Leistungen. Wer sich für Einzelzahlen interessiert, sei auf die „Rivista“ verwiesen. Doch möge nachstehender Vergleich (Abb. 4) über die anteiligen Verwendungsgebiete der Kraft beim Apennintunnel aufklären. Wenn danach auch für die Niederdruckkompressoren der Bohrmaschinen ein erheblicher Teil verbraucht wird, so geben doch Tabellen im Schrifttum über Kraftverbrauch, lediglich mit Angabe der Bohrmaschinenart, kein erschöpfendes Bild, da der Anteil

nicht als Selbstzweck, als Teil der Tunnelanlage ansehen muß; übrigens verzeichnen die Schaubilder der Rivista einen Stromverbrauch dort auch erst von 1924 an, also mit Beginn des dortigen Tunnelvortriebs). Über die Maschinenanlagen im einzelnen wird bei den Zweckgebieten, denen sie dienen, noch einiges zu sagen sein. Die Gesamtkosten der Werkanlagen und Maschinen, jedoch ohne die Dienstbahnen, betragen in Millionen Lire (Goldlire etwa 1/4):

	Nord	Mittel	Süd	Zusammen
Werkanlagen . . . . .	10	20	8,5	38,5
Maschinenanlagen . . . . .	10	24	13,5	47,5
Zusammen . . . . .	20	44	22	86 Mill. Lire
mit 80% Wert . . . . .	2800	6000	2500	Lire

auf ein Meter Tunnellänge oder rund 15% der Gesamtkosten, ein Satz, der im allgemeinen mit 8 bis 15% angegeben wird, aber ohne Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse gleichfalls schwer vergleichbar ist (vergl. auch unter „Kosten“).

Die Dienstbahnen wurden von vornherein als wirtschaftlich angesehen, weil die Straßenbeförderung mehr als dreimal so teuer errechnet wurde, abgesehen davon, daß Zustand und Linienführung der vorhandenen Straßen keinen sicheren und

regelmäßigen Betrieb gewährleisten konnten. Die Settatalbahn (vergl. Abb. 1) verbindet bei 27 km Länge Sasso auf der Porrettana (s. o.; im vorhandenen Schrifttum ist diese Bezeichnung z. T. mißverstanden und hat zu irrigen Angaben geführt) mit der nördlichen, die Bisenziotalbahn, 21,6 km, Prato mit der südlichen Baustelle; diese liegt im Bisenziotal auf dem Bahnkörper der neuen Linie. Es betragen bei beiden Bahnen die Spur 0,95 m, die Höchststeigung 20‰, der kleinste Halbmesser 70 m. Zahlreiche Tunnel und große Brücken wurden erforderlich. Die Anlagen kosteten zusammen 16 800 000 Lire, die Fahrzeuge 12 500 000 Lire. Wenn Pini in der Rivista (1929) bei einer Ausnutzung von rund 27 Millionen tkm nur 0,80 Lire Kosten je tkm errechnet, so erklärt sich dieser geringe Betrag daraus, daß man nur 40 bis 50% Tilgung der Anlage eingesetzt hat; den Rest will man mit dem Altwert des Materials und mit der Verwertung des Bahnkörpers für die beteiligten Gemeinden finanzieren. Bis Ende 1931 waren übrigens schon über 33 Millionen tkm geleistet, die 0,419 Lire je tkm an Bahnunterhaltung, Zugförderung und Betriebsmittelunterhaltung gekostet haben, so daß der Rest von 0,38 Lire, auf 33 Millionen tkm umgelegt, in der Tat 12,6 Millionen Lire = 43% des Anlagekapitals ergeben würden. Auf jeden Fall wurden die Straßenförderkosten auf 2,50 Lire/tkm und damit die Ersparnis auf rund 40 Millionen Lire geschätzt.

Für die Baustelle an den Schächten wurde zwischen dieser und der Baustelle Nord eine Schwebebahn von 9 km Länge und 260 m Höhenunterschied gebaut (zwei Tragsseile, ein Förderseil ohne Ende, selbsttätiges Ein- und Aushaken der Wagen, 2 m/sec Geschwindigkeit, 27,5 t stündliche Leistung). Sie kostete (1924) 3 105 000 Lire und hat bis Mitte 1929 75 000 t befördert. Entsprechend den Kosten auf den Dienstbahnen sind die Förderkosten je Tonne mit 40 Lire, gegenüber solchen auf der Straße von 50 Lire errechnet worden. Die Bahn eignete sich besonders zur Beförderung sperriger Güter, z. B. der 3 bis 4 m langen Entlüftungsröhrstücke von 1 m Durchmesser; und abgesehen von der Wirtschaftlichkeit mußte auf der Straße zu dieser Baustelle noch mehr mit Störungen durch Schnee und Bergstürze gerechnet werden.

Die Schächte wurden Oktober 1921 bis Februar 1924 gebaut. Ihr Querschnitt beträgt 17 m im Lichten (halbkreisförmiges Gewölbe, Durchmesser 5,08 m, Sohlengewölbe, lichte Höhe 4,43 m über der Achse; in der Mitte Ausweichstelle für die Seilbahn; Treppe von 1400 Stufen). Der Vortrieb wurde zeitweilig erschwert durch starken Gebirgsdruck beim Durchörtern von Lettenschiefern, die, aus der horizontalen Schichtung gebracht, in kurzer Folge die verschiedenartigsten Schichtungen aufwiesen. Dementsprechend wurde die Ausmauerung teils in Beton, teils in Ziegel, mit wechselnden Gewölbestärken zwischen 0,45 m und 1 m ausgeführt.

#### Bau- und Betriebsweise des Vortriebs\*).

Für lange Tunnel ist in den letzten Jahrzehnten vorwiegend die neue österreichische Bauweise angewandt worden. Wenn im Apennintunnel trotz der bekannten Bedenken, die gerade hier geltend gemacht werden konnten: Zweigleisigkeit, Druckhaftigkeit, Wasserandrang, Sprenggefahren für das Gewölbe, die belgische Bauweise für das normale Profil von vornherein angewandt und mit vollem Erfolge durchgeführt wurde, so bedeutet dies ein ehrenvolles hundertjähriges Jubiläum für diese, dessen Erfolg sie der vorbildlichen Bau-, Betriebs- und Mauerungsweise verdankt, die alle drohenden Nachteile der belgischen Bauweise als vermeidbar nachzuweisen und alle ihre Vorteile auszunutzen wußte.

Es stehen sich ja jetzt fast nur noch die österreichische und belgische Bauweise für normale Profile und Gebirge gegenüber. Auch nach geologischer Prüfung des Einzelfalles vor

\* Es sei hier, nach Andreae, die Bauweise auf den Querschnitt, die Betriebsweise auf den Längsschnitt bezogen.

Ausführung können sich noch Fehlgriffe herausstellen, ganz zu schweigen davon, daß sich die Gebirgsarten nicht grundsätzlich den Bauweisen zuteilen lassen. Aber nach Vollendung eines Tunnels läßt sich beurteilen, ob — durch Glück oder Geschick — die Erbauer die richtige Bauweise wählten, und, was mindestens ebenso wichtig, sie richtig anwandten, oder ob sie — durch Schuld oder Mißgeschick — das Gegenteil taten. Dies Urteil kann nicht nur, es muß gefällt werden, soll anders ein Tunnel der Wegbereiter und Geburtshelfer künftiger Tunnel sein. Der Apennintunnel ist ein gutes Beispiel dafür, daß die Bauweisen nicht schematisiert werden können. Die „größere Kunst, großen Druck vom Tunnel fernzuhalten“ (Rziha), die Andreae dahin präzisiert, „diejenige Bauweise zu wählen, die bei vorliegenden Verhältnissen in kürzester Zeit . . . an demjenigen Teil des Tunnelumfanges, der am meisten der Bewegung ausgesetzt ist, oder dessen Bewegung die größten Folgen hat, rasch durch endgültige Verkleidung die Entstehung eines solchen zu verhüten gestattet“, hat beim Apennintunnel die Wahl der belgischen Bauweise gerechtfertigt. Die in den Apenninen so häufigen gebirgen, im First druckhaften, aber immerhin schießbaren Gebirgsarten, das zu erwartende Wasser und Gas verlangten sorgfältige, den jeweils durchörterten Strecken entsprechende Anpassung. Wahl und Durchführung waren richtig.

Da von der belgischen Bauweise in der Praxis und im Schrifttum vielfach — wenngleich nicht in Italien — abgerückt wird und das Schrifttum ihre Anwendung auf viel weniger Fälle beschränkt wissen will als die (neu-)österreichische, vor allem sie im allgemeinen für zweigleisige, lange, tiefliegende Tunnel ablehnt, kann man die erfolgreiche Anwendung beim Apennintunnel, dem größten zweigleisigen der Welt, als bahnbrechend zum wenigsten für die Möglichkeit der belgischen Bauweise in solchen Tunneln bezeichnen. Hier ist vielleicht einmal ein Vergleich nach Baujahren, Länge, Gebirge und Bauweise unter den längsten zweigleisigen Tunneln am Platze.

Mt. Cenis	1857—71	12200 m	Kalkschiefer, Quarzit, Kohlensandstein	} Belgisch
St. Gotthard	1872—81	14990 „	Gneis, Glimmerschiefer	
Arlberg	1880—84	10250 „	Gneis	} Österr.
Tauern	1901—09	8500 „	„	
Karawanken	1902—06	7900 „	Kalk, Schiefer	
Lötschberg	1906—12	14600 „	Kalk, Granit, kristall. Schiefer	
Hauenstein-B.	1912—14	8100 „	Mergel, Mergelkalk, Kalkstein	} Belgisch
Gr. Apennin	1920—31	18500 „	ton. Schiefer, Mergel, Sandstein	

Man sieht: 50 Jahre sind verstrichen seit der letzten (infolge falscher Durchführung mit Firststollen ungünstigen) Anwendung der belgischen Bauweise; über ein halbes Jahrhundert hinweg reichen sich die beiden größten zweigleisigen Tunnel der Welt die Hand.

Die Vorteile eines Sohlstollens als Richtstollen stehen hinreichend fest; auch im Apennintunnel wurde dieser zunächst vorgetrieben. Seine Sohle lag im allgemeinen — abweichend von der Regel — in Höhe der Schienenunterkante, soweit das Gebirge fest genug war; nur bei drückendem Gebirge legte man sie in Höhe der Tunnelsohle oder noch tiefer, um eine Decke von rund 1 m zwischen Sohlstollen und Gewölbeausbruchsraum zu erhalten, stark genug, den Einsturz der Gewölbezimmern zu verhüten. Im Sohlstollen lag das Fördergleis von 0,75 m Spur, wie vorwiegend üblich; die Schienen wogen 14 bis 24 kg/m und lagen auf Holzschwellen. Der Ausbruchsquerschnitt von 4,00 × 3,20 = 12,80 m<sup>2</sup> ist für deutsche Begriffe unwirtschaftlich groß, auch bei Berücksichtigung des gebirgen Gebirges\*).

\* Randzio (Stollenbau) bezeichnet als größte Profile solche von 10 bis 12 m<sup>2</sup>.

Der Firststollen von  $2,50 \times 2,00$  m wurde vom Tunnelmund (Schacht) aus selbständig vorgetrieben. Die Verbindungen zwischen beiden Stollen bildeten lediglich Schuttlöcher auf 6 m Abstand, die nur zur Abbeförderung des Abraumes — direkt in die Wagen geschüttet — und zum Einbringen der Ausmauerungsstoffe dienten, für letztere Arbeit also mehr Angriffspunkte schaffend. Aufbrüche zur Bildung weiterer Firststollenörter oder geneigte zum Einbringen von Hölzern, auch Langhölzern, wurden nicht gemacht.

Die Oberkante des Firststollens lag in Höhe der Außenseite der Ausmauerung; für zwischenzeitliches Setzen des Gebirges wurden allgemein je nach seiner Art seitlich und im First 0,10 bis 0,70 m mehr ausgebrochen. Der weitere Abbau erfolgte wie üblich (Bogenausweitung, Strossen), im einzelnen wie Abb. 5. Zwischen Abbau 5 und 6 liegt also die Gewölbe-

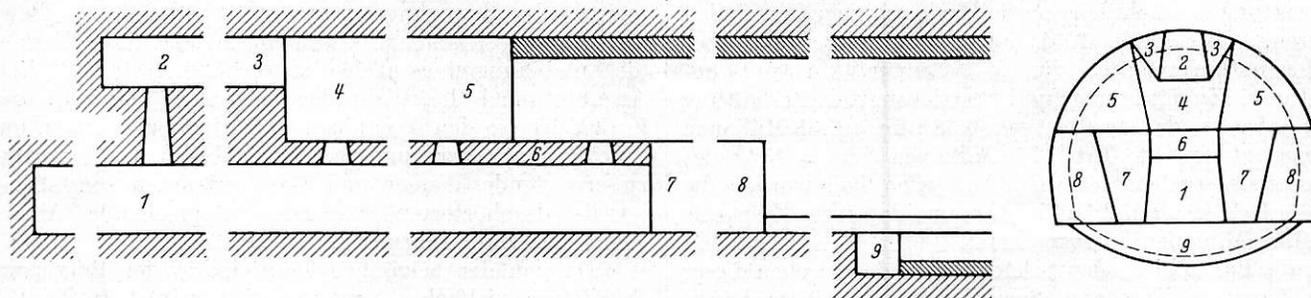


Abb. 5.

mauerung, zwischen 8 und 9 die Widerlagermauerung, nach 9 die Mauerung des Sohlengewölbes. Die Betriebsweise war fortlaufend. Dadurch ließ die belgische Bauweise den Vorteil sehr rascher Fertigstellung des Tunnels zu, wo das Gebirge und vor allem auch das Auftreten von Gas dies verlangte; beispielsweise betrug die Entfernung im stark druckhaften Abschnitt, km 2,7 bis 2,8, Januar 1926 (vergl. Abb. 2), nur 90 m. Dagegen konnte man viele Arbeitsstellen schaffen, wo das Gebirge dies gestattete, wobei die Baustellen bis zu 900 m auseinandergezogen wurden.

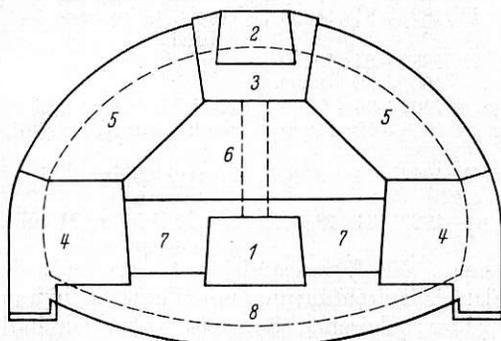


Abb. 6.

Wenn die Überholungsstation in ihrem mittleren, 150 m langen, 17 m breiten und 12 m hohen Teile nach der deutschen Bauweise ausgeführt wurde, so entspricht das durchaus den Erfahrungen. So selten sie sonst noch in Frage kommt, bei diesen Abmessungen war sie am Platze und hat sich bewährt. Die Nachteile der Kernbauweise bei kleinen Querschnitten: Die Erhaltung eines sicheren Kernes, zu schmale Seitenschlitze, Sprengen des Kernes, fallen bei solchen Ausmaßen fort; dafür wird die Zimmerung billiger, einfacher und sicherer. Die Abbaureihenfolge in der Bauweise zeigt Abb. 6; zwischen Abbau 4 und 5 liegt die Widerlagermauerung, zwischen 5 und 6 die des Gewölbes, nach 8 die des Sohlengewölbes.

#### Spreng-, Schutterungs-, Zimmerungs- und Förderarbeiten.

Bis auf die ersten Meter der von Hand durchgeführten Außenvortriebe wurde ausschließlich mit Druckluftbohr-

hämmern gebohrt, je nach Gebirgsart mit Ingersoll, Sullivan, Flottmann. Die Frage der Verwendung von Stollenbohrmaschinen anstatt der Sprengungen ist vorher sorgfältig geprüft worden. Ingenieure der Generaldirektion haben die Maschinen studiert, sie aber für die zu erwartenden Gebirgsarten als nicht zweckmäßig erkannt. Die Druckluft, wie üblich 5 bis 6 atü, wurde elektrisch durch besondere Kompressoren erzeugt und mit 7 atü durch Stahlrohre von 150 und 175 mm Durchmesser an Ort gebracht. Die Bohrhämmer haben sich sehr gut bewährt. Wasserspülung wurde nicht angewandt, wohl aber wurde Wasser zum Niederschlagen des Bohrstaubes gebraucht.

Als Sprengstoff wurde je nach Gebirgsart Gelatinedynamit (62 bis 75%) oder Sprenggummi A und B (100 oder 87%) benutzt; elektrische Zündung fand nur bei Gasgefahr statt.

Da der Vortrieb des Richtstollens eine große, oft ausschlaggebende Rolle für den Gesamtvortrieb spielt, Erfahrungen über Bohrhämmervortrieb aber noch verhältnismäßig wenig vorliegen oder bekannt sind, hat der Verfasser auf möglichst eingehende Auskunft hierüber Wert gelegt. Vergleichbare Ergebnisse sind noch schwerer zu beschaffen: Selbst bei halbwegs vergleichbarem Gebirge spielen der Stollenquerschnitt, der Personal- und Sprengstoffverbrauch, die Art der Bohrhämmer und des Sprengstoffes u. a. m. eine große Rolle. Es genügt daher nicht der gemeinsame Nenner „lfd. m Vortrieb“; und auch „m<sup>3</sup> Vortrieb“ je 24 Std. bei gleicher Schichtzahl und -länge gibt noch keine einwandfreie Unterlage. In Zusammenstellung 3 sind die Vortriebsverhältnisse, Personal, Geräte und Erfolge zusammengestellt, und zwar etwa so, wie sie Randzio (Stollenbau) seinen eingehenden Untersuchungen dieses Gebietes zugrunde gelegt hat. Es wäre wünschenswert, wenn bei allen Stollenvortrieben diese Untersuchungsart einheitlich angewendet und dem Schrifttum zugänglich gemacht würde. Übrigens sind die Angaben beim Apennintunnel Mittelwerte, während die anderen im Schrifttum sich auf bestimmte Zeit- und Tunnelabschnitte beziehen. Die guten Erfahrungen mit Bohrhämmern bei mildem bis mittelschwerem Gebirge wurden also im Apennintunnel bestätigt. Bemerkenswert ist dabei, daß bei doppelt so großem Querschnitt, aber gleicher Bohrlochzahl (nur ein Loch reichlich je m<sup>2</sup>!) und von nur  $\frac{2}{3}$  der Tiefe anderer Stollen die gleiche Zeit je m<sup>3</sup> aufzuwenden war. Der große Querschnitt hat also den Vortrieb nach laufendem Meter naturgemäß verlangsamt, aber zugunsten des Vollausschlages, der sich je m<sup>3</sup> viel billiger stellte. Vor allem aber brachte er Ersparnisse an Bohrpersoneel, Sprengstoff und Bohrschneiden. Besonders der Verbrauch an Sprengstoff von  $\frac{1}{2}$  kg je m<sup>3</sup> gleich dem im Vollausschlag des Hauenstein stellt eine Spitzenleistung dar, allerdings mit den vorgenannten hochwertigen Sprengstoffen.

Auch auf die Schutterarbeiten wird der große Querschnitt von günstigem Einfluß gewesen sein: einfach deshalb, weil eine abzusprengende Gebirgsscheibe von 13 m<sup>2</sup> Fläche und  $\frac{1}{2}$  m Dicke weiter streut und damit das Ort rascher für den nächsten Bohrangriff freigibt als die inhaltsgleiche Scheibe von 5,5 m<sup>2</sup> bei 1,20 m Dicke. Auf diese Weise und im Zusammen-

Zusammenstellung 3.  
Vortriebsverhältnisse und Erfolge.

a	Stollenquerschnitt . . . . .	a	12,80	m <sup>2</sup>
b	Bohrhämmerzahl . . . . .	b	2	Stück
c	Bohrmannschaft . . . . .	2 b	4	Mann
d	Arbeitsschichten zu 8 Stunden	d	3	—
e	Bohrlochlängen (einzeln) . . .	e	0,80 bis 1,20	m
f	Bohrlochzahl . . . . .	f	12 bis 15	Stück
g	Bohrlochdurchmesser . . . . .	g	3,5	cm
h	Bohr- und Besatzzeit . . . . .	h	120	Min.
i	Dgl. je m Lochlänge . . . . .	$\frac{h \cdot b}{e \cdot f}$	18	„
k	Bohrlochzahl je m <sup>2</sup> . . . . .	$\frac{f}{a}$	1	Stück
l	Vortriebstiefe je Angriff . . .	l	0,50	m
m	Vortriebstiefe zu Lochlänge . .	$\frac{l}{e}$	0,40 bis 0,67	—
n	Tagesleistung . . . . .	n	3,00	m
o	Bohrlochlänge je m <sup>3</sup> . . . . .	$\frac{e \cdot f}{a \cdot l}$	2,11	„
p	Bohrlochinhalt je m <sup>3</sup> . . . . .	$\frac{g^2 \cdot \pi \cdot e \cdot f}{4 \cdot a \cdot l}$	2030	cm <sup>3</sup>
q	Sprengstoff je m <sup>3</sup> . . . . .	q	0,5	kg
r	Sprengstoff je m Vortrieb . . .	q · a · l · 0	6,4	„
s	Sprengstoff je m Bohrloch . . .	$\frac{q}{o}$	0,237	„
t	Zeit zwischen zwei Sprengungen	t	180	Min.
u	Anzurechnende Schutterzeit . .	t - h	60	„
v	Ausbruchszeit je m <sup>3</sup> . . . . .	$\frac{h + u}{a \cdot l}$	28	„
w	Ausbruchsmenge je Angriff . . .	a · l	6,4	m <sup>3</sup>
x	Ausbruchsmenge je 24 Stunden	a · n	38,4	„

hang mit der Benutzung der rasch wieder an Ort gebrachten Bohrhämmer werden die früher so zeitraubenden Schutterungsarbeiten immer mehr in die Bohrzeit verlegt; Bohr- und Schutterzeit, zeitlich fast nebeneinanderliegend, werden gegeneinander auszugleichen sein, durch Hilfsmittel bei den letzteren und Personaldisposition bei den ersteren. Nach Bedarf hätte beim Apennintunnel die Bohrerzahl erhöht werden können, andererseits ist in der einen Stunde Schutterung die Nachregulierung des Profils einbegriffen; und geschuttert wurde ohne Hilfsmittel, durch unmittelbares Einschaufeln in die Förderwagen. Hier zeigt sich wieder die glänzende Eignung des italienischen Tunnelarbeiters, der die Streitfrage über die maschinelle Schutterung durch seine vorbildlichen Fähigkeiten gegenstandslos machte; in Amerika wäre ohne Zweifel bei solchem Profil maschinell geschuttert worden. Die bislang bei solchem Gebirge als Vorbild dienenden Arbeiten im Hauensteinbasistunnel dürften durch die im Apennintunnel wertvoll ergänzt sein, auch wenn damals schon die Schutterung kaum noch einen Zeitverlust bedeutete. Daß übrigens die Bohrzeit, die beim Apennintunnel auf 6 bis 7 cm je Minute zu schätzen ist, beim Viebergertunnel nur mit 55 Min., also scheinbar mit 20 cm je Minute auftritt, dürfte daran liegen, daß auch während des Schutterns gebohrt, dort aber nur die überschießende Zeit eingesetzt ist.

Der normale Vortrieb, ohne Berücksichtigung besonderer Unterbrechungen, betrug bei den Vorörtern im Nordabschnitt 2,50 bis 3,00 m, im Südabschnitt 3,50 bis 4,00 m täglich (vergl. Kurve Abb. 2). Der langsamere Vortrieb (s. besonders Punkt 2 der Abb. 2) lag vor allem in den Tonschieferzonen, die stark blähend wirkten, sobald sie mit der Luft in Berührung kamen. Nicht nur die Zusammenziehung der Arbeitsstellen, auch die Einbringung der Zimmerung, statt 30 m hinter Vorort, un-

mittelbar nach Ausbruch, was die Bohrarbeiten verzögerte, die Verpfählung, die fast durchweg nötig war, ferner der Einbau der Hölzer, statt wie sonst, in Abständen von 1 m und darüber, „Mann an Mann“ (a contatto), konnten hier das Profil nicht offen halten. Infolgedessen trieb man ein Kreisprofil von 4,25 m Durchmesser in Angriffen von 0,50 m vor und verzimmerte dies sofort ringsum vollständig mit radial gestellten Holzkeilen von 0,50 m Länge. Man erreichte auf diese Weise, daß

1. der Schiefer mangels Luftzutritts weniger zum Blähen neigte,
2. auftretender Druck einen sich steigenden Widerstand fand,
3. durch eingeschlagene Keile die Verdrückungen beseitigt werden konnten.

Der Vortrieb wurde dadurch selbst in den schwierigsten Durchörterungen von rund 1,70 m auf 3 m täglich gebracht. Die Materialkosten waren nur wenig höher, da man Abfallholz verbrauchen konnte, das sonst als Brennholz gedient hätte, und die Keile mehrfach eingebaut wurden.

Pini schlägt in seinem Bericht vor, diese Bauweise, entsprechend den nach anderen Ländern bezeichneten, die italienische zu nennen. Wenn es sich nun auch zwar nicht eigentlich um eine „Bauweise“ des Tunnels handelt, d. h. um eine Methode, die die Reihenfolge des Gebirgsabbaues, der Zimmerung und Mauerung festlegt, sondern um eine Form der Stollenzimmerung, so entspricht diese doch der Bauweise, die schon im deutschen Schrifttum in ihrer eigentlichen Bedeutung als italienische Bauweise bezeichnet wird. Die grundlegende Übereinstimmung liegt in der raschen, vollkommenen Verkleidung des Gebirges durch vorwiegend radial gesetzte Bauteile. Im Stollen Holz, im Vollausbuch endgültige oder vorläufige Mauerwölbungen, wie sie gerade in Italien und gerade bei noch nicht schwimmenden oder rolligen, aber plastischen, blähenden Gebirgen (Tonen) als einzige Rettung mit gutem Erfolg angewandt wurden. Der Vorschlag Pini entspricht insofern also dem schon von deutscher Seite angeregten und erstrebten Ziel, das Wesen dieser Bauweise, dessen Bedeutung auch im Stollenbau der Apennintunnel erwiesen hat, als italienisch zu charakterisieren und begrifflich festzulegen.

Der Sohlstollenentwässerungskanal lag nicht seitlich, sondern in der Mitte, um von vornherein den tiefsten Punkt des Sohlengewölbes zu erfassen. Er war zur Verringerung des Reibungswiderstandes mit Holzbohlen und Eisenplatten verkleidet.

Der Firststollen wurde, wie schon erwähnt, unabhängig vorgetrieben und mit Zimmerung versehen; die Schuttlöcher dienten nur zur Beseitigung der Ausbruchsmassen und zum Heranschaffen der Mauerungsstoffe. Im Vollausbuch waren in der Bogenausweitung und in den Strossen zwölf Bohrhämmer verteilt. Die Langhölzer der Joehzimmerung waren 6 m lang und auf 1,50 m abgestempelt, im druckhaften Gebirg dichter (vergl. Abb. 7).

Die Förderung im Sohlstollen und im fertigen Tunnel wurde nach Zusammenstellung 4 getätigt. Außerhalb des Tunnels, zwischen Mund und Kippe, 2 km, lief stets Lokomotive „Jung“. In den Schachtvortrieben wurden nur die kleinen Borsig verwendet. Die Druckluft erzeugten drei Kompressoren mit 3, 6 und 13 m<sup>3</sup>/min Leistung bei 80, 160 und 300 PS. Je tkm wurde rund 1 m<sup>3</sup> Luft verbraucht und rund 250 Watt benötigt.

Mauerungsarbeiten.

Das Gewölbe ist durchweg in Ziegel gemauert, mit hydraulischem Kalk oder Zementmörtel. Der Portlandzement kam aus heimischen Fabriken in Casale, Bergamo und Ravenna; Mischungsverhältnis etwa 1:4. Das Wasser war leicht aggressiv. In den stark druckhaften Strecken wurde der Scheitel in 3 m

Breite in Sandsteinhausteinen gemauert, da volle Ziegelprofile auf diese Breite an verschiedenen Stellen eingedrückt wurden. Die Gewölbstärke bewegte sich zwischen 0,54 und 1,07 m, und zwar wurde sie bestimmt von Fall zu Fall nach den Druckbeobachtungen, die man an der Zimmerung machte, und nach der Art des jeweils durchörterten Gebirges. Der Sandstein wurde nicht im Tunnel, sondern etwa 6 km außerhalb gewonnen. Er hatte eine Druckfestigkeit von 400 bis 800 kg/cm<sup>2</sup> (verlangt wurden 400), während die Ziegel 200 kg/cm<sup>2</sup> hatten (verlangt wurden 150); die Wasseraufnahmefähigkeit betrug 12 bis 17 Raumprozent. Es wurde überall satt an das Gebirge angemauert, das Gewölbe wurde fortlaufend, die Widerlager naturgemäß in Zonen hergestellt. Das Gewölbe blieb von Stempeln gestützt bis zur Fertigstellung der Widerlager.

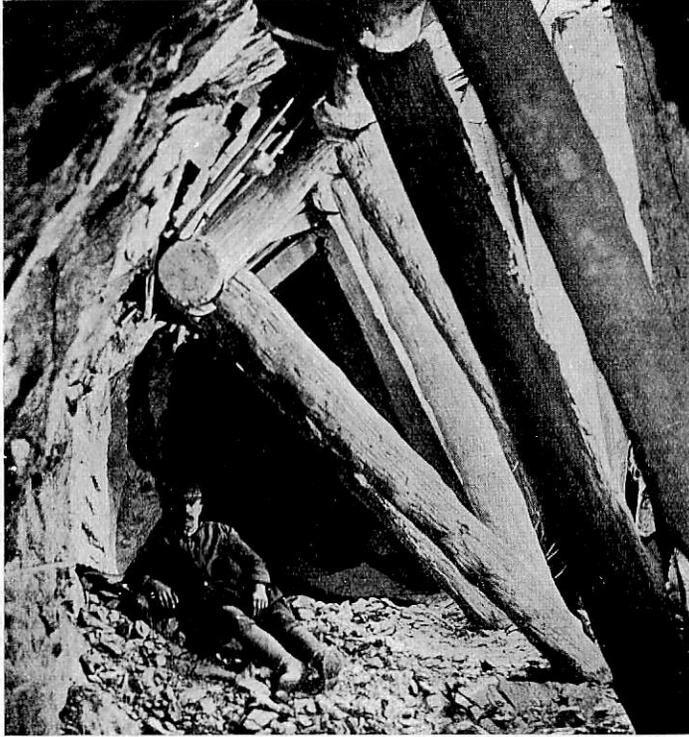


Abb. 7.

Die Strossen wurden 10 Tage nach Herstellung des Gewölbes ausgebrochen, häufig auf beiden Seiten gleichzeitig; dadurch folgte diese Baustelle der Gewölbemauering in etwa 30 m Abstand. Ein besonderer Schutz des Gewölbes und später des fertigen Widerlagers gegen die Sprengarbeit war nicht erforderlich. Die Widerlager wurden vorwiegend in Natursteinen — Sandsteinen — gemauert, der Anschluß an die Kämpfer wurde wie beim Schluß des Gewölbescheitels ausgeführt. Das Wasser wurde dabei an wichtigen Quellpunkten abgefangen und durch besondere Stollen oder Rohre dem Hauptkanal zugeführt. In diesem Punkte weicht die italienische

Auffassung, wie sich der Verfasser im Juli 1933 noch einmal ausdrücklich bestätigen ließ, von der deutschen ab. Wir wenden gerade dem Kämpferanschluß bei der belgischen Bauweise besondere Aufmerksamkeit zu und würden niemals bei irgendwie wasserführendem Gebirge satt anmauern und auf eine Längsentwässerung verzichten. In Italien baut man kein „cunicolo drenante continuo“ hinter dem Kämpfermauerwerk; man sammelt lediglich einzelne stärkere Quellen. Es wird aufschlußreich sein, für die Zukunft die Bewährung dieser Bauweise gerade beim Apennintunnel zu beobachten.

Das Sohlengewölbe wurde hauptsächlich 0,40 bis 0,81 m stark in Ziegelsteinen gemauert. Beton (etwa 1 Teil Zement auf 6 Teile Kies und 3 Teile Sand) wurde nur hier, und nur in wenig druckhaften Strecken, sowie zur Verfüllung des Sohlengewölbes verwendet.

Die Mauerstärken, denen die Regelprofile der italienischen Staatsbahnen zugrunde liegen, entsprechen in ihren Grenzmaßen den üblichen.

Die Nischen sind nicht einander gegenüber, sondern abwechselnd angeordnet, in Abständen von 50 m auf jeder Seite. Eine geringere Entfernung wäre wünschenswert. Im übrigen wird der Anreiz zum Überschreiten der Gleise durch nicht versetzte Nischen vermieden, ebenso das Gefühl der Unsicherheit, das aus dem Zweifel entsteht, ob zweckmäßiger die nähere Nische jenseits oder die entferntere Nische diesseits aufzusuchen ist. In den eingleisigen Streckenabschnitten der Überholungsgleise liegen die Nischen einseitig auf 25 m. Außer den Mannschaftsnischen sind in Abständen von 1 km Gerätenischen von 3,50 auf 3,50 m angeordnet, ferner alle 3 km Nischen für Tunnelwagen oder dergl. mit 7,60 auf 3,00 m, endlich Nischen für Schienen, 24 auf 5 m, alle 4 km. Der Oberbau soll demnach aus Schienen von anscheinend mindestens 20 m Länge bestehen.

#### Kampf gegen Wasser und Gas.

Wenn man die Vortriebskurve (Abb. 2), besonders die Richtstollenlinie, überschaut, so fallen, von Anfangsverzögerungen abgesehen, vier Stellen auf, an denen die Linie auf mehrere Monate ganz oder fast senkrecht verläuft. Es sind die vier großen Fälle von Fortschrittsbehinderung, die die drei Feinde des Tunnelbaues: Gebirgsdruck, Wasser, Gas, hervorriefen.

Die Schwierigkeiten, die die Druckhaftigkeit des Gebirges bei km 2,5 vom Nordeingang (Punkt 2 in der Abb. 2) verursachte, sind unter „Zimmerungsarbeiten“ besprochen; sie führten zur „italienischen“ Zimmerungsweise. Sie stellten aber, wie Pini sagt, durchaus nicht den schwersten Kampf dar. Diesen hatte man gegen Wasser und Gas zu führen.

Der Außenvortrieb von Norden her brachte, wie schon erwähnt, kein Wasser; es mußte sogar bei Gasbränden und zur Bekämpfung des Bohrstaubes von außen zugeführt werden.

Beim Außenvortrieb von Süden her trat, von den ersten 800 m in Sandstein und Lettenschiefer abgesehen (vergl. Zusammenstellung 2), dauernd Wasser auf, als Sickerwasser, als

#### Zusammenstellung 4.

Zeit	Lok.	Antrieb	Gekupp. Achsen	Zyl.- Druck at	Ge- wicht t	PS	Fahrten in 24 Std.	Je mit km	Wa- gen- zahl	Nutz- last t	Leer- last t	Bemerkungen
Bis Februar 1925	Jung	Dampf	2	—	12	65	9	2,2	27	54	27	250 m zwischen Ort und Sohl- gewölbe Tierförderung
Ab März 1925	Borsig	Druckluft	4	15	20	70	11	7,8	32	64	32	12 Behälter } { 200 at; Auffüllung nach 4 km 350 l; Auffüllung nach 2,5 km
	„	„	2	15	10,4	35	(Die letzten	350 m	laufend)	4	„	

niederströmender Regen, als hervorschießende Sturzbäche. Schon die kalten Ergüsse der Sickerwässer behinderten den Vortrieb erheblich und zwangen zu halbschichtiger Arbeit; die starken Ausbrüche brachten erhebliche Störungen. Die wichtigsten sind die bei km 2,4 (Punkt 7), mit 65 l/sec, bei km 4,8 + 30 (Punkt 6) mit 150 l, und bei km 5,7 + 78 (Punkt 5) mit 300 l. Bereits der zweite Ausbruch, aus Bruchsandsteinschichten kommend, zwang zu Unterbrechungen, da die Holzkanäle 0,60 auf 0,60 m durch Eisenplattenkanäle 1,00 auf 1,00 m ersetzt werden mußten. Beim dritten Ausbruch schoß das Wasser z. T. in Strahlen von 20 m Länge heraus, unter einem Druck von 15 at. Man versuchte das Ort durch eine 3 m dicke Mauer abzuriegeln. Durch diese preßte man mit neun Stahlrohren von 175 mm Durchmesser und mit sieben kleineren zuerst eine Mischung von Zement und Sand, dann nur Zement, schließlich Zement mit Säge- und Eisenfeilspänen. Nur mit äußerster Anstrengung gelang es, der Quelle, die einer 30 bis 40 cm breiten Sandsteinspalte entsprang, Herr zu werden.

Beim Vortrieb von den Schächten aus stieß man, neben kleinerem Aufkommen fast auf allen Strecken auf erhebliche Ausbrüche zwischen km 0,9 + 20 und 1,0 + 70 des Vortriebs nach Norden (Punkt 4 der Abb. 2). Hier vermehrte sich das mit 13 at austretende Wasser rasch von 30 auf 180 l/sec. Man verbaute auch hier zunächst das Vorort durch eine Mauer, um es durch Zementeinspritzungen wasserundurchlässig zu machen. Dann\*) verstopfte man die Felsspalten mit Holzkeilen, Lumpen, Werg und dergl. und trieb, jeweils in verschiedener Zahl, 4 bis 5 m tiefe Bohrlöcher vor, um das Wasser möglichst aus den dahinter liegenden Adern abzuleiten. Hierauf steckte man mit Werg umwickelte Eisenrohre bündig in die Löcher und spritzte mit Maschinen eine dünnflüssige Mischung lediglich von Zement und ganz feinem Sand ein. Die anderen Mischungen mit Sägespänen, Kohlenstaub, Eisenspänen und abbindefördernden Mitteln hatten keine befriedigenden Ergebnisse; die Verbaue der wasserführenden Spalten war in erster Linie der mechanischen Wirkung des Sandes und dann dem Abbinden des Zementes zu verdanken. Auf diese Weise wurde das Gebirge auf jeweils 4 bis 5 m wasserundurchlässig gemacht und ohne nennenswerten Wasseraustritt auf 160 m mit täglich 1,20 m Fortschritt durchörtert, während die Pumpenanlagen entsprechend vergrößert werden konnten. Nach dem Durchschlag zwischen Mittel- und Südvortrieb wurde die Pumptanlage abgebaut.

Allmählich ging das Aufkommen einschließlich 250 l/sec von den Schachtvortrieben her auf 700 l/sec zurück (Pini 1929). Man schloß daraus, daß das Wasser weniger aus unterirdischer „circulazione“ als aus Ansammlungen zwischen den Schichten und den Sandsteinspalten aufkommt und nach einigen Jahren fast völlig versiegen wird. Allerdings war 1931 das Aufkommen mit 620 l/sec am Südausgang fast das ganze Jahr hindurch gleichbleibend, so daß nach Angabe der Generaldirektion von Ende 1932 eine Ausnutzung der Wasserkraft für Anlagen der Direttissima und für die Wasserversorgung von Prato vorgesehen ist.

Man darf vielleicht aus der Beständigkeit dieser Wassermengen schließen, daß sie doch nicht nur unterirdischen Ansammlungen, sondern auch Tageswässern oberhalb des Tunnels entstammen. Durch Beobachtung der Quellen über Tage wäre vielleicht mit der Zeit Klarheit zu gewinnen, bevor größere Nutzungsanlagen in Angriff genommen werden. Zum Vergleich mit den vorgenannten 700 – 250 = 450 l/sec sei in Erinnerung gebracht, daß beispielsweise auf ein Mundloch bezogen, der Gotthardtunnel zeitweise 230, der Simplon 1200 l/sec abgaben (Höchstzahlen).

\*) Die folgende Beschreibung bezieht sich nicht auf die Wasserbekämpfung im Südvortrieb, sondern nur auf den Schachtvortrieb.

Die vorbeschriebenen Kampfmittel zeigen, wie auf dem Gebiete der Wasserbekämpfung von Fall zu Fall entschieden werden muß; wie leicht, allen Erfahrungen entgegen, anderwärts bewährte Mittel versagen können und der Ingenieur vor die Aufgabe gestellt wird, kurz entschlossen neue Wege zu suchen. Vor empfindlichen Zusatzerschwernissen ist der Apennintunnel noch bewahrt geblieben: heiße Quellen traten nicht auf, vielmehr entstanden eher Arbeiterschwernisse durch die erheblich niedrigere Temperatur der Wassereinbrüche; ferner waren die Temperaturen im Tunnel günstig, sie lagen zwischen 18 und 21° C. Ein großes Glück war es wohl auch, daß der schwere Wassereinbruch im Schachtvortrieb auf der zum Schacht fallenden Strecke erfolgte, nicht auf der Süd-strecke.

Man hatte aber überhaupt nur mit beschränktem Wasser aufkommen in den Schachtvortrieben gerechnet und zunächst drei elektrisch betriebene Kolbenpumpen von 50 l/sec Leistung eingebaut, mit 175 mm weiten Druckrohren. Als dann 1925 der Wasseranfall stärker wurde, besonders auf dem Südvortrieb, vergrößerte man nach und nach die Anlagen durch elektrische Kreiselpumpen bis auf 37 Pumpen mit einer Gesamtleistung von 1200 l/sec bei 6600 PS. Der Strom von 5000 Volt wurde durch Kabel in den Tunnel geführt und dort auf 260 Volt umgeformt.

Die Vortriebsstockungen, Punkt 1 und 3 der Abb. 4, sind dem, hauptsächlich den Tonschieferschichten der Mittelvortriebe und des Nordvortriebs entweichenden Methangas (mit 96% CH<sub>4</sub>) zuzuschreiben. Das Methan brachte Gift-, Explosions- und Brandwirkung, je nachdem ob sich das Gasgemisch hinter der Zimmerung bildete oder ob beim Schießen Stichflammen aus dem unter Druck stehenden Gas entstanden.

Der Südvortrieb war gemäß dem dort durchörterten Gebirge (vergl. Zusammenstellung 2) fast frei von Gasen; nur in km 1,8 traten auf 28 m, beim Durchfahren von verdrücktem Tonschiefer und Ton, zugleich mit erheblichem Wasser beträchtliche Gasmengen aus, die fast ununterbrochen brannten und auf nahezu einen Monat das Vorort zu einem „brennenden Hochofen“ machten. Die Schachtvortriebe zeigten von Anfang an und dauernd kleine Gasaustritte, die sich aber in Richtung Bologna immerhin auf 120 l/sec und 20 atü Druck steigerten.

Hauptvoraussetzung zur Bekämpfung des Gases war natürlich eine vorbildliche Bewetterung. Diese wurde noch dadurch verbessert, daß die Leitungen von 625 mm Durchmesser bis Vorort des Sohl- und Firststollens vorgetrieben wurden. Ferner baute man im Mittelvortrieb beim stärkeren Aufkommen von Gas die zuerst im Südvortrieb verwendete Bewetterung ein, die eine Luftzufuhr von 36 m/sec gestattete. Das Aufkommen von Gas wurde durch besondere Aufsichtsbeamte sorgfältig überwacht; an Schlagwetterlampen nach Davy wurde die Luftzusammensetzung beobachtet. Außerdem waren die Mannschaften mit Gasmasken Bauart Dräger ausgerüstet.

Diese Masken — nicht „Dreager“, und nicht belgischen Ursprungs, wie von anderen angegeben — waren Erzeugnisse des bekannten Dräger-Werkes in Lübeck, also deutsches Erzeugnis, nur über eine Außenstelle des Werkes geliefert. Nach Angaben des Werkes wurden bezogen:

- 30 HSS-Geräte Modell 1924 mit Ledermaske,
- 90 Reservezylinder,
- 120 Reservepatronen,
- 1 Handfüllpumpe und Ersatzteile.

Bei dem HSS-Gerät handelt es sich um ein Sauerstoffkreislaufgerät.

Auch die Deutsche Reichsbahn wendet in längeren Tunneln Gasschutzgeräte an. Für Rettungsarbeiten kommen meistens Sauerstoffkreislaufgeräte in Betracht, während für einfachere Aufgaben ein Filtergerät (Dräger CO-Filter-

gerät) mit Atemmaske genügt. Besondere Vorkehrungen hat man im Cochemer Tunnel getroffen. Hier befinden sich außer den genannten Geräten Sauerstoffbehandlungsapparate und Medikamentenvernebler, ferner ein Schutzwagen, der vom Dräger-Werk mit einer größeren Luftfilter- und CO-Entfernungsanlage ausgerüstet ist. Ein Filtergerät kann bekanntlich nur bei mäßigem Gasgehalt (etwa 2%) und ausreichendem Sauerstoffgehalt (von 15% an) verwendet werden. Besteht dafür keine unbedingte Sicherheit, so muß zum Kreislaufgerät oder Frischluftgerät gegriffen werden. Dies hat wohl auch beim Apenmintunnel zur Wahl des Kreislaufgerätes geführt. Im übrigen handelte es sich ja hier um Schutzmaßnahmen nicht gegen Kohlenoxyde, sondern gegen Kohlenwasserstoffgase. Eine Pumpe füllte die kleinen Sauerstoffzylinder aus großen.

Zur Verhütung unbeabsichtigter Entzündungen war in den gefährdeten Abschnitten jede offene Flamme verboten. Man erließ ein strenges Rauchverbot und griff zu elektrischer Fernzündung der Minen ebenso zu elektrischer Beleuchtung mit ortsfesten und tragbaren Lampen; zur Förderung wurden ausschließlich Druckluftlokomotiven verwendet. Ferner wurden an toten Punkten, wo sich trotz stärkster Bewetterung Gase festsetzten, im Bedarfsfall die Schlagwetter in Zeitabständen von  $\frac{1}{4}$  bis  $\frac{1}{2}$  Stunde unter weitgehender Räumung der Baustellen elektrisch gezündet. Schließlich traf man sorgfältig alle Maßnahmen für den Fall einer unerwarteten Explosion oder Brandkatastrophe: Rettungsmannschaften waren ausgebildet; im wasserlosen Nordvortrieb wurde eine Druckwasserleitung von 125 mm Durchmesser verlegt; die Pumpanlage am Tunnelmund saugte Wasser aus Brunnen und Sickerstellen, die am nahen Torrente Setta abgeteuft waren, und hielt es auf 10 at. Ein Behälter in der Nähe der Örter diente wiederum zur Speisung von Pumpen, die dem Vortrieb folgten und wenn nötig den Druck erhöhten, um zu heiße oder in Brand geratene Zimmerungen abzuspitzen.

Trotz dieser umfassenden Verhütungs- und Bekämpfungsmaßnahmen kam es in denselben Tonschieferschichten, die bei km 2,7 durch ihre Druckhaftigkeit zur italienischen Zimmerung zwangen, gleich nach den ersten 300 m zu Gasaustritten, die nach und nach vier Explosionen hervorriefen, neun Todesopfer forderten, erheblichen Schaden anrichteten und insgesamt 43 Tage Unterbrechung unvermeidlich machten. Ferner verursachten sie drei Brände, die zwar keine Menschenleben kosteten, aber das Sohlstollenort verriegelten und dadurch auch auf allen übrigen Baustellen rund 250 Tage die Arbeit verzögerten. Der letzte Brand am 8. August 1928 bei km 5,0 war der schwerste (Punkt 5 der Abb. 2). Im Sohlstollenort entstand bei einer Sprengung ein gewaltiger Gasausbruch mit sofortiger Entzündung. Sehr lange Flammen schossen hervor, hinderten jede Annäherung, setzten die Zimmerung in Brand und erzeugten einen derartigen Brandherd, daß infolge des dichten Rauches alle Arbeitsstellen verlassen werden mußten. Am nächsten Tage zerstörte eine Explosion einen langen Teil der Wetterlage. Es gelang einigen Arbeitern, bis zum Bogenausweitungsört vorzudringen, sie stellten fest, daß der Stollen zerstört und die Zimmerung in der Kalotte verbrannt war, und daß das Feuer weiterhin die rückliegenden Baustellen bedrohte. Ein schwerer Kampf begann bei Temperaturen von 80 bis 100°, bei Luftmangel, bei beschädigtem und nicht mehr eingerüstetem Gewölbe. Man ersetzte die verbrannten Lehbogen durch eiserne, erneuerte die Zimmerung, suchte das Feuer durch Schutzmauern und Wasservorhänge an der Weiterverbreitung zu hindern und den Sohlstollen durch Eisentafeln wieder herzustellen, während die Arbeit in den Strossen und an den Widerlagern fortschritt. Nach Wiederherstellung eines großen Teiles des Sohlstollens stellte es sich heraus, daß ein weiteres

Vordringen in den brennenden Stollen hinein unmöglich war. Man riegelte ihn daher durch Mauerwerk ab und trieb in 15 m Entfernung einen Parallelstollen vom fertigen Tunnelteil aus vor. Die liegengeliebene Strecke wurde später ohne Schwierigkeiten rückwärts aufgeschlossen.

Für die Gasausscheidungen im fertigen Tunnel sind im First Austrittsöffnungen vorgesehen, die 1930 noch geringe, infolge des spezifischen Gewichtes nur im First feststellbare Mengen abgaben, ohne daß Anlaß zu Besorgnissen bestand.

### Bewetterung und Beleuchtung.

Die Hauptbewetterungsanlage an den drei Baustellen bestand in einem Luftkanal von 6,5 m<sup>2</sup> Querschnitt, der wie beim Lötschbergtunnel vom fertigen Profil durch eine senkrechte Mauer abgeteilt war. Zur Versorgung der Endpunkte mit 20 bis 24 m<sup>3</sup> Luft je Sekunde war daher eine Geschwindigkeit von rund 4 m/sec erforderlich, also ein Anfangsdruck bis 250 mm W. S. Hierzu dienten zwei Ventilatoren mit zwei Elektromotoren von 160 PS, von denen eine zur Reserve diente, die aber auch parallel eingesetzt werden konnte. Am jeweiligen Ende des fertigen Tunnels wurde die Luft von zwei mitvorwandernden Ventilatoren durch zwei Röhren von 1000 und 635 mm Durchmesser mit einer Geschwindigkeit von 6 m<sup>3</sup>/sec bis vor Ort gedrückt. Außerdem wurde an der gleichen Stelle ein Saugventilator aufgestellt, der mit 6 m<sup>3</sup> je Sekunde durch Röhren von 635 und 400 mm Durchmesser Schlagwetter absaugte. Wenn eine Vermehrung der Bewetterung nötig wurde, z. B. infolge der Schlagwetter im Nordvortrieb, so war sie rasch zu erzielen, indem man Ventilatoren zur Druckerhöhung auf halber Länge des Bewetterungskanal einschaltete, ferner durch Sekundärventilation an ihrem Endpunkt und Rohrleitungen bis zu den Örtern.

Die verlangte Bewetterung von 20 bis 24 m<sup>3</sup>/sec entspricht den bisherigen Ausführungen großer Tunnel (Simplon, Lötschberg), ebenso der Druck von 250 mm Wassersäule. Man darf sich hier wohl an die Zahlen der Erfahrungen halten; die stark voneinander abweichenden theoretischen Zahlen können nur wenig als Anhalt dienen. Beispielsweise gibt das Handbuch den Luftbedarf zu 240 m<sup>3</sup> je Mann auf 24 Std. an, Andreae (Pometta) auf 0,5 m<sup>3</sup> je Mann und Minute. Für den Apenmintunnel hätte dies für 600 Mann Belegschaft 2 bis 2,5 m<sup>3</sup>/sec oder 6 bis 7 m<sup>3</sup>/sec einschließlich Luftverbrauch für Sprengungen ergeben. Zudem spielen ja Druckverluste, Verteilung der Arbeitsstellen, Einfluß von Gebirgswärme, von Gasen, von Druckluftlokomotiven und Bohrhämmern, und allgemein die Tunnellänge eine große Rolle.

Zur Beleuchtung wurden beim Nord- und bei den Mittelvortrieben der Gasgefahr wegen ausschließlich Akkumulatorenlampen benutzt, sowohl ortsfeste wie tragbare, Bleiakumulatoren oder alkalische. Umformeranlagen zum Aufladen der Akkumulatoren befanden sich an den Arbeitsstellen. Beim Südvortrieb hielt man diese nur in Reserve für ein etwaiges Gasaufkommen. Im allgemeinen wurde die übliche Form von Azethylenlampen benutzt, in erster Linie, weil sie billiger in Beschaffung und Unterhaltung sind. Die verschiedenen Arten tragbarer, elektrischer Einzellampen haben sich gut bewährt.

Man ist also auch im Apenmintunnel den bekannten Schwierigkeiten der elektrischen Lichtleitungen aus dem Wege gegangen. Die Azethylenlampen hat man, wo es angeht, den elektrischen Einzellampen aus Gründen der Billigkeit vorgezogen, letztere aber wiederum bei Schlagwettergefahr den Davylampen, die, wie schon hervorgehoben, lediglich dazu dienen, Gasgemische festzustellen.

### Baukosten.

Die Kosten des Apenmintunnels können ebensowenig wie die anderer Tunnel in ihrer Gesamtheit, auf den laufenden

Meter umgerechnet, einen Maßstab für die wirtschaftliche Durchführung des ausgeführten oder für die Veranschlagung eines künftigen Tunnels bilden. Eine Kostenzusammenstellung kann zwei Ziele verfolgen. Einmal kann man darauf ausgehen, vor der Ausführung eines Tunnels seine Wirtschaftlichkeit zu prüfen, etwa im Zusammenhange mit einer Neubaustrecke, oder den ungefähren Geldbedarf festzustellen, wenn die Wirtschaftlichkeit wie bei strategischen Bahnen nicht den Ausschlag gibt. Zum anderen sollen Kostenzusammenstellungen nach der Ausführung Unterlagen für künftige Bauten liefern. In beiden Fällen ist die Ermittlung und Angabe der Kosten nach laufenden Metern wertlos. Bei der Prüfung der Wirtschaftlichkeit kommt es (abgesehen von der betrieblichen Wirtschaftlichkeit) nur auf den Zinsen- und Tilgungsdienst der Gesamtsumme an. In die Gesamtkosten sind aber alle Ausgaben, die den Tunnelbau zur Ursache haben, wie Dienstbahnen und dergl. einzubeziehen. Die Umrechnung der Gesamtkosten auf laufende Meter ist aber ebensowenig als Unterlage für spätere Bauten von Bedeutung, weil selbst bei annähernd gleichen Längen, Zeiten, Gebirgsarten, Verhältnissen usw. die sogenannten allgemeinen Kosten stets grundverschieden sind und insgesamt zunächst beim Vorbilde abgesetzt und dann dem Bauvorhaben entsprechend zugesetzt werden müssen.

Wie wenig die Baukosten eines Tunnels als Grundlage für die Veranschlagung künftiger Tunnel dienen können, dafür ist nun gerade der Apenntunnel beweiskräftig. Die Kosten werden mit 470 Millionen — wertschwankender — Lire angegeben, oder mit 25000 Lire je laufende Meter. Legt man, wie die Generaldirektion es tut, die Kurse der zehn Hauptausgabejahre zugrunde, so errechnen sich 118 Millionen Goldlire. Manche Arbeiten, z. B. die Bohrungen (1910/11) und die Dienstbahnen (1914/15 gebaut, Oberbau 1919 verlegt), lagen vor dieser Zeit, sie sind aber als Tilgungsquote mit eingerechnet. Aus diesen Gründen ist es abwegig, aus derartigen Vergleichen Schlüsse auf die Wirtschaftlichkeit zweier eingleisiger Tunnel gegenüber einem zweigleisigen zu ziehen, und etwa die danach um die Jahrhundertwende entstandenen 77 Millionen zusammen mit den um 1915 verausgabten 20 Millionen schweizer Franken des Simplontunnels den 1920 bis 1930 aufgewendeten 470 Millionen italienische Papierlire gegenüberzustellen.

Wenn man an den von der Generaldirektion dem Verfasser angegebenen 118 Millionen Goldlire festhält, würde der laufende Meter etwa 5200 *R.M.* kosten. Ein so hoher Einheitssatz ist, abgesehen von Untergrundbahnen und kleinen Sonderfällen, noch nicht erreicht worden. Kürzere Tunnel, die zwar bei höherem Geldwert, niedrigeren Löhnen und billigeren Baustoffen und Geräten, aber mit unzulänglicheren Mitteln und

daher großem Zeitaufwand, unter schwierigen Verhältnissen, fast ohne Erfahrungen, vor 70 bis 80 Jahren gebaut sind, wie der Mont Cenis- und der Semmeringtunnel, kommen dem Apenntunnel noch am nächsten. Diese Zahlen können daher weder für die Geschicklichkeit der Erbauer noch für die Richtigkeit einer Bauweise auch bei gleichem Gebirg ein Maßstab sein. Das gilt auch, wenn man für den Grad der Schwierigkeit der Gebirge einschließlich Gas- und Wasseraufkommen feste Beiwerte einführen könnte, so daß man ein „gleichwertiges“ Gebirg errechnen könnte. Schon rein mathematisch sind ja für Zahlen, die nicht linear voneinander abhängig und nur als Länge und Gesamtkosten im Endwert bekannt sind, Zwischenwerte in der Form von Kosten je Kilometer oder Meter nicht zu ermitteln. Ferner sei nur auf die im Laufe von Jahrzehnten stark schwankenden Löhne und die übrigen erheblich wechselnden Kostenträger hingewiesen. Wenn man dazu noch die in Tabellen nicht ausdrückbaren oder auswertbaren Faktoren, wie Störungen durch Naturereignisse und sonstige Unterbrechungen nimmt, ferner Kaufkraft des Geldes, Vortriebsmöglichkeiten je nach Überlagerung, Anfuhrverhältnisse und schließlich die durchaus nicht einheitliche Errechnungsart im Umfang der Kostenträger, so ist die Unvergleichbarkeit der Meterkosten offensichtlich. Von großem Wert aber bleibt natürlich die Kenntnis der Ausgaben für die einzelnen Kostenträger, ob sie sich nun in Geld-, Personal- oder Zeitverbrauch ausdrücken. Am wertvollsten sind dabei noch die beiden letztgenannten Formen der Kostenangabe. Soweit alle diese Ermittlungen im Rahmen der Unterlagen und dieser Betrachtung möglich waren, sind sie durchgeführt.

Verschiedene Gebiete des Tunnelbaues sind im vorstehenden nur gestreift, sehr viele Einzelangaben bewußt weggelassen. Hierzu sei noch einmal darauf hingewiesen, daß es sich nicht darum handeln sollte, zu beschreiben und zu berichten, was beim Apenntunnel unternommen und wie es durchgeführt wurde, sondern, aus welchen Gründen und mit welchem Erfolg so und nicht anders vorgegangen wurde. Auch diese Aufgabe ließ sich nicht auf allen Gebieten erschöpfend behandeln; soweit nötig, mußte naturgemäß auch das „was“ und „wie“ angegeben werden, zumal, soweit darüber das bisherige Schrifttum einschließlich des amtlichen Berichtes noch keinen Aufschluß gab. Berichte aber über Ausschreibungsarten und Arbeitsfortschritte, ferner vor allem über geleistete Kubikmeter Ausbruch und Mauerwerk, verbrauchte Preßluft und Sprengstoffe, beschäftigtes Personal und dergleichen Statistisches sind mit Vorbedacht als nicht in den Rahmen der Betrachtung gehörig, fortgelassen. Hierzu sei nochmals auf den amtlichen Bericht in der Rivista verwiesen, der auch eine große Anzahl Lichtbilder, Zeichnungen, Tabellen und bildliche Darstellungen enthält.

## Zur Gestaltung des Übergangsbogens; eine Verteidigung der kubischen Parabel.

Von Professor Dr. Ing. Wentzel, Aachen.

So anerkennenswert auch die Bemühungen von Professor Dr. Ing. Petersen und Reichsbahnrat Dr. Ing. Schramm um die Vervollkommnung des Gleisbogens\*) sind, so hat doch die Anregung von Petersen, die kubische Parabel als Übergangsbogen aufzugeben und statt ihrer einen Übergangsbogen der von ihm empfohlenen Art einzulegen, nicht ungeteilte Zustimmung gefunden\*\*). Auch ich vermag mich seinem Vorschlag, so beachtenswert er auch für besonders gelagerte Fälle (Schwebbahnen und Stadtbahnen mit kleinen Bogenhalbmessern usw.) sein mag, nicht anzuschließen, sondern ich suche — allein schon aus der Rücksicht, den Eisenbahnverwaltungen eine umständliche, vollständige Änderung ihrer

Vorschriften, Tabellen und eine dementsprechende Umschulung ihres Personals zu ersparen — einen möglichst einfachen Weg zur Ausräumung der von Petersen gewiß mit Recht beanstandeten Mängel.

An eine grundlegende Änderung ihrer Vorschriften für Gestaltung der Übergangsbogen wird eine Eisenbahnverwaltung, auch bei Vorhandensein gewisser Mängel, doch nur dann herangehen, wenn die angestrebte Vervollkommnung auch wirklich die zweifellos nicht geringen Umstände der Änderung lohnt. Es ist dazu auch zu erwägen, ob etwa die Aufgaben der Berechnung, Absteckung und Unterhaltung erschwert werden, wobei auch zu bedenken ist, daß man auf lange Zeit Übergangsbögen zweier Arten in den Gleisen haben wird und richtig auseinanderhalten muß.

\*) Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1932, H. 22.

\*\*\*) „ „ „ 1933, H. 18.

Die von Schramm gefundene Lösung eines Übergangsbogens mit „geschwungenem Krümmungsverlauf“ ist gewiß von großem Wert für Schwebelbahnen für Personenverkehr, zumal bei kleinen Bogenhalbmessern und kurzen Übergangsbogen. Denn dort kommt es sehr darauf an, daß keine Schaukelbewegungen mit unangenehmen Empfindungen für die Fahrgäste ausgelöst werden.

Wenn wir nun auch bei Standbahnen zwecks allmählicher Aufnahme und allmählichen Ausklügens der Bewegung  $\omega$  zur Schrägstellung des Fahrzeugs (Abb. 1) die Überhöhungsrampe nach Abb. 2 geschwungen ansteigen lassen und dem

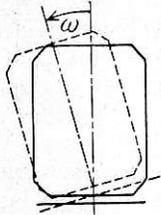


Abb. 1.

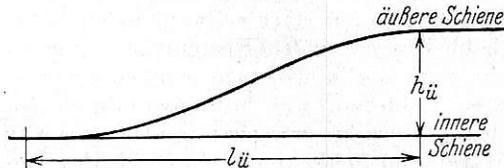


Abb. 2.

Übergangsbogen dazu im Grundriß eine dementsprechende Steigerung des Krümmungsgrades geben, so ist die Feinheit dieser Vervollkommnung gewiß anzuerkennen. Aber bei den großen Längen der Übergangsbogen und der schwachen Neigung der Überhöhungsrampen, die wir jetzt bei Neuanlagen durchführen — siehe u. a. Anlage 10 der Oberbauvorschriften der Deutschen Reichsbahn — kann ich die von Petersen und Schramm vorgeschlagene Vervollkommnung nicht als so bedeutungsvoll im praktischen Betrieb ansehen.

Nach der Oberbauvorschrift der Deutschen Reichsbahn hält sich die Rampenneigung 1:n vor Bogen mit Halbmessern  $\geq 450$  m durchweg bei und unter 1:1000, bei Bogen mit  $R \geq 1000$  m sogar unter 1:1200 bis 1:1500. Also auch bei einer Hochgeschwindigkeit  $V = 160$  km/h, d. h.  $v = 45$  m/sec bleibt die sekundliche Anhebung des äußeren Rades zwischen 4,5 und 3 cm; und die Aufnahme und der Abschluß dieser Bewegung am Anfang und am Ende der Rampe erfolgt praktisch auch nicht plötzlich, sondern wird gedämpft durch die Steifigkeit der Schiene, die einen plötzlichen Knick mit 1:1000 verhindert. Darüber hinaus können wir noch weitergehende Ausrundung der Neigungswechsel vorschreiben, ohne daß wir damit die übrigen Vorschriften zu ändern brauchen. Aber um welche winzigen Maße handelt es sich dabei! Selbst wenn wir eine Ausrundung mit  $r_a = 20000$  m vornehmen, so wird

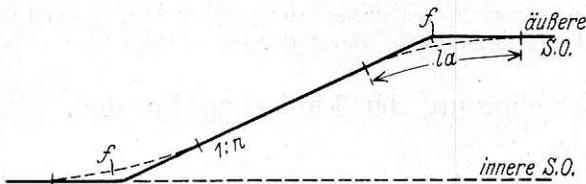


Abb. 3.

bei einer für Hochgeschwindigkeiten stärksten Neigung 1:1000 die Höhendifferenz  $f$  gegenüber dem geometrischen Brechpunkt nur 2,5 mm, bei einer Rampenneigung 1:1500 nur etwa 1 mm bei Ausrundungslängen  $l_a$  von 14 bis 20 m (s. Abb. 3). Wenigstens das letztere  $f$  liegt schon unter der praktisch durchzuhaltenden Genauigkeit der Schienenhöhenlage.

Wenn wir nun bei Verzicht auf den Bogen mit geschwungenem Krümmungsverlauf keine geschwungen ansteigende Rampe, sondern einen geraden Rampenanstieg zwischen der unteren und oberen Ausrundung behalten, so vermag ich darin nicht einen Nachteil, sondern vielmehr einen

Vorteil wegen der m. E. ausschlaggebenden Erleichterung der Überwachung der richtigen Höhenlage zu erblicken.

Will man etwas Neues an Stelle eines Alten setzen, weil das Alte gewisse Mängel hat, so soll man auch erwägen, welche Vorteile das Alte hat; und die kubische Parabel hat eine Reihe von Vorzügen, die man nicht unterschätzen soll:

1. Ihre Ordinaten sind sehr leicht zu errechnen; man ist nicht auf Tabellen angewiesen.

2. Die Beziehung, daß sie zur Hälfte vor und zur Hälfte hinter dem Tangentenpunkt des Kreisbogens liegt — im folgenden kurz „ $\frac{1}{2}$ “ genannt —, daß der Kreis um das einfach

zu errechnende Maß  $m = \frac{l^2}{24 R}$  einzurücken ist, erleichtert alle Arbeiten des Entwurfs und der Absteckung außerordentlich.

3. Die Nachprüfung der richtigen Grundrißlage des Gleises ist für den Rottenmeister, dem schon die Vermarkung von Übergangsbogen-Anfang und -Ende genügt, sehr einfach, da die Pfeilhöhen über gleicher Sehnenlänge gleichmäßig bis zur Pfeilhöhe des Kreisbogens wachsen müssen.

4. Deshalb ist die kubische Parabel auch die Kurve gleichmäßiger Drehbeschleunigung der Fahrzeugmasse um ihre senkrechte Mittelachse, ergibt also das Minimum des horizontalen Führungsdrucks\*).

5. Die Überprüfung der Richtigkeit der Rampenneigung ist bei gradlinigem Anstieg leichter als bei geschwungenem Anstieg nach Petersen-Schramm (s. o.).

Man wird diese Vorteile nicht leichten Herzens aus der Hand geben.

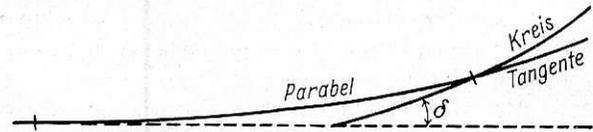


Abb. 4.

Nun waren für Petersen ja noch andere Umstände Anlaß zur Suche nach einem vollkommeneren Gleisbogen; und zwar sind es die Ungenauigkeiten, die mit der kubischen Parabel bei ihrer üblichen Annäherungsberechnung verbunden sind. Diese können allerdings — darin muß man Petersen beipflichten — nicht durchweg vernachlässigt werden. Petersen gibt als Voraussetzung für noch erträgliche Ungenauigkeit die Beziehung  $\tan \delta = 0,1$  an (s. Abb. 4). Nun wird aber diese Grenze, wenigstens nach den Oberbauvorschriften der Deutschen Reichsbahn, nur bei den Parabeln zu Kreisbogen mit  $R < 600$  m überschritten. Bei flacheren Bogen sind die Werte  $\tan \delta$  so viel kleiner, daß die Ungenauigkeiten gegenüber den ohnehin unvermeidlichen Ungenauigkeiten der Erhaltung der Gleislage unwesentlich werden.

Soll man nun zur Ausmerzung der bei  $\tan \delta > 0,1$  auftretenden Ungenauigkeiten die kubische Parabel, die doch auch ihre großen Vorzüge hat (s. o.), in Bausch und Bogen verdammen? Oder gibt es einen Weg, die Ungenauigkeiten, soweit sie störend groß sind, in einfacher Weise befriedigend auszumergen? Diese Frage glaube ich zugunsten der Beibehaltung der kubischen Parabel und zwar auch ihrer Annäherungsberechnung  $\left(\frac{1}{2} m = \frac{l^2}{24 R}\right)$  bejahen zu dürfen.

Zur Erleichterung für den Leser seien nochmals kurz die Ungenauigkeiten angeführt:

1. Die kubische Parabel erreicht an ihrem Ende nicht ganz den Krümmungsgrad des Kreisbogens mit dem Halb-

\* S. a. Petersen, Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1932, H. 22.

messer R, sondern ihr Krümmungshalbmesser  $\rho$  bleibt etwas größer als R. Der Fehlergrad ist aus nachstehender Zahlentafel 1 für drei Fälle mit langen Übergangsparabeln zu ersehen; dabei sind auch in Spalte 4 bis 6 die einer Sehnenlänge  $l_s = 20$  m entsprechenden Pfeilhöhen  $f_R$  und  $f_\rho$  und deren Unterschiede  $\Delta f$  errechnet, wobei die Werte  $f$  nicht streng genau, sondern angenähert mit  $f = \frac{l_s^2}{8R}$  bestimmt worden sind, was hier, wo es nur auf die Bestimmung der Fehlermaße  $\Delta f$  ankommt, zulässig ist.

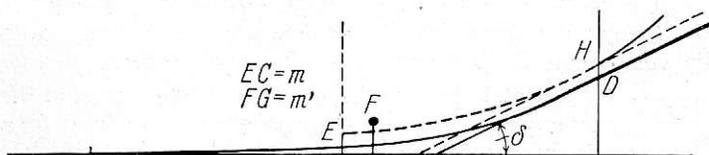
Der Praktiker der Gleisunterhaltung wird wohl Fehler  $\Delta f \leq 2$  mm für unerheblich halten, so daß hiernach nur die Übergangsbogen auf Bogen mit Halbmessern  $R < 500$  m verbesserungsbedürftig wären, und dann sind die zugelassenen Höchstgeschwindigkeiten wiederum so begrenzt, daß man die Fehler als nicht erheblich empfindet.

Wir wollen hier aber doch einen strengeren Maßstab anlegen und den Fehler  $\Delta f$  aus  $\rho - R$  nach Möglichkeit ausmerzen. Die nachfolgende Erörterung der Fehler unter Z 2 und 3 ergibt, daß deren Ausmerzung zugleich eine Minderung des Fehlers „ $\rho - R$ “, d. h. eine bessere Angleichung von  $\rho$  an R ergibt.

Zahlentafel 1.

	$\rho$ m	%	$f_R$ mm	$f_\rho$ mm	$\Delta f$ mm
R = 300 m l = 100 m $\text{tg } \delta = \frac{1}{2R} = 0,167$	312	4	166,67	160,26	6,4
R = 500 m l = 120 m $\text{tg } \delta = \frac{1}{2R} = 0,12$	511	2,2	100	97,8	2,2
R = 1000 m l = 140 m $\text{tg } \delta = \frac{1}{2R} = 0,07$	1006	0,6	50	49,7	0,3

2. Der Kreisbogen stößt nicht mit gleicher Ordinate an das Parabelende, sondern liegt je nach Größe des Neigungswinkels  $\delta$  der Tangente im Punkt D der Parabel mehr oder weniger darüber; es besteht also ein Ordinatenprung von D auf H (s. Abb. 5).



bei  $R = 300$  m,  $L = 100$  m ist  $m = 1,389$  m,  $CB = 50$  m,  
aber genau:  $m' = 1,476$  m,  $GB = 49,32$  m.  
 $BD = 5,556$  m,  $BH = 5,585$  m.

Abb. 5.

3. Die Kreistangente HK (Abb. 5) ist nicht gleichlaufend mit der Parabeltangente D—J, sondern etwas steiler als mit Winkel  $\delta$  gegen die Ausgangstangente AB geneigt.

Diese Fehler unter 2 und 3 haben ihren Grund nicht in der kubischen Parabel, sondern in der ungenauen Herleitung des Kreis Ausgangspunktes E aus dem Parabelpunkt D. Ein in D richtig anschließender Kreisbogen hat seinen richtigen Ausgangspunkt in F mit  $FG = m'$ .

Die Ungenauigkeit der Herleitung beruht bekanntlich darauf, daß wegen Kleinheit des Winkels  $\delta$   $\sin \delta = \text{tg } \delta$  in die Rechnung eingestellt wird.

Ein aus dem ungenau errechneten Punkt E entspringender Kreis geht dann nicht durch D, sondern liegt höher und geht durch H.

Die Ungenauigkeit des Ordinatensprungs DH könnte man nun zwar, auch wenn sie erheblich ist wie im vorangegebenen Fall, im Wege einer tabellenmäßig einfach anzugebenden Verringerung des Einrückmaßes m um die Größe des Ordinaten-sprungs ausmerzen. Aber es bleibt dann doch der Knick infolge der Divergenz der Tangenten DI und HK und damit ein Unstetigkeitsmangel, der fühlbarer und wesentlicher ist als der Fehler  $R/\rho$  gemäß Z 1.

Will man von diesen Fehlern abkommen, so muß man entweder einen ganz anderen Übergangsbogen wählen — das schlägt Petersen vor — oder man muß den Kreis richtig an die Parabel anfügen, d. h. an einen mit einem bestimmten Maß m eingerückten Kreis eine genau berechnete Parabel richtig einfügen, wie dies von Bloss\*) vorgeschlagen wird.

Dann muß man aber auf die bisher allgemein angewandten einfachen Beziehungen für die Lage von Kreis und Parabel, d. h. „Parabel zur Hälfte vor und zur Hälfte hinter dem Kreis-  
ausgangspunkt C,  $m = \frac{l^2}{24R}$ “ verzichten. Wenn man Wert darauf legt, diese beizubehalten, um auch ohne Hilfe von Tabellen jeden Übergangsbogen leicht und elementar errechnen zu können, so bleibt als dritte Möglichkeit noch die Korrektur, ein dem streng denkenden Mathematiker allerdings verpönter Ausweg. Letzten Endes kommt es aber doch darauf an, daß eine befriedigend genaue Lösung auf praktisch einfachem Wege gefunden wird, auch wenn dieser nicht einem mathematischen Gesetz genau folgt. Man kann die Korrektur nach Gefühl, aber auch nach bestimmten Überlegungen vornehmen und mehr oder weniger gutmachen.

Die nachfolgenden Berechnungen sollen nun den Weg der Korrektur an Hand zweier zahlenmäßig genau durchgerechneten Beispiele mit kleinen Werten R und langen Parabeln, also großen Werten  $\text{tg } \delta = \frac{1}{2R}$  zeigen und darlegen, wie eine richtig überlegte Korrektur sämtliche Ungenauigkeiten so weitgehend behebt, daß man auch bis zu dem weitgehenden  $\text{tg } \delta = 0,17$  die bisher übliche angenäherte Einfügung des Übergangsbogens mit  $\frac{1}{2}$ , die für die Praxis so außerordentlich angenehm ist, beibehalten kann.

#### Erstes Beispiel.

$R = 300$  m,  $l = 100$  m,  $\text{tg } \delta = 0,167$ .

Abb. 6 zeigt die genau errechneten Ordinaten mit Abrundung auf volle Millimeter. Wir erkennen einen unbedingt störenden Ordinatenprung von der Parabel auf den Kreis mit 29 mm. Unter den Ordinaten sind die Pfeilhöhen über 20 m — Sehne angegeben; sie sind allerdings nicht radial gemessen berechnet, sondern aus den Ordinatendifferenzen hergeleitet, also senkrecht zur Abszissenachse. Wir haben also, so gemessen, im Verlauf der kubischen Parabel konstant zunehmende f-Werte. (Wenn die  $\Delta f$ -Werte Unterschiede zwischen 16 und 18 mm zeigen, so kommen diese aus den Abrundungsfehlern und sind hier belanglos. Eine genaue Berechnung auf Zehntelmillimeter ergibt konstante  $\Delta f$ -Werte.)

\*) Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1933, H. 18.

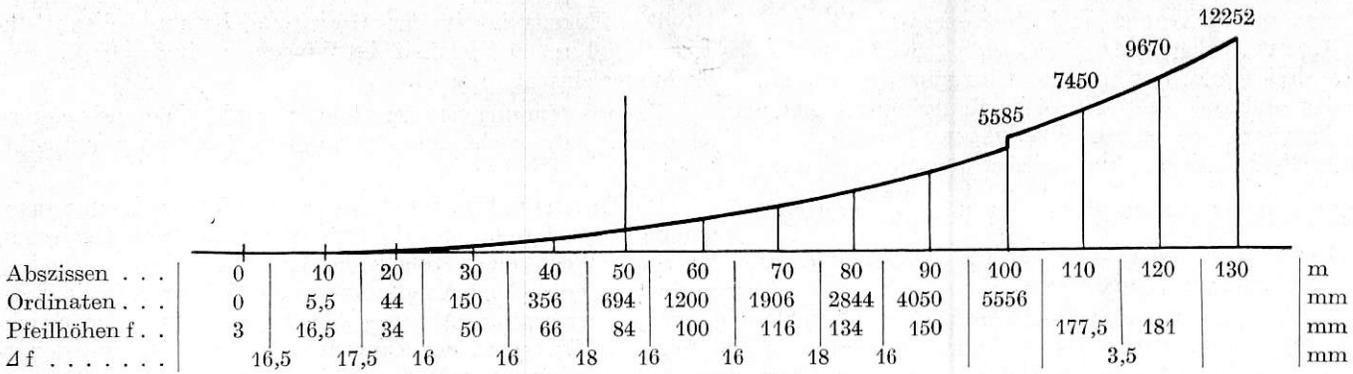


Abb. 6.

Bei einfachem Übergang von Ordinate 5,556 auf 7450 ergeben sich nachstehende Werte für f und  $\Delta f$ : Man erkennt eine stark störende Unstetigkeit.

Abszissen . . .	50	60	70	80	90	100	110	120	130	m
Ordinaten . . .	694	1200	1906	2844	4050	5556	7450	9670	12252	mm
Pfeilhöhen f . .	84	100	116	134	150	194	163	181		mm
$\Delta f$ . . . . .		16	16	18	16	44	-31	18		mm

Etwas besser, aber immer noch recht mangelhaft wird die Reihe der f und  $\Delta f$ , wenn man von Ordinate 4050 auf 5585 übergeht.

Abszissen . . .	50	60	70	80	90	100	110	120	130	m
Ordinaten . . .	694	1200	1906	2844	4050	5585	7450	9670	12252	mm
Pfeilhöhen f . .	84	100	116	134	164,5	165	177,5	181		mm
$\Delta f$ . . . . .		16	16	18	30,5	0,5	12,5	3,5		mm

Verringert man das Einrückungsmaß m für den Kreis um die Größe des Ordinaten Sprungs, d. h. um 29 mm, so zeigt die folgende Zusammenstellung eine weitere Besserung, bleibt

aber immer noch unbefriedigend. Hier kommt der Unterschied der  $\frac{dy}{dx}$ -Werte von Parabel und Kreis zum Ausdruck.

Abszissen . . .	50	60	70	80	90	100	110	120	130	m
Ordinaten . . .	694	1200	1906	2844	4050	5556	7421	9641	12223	mm
Pfeilhöhen f . .	84	100	116	134	150	179,5	177,5	181		mm
$\Delta f$ . . . . .		16	16	18	16	29,5	-2	3,5		mm

Wir stellen nun folgende Überlegung an:

Jede Korrektur des Ordinaten sprungs, in den Kreisbogen getragen, verschlechtert diesen und kann nur auf größere Länge untergebracht werden. Dagegen kann die

Parabel eine Korrektur nach Abb. 7 ohne Nachteil vertragen und zwar deshalb, weil ihre Krümmungssteigerung mit wachsendem  $tg \delta$  hinter der eigentlich gewollten Steigerung zurückgeblieben ist. Eine Aufbiegung des Parabelendes muß zu einer stärkeren Krümmung und zu einem größeren  $tg \delta$  am Parabelende in Angleichung an den Kreis führen.

Nun dürfen wir aber auch nicht den Fehler des Ordinaten sprungs nach Gefühl ausgleichen, sondern am besten so, daß die aufzulegenden  $\Delta y$  wiederum nach Maßgabe einer kubischen Parabel bestimmt werden.

Was damit gemeint ist, lassen die Abb. 8 und 9 erkennen.

Erfolgt der Ausgleich des Fehlers a auf  $2 \times 10$  m, so ist die vorliegende Ordinate um  $a/4$  mit zu vergrößern.

Erfolgt der Ausgleich auf  $3 \times 10$  m, so sind die vorhergehenden zwei Ordinaten um  $0,4a$  und  $0,1a$  mit zu vergrößern.

Wenn wir nun im vorliegenden Falle den großen Ordinaten sprung von 29 mm auf 30 m Parabelende ausgleichen, so kommen wir zu der nachstehenden Reihe der Ordinaten, der Pfeilhöhen f und der  $\Delta f$ -Werte.

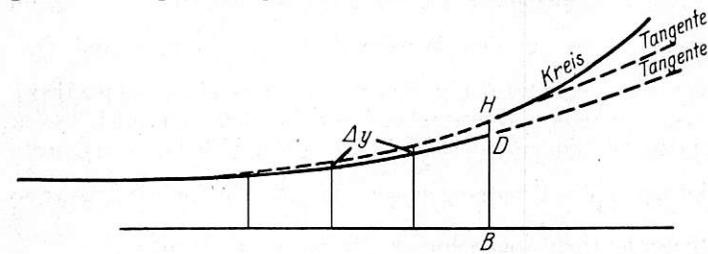


Abb. 7.



Abb. 8.

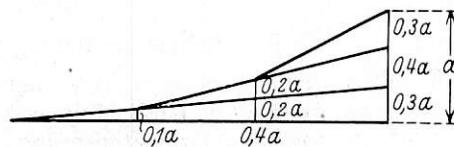


Abb. 9.

Abszissen . . .	50	60	70	80	90	100	110	120	130	m
Ordinaten . . .	694	1200	1906	2847	4062	5585	7450	9670	12252	mm
Pfeilhöhen f . .	84	100	117,5	137	154	171	177,5	181		mm
$\Delta f$ . . . . .		16	17,5	19,5	17	17	6,5	3,5		mm

Sie lassen jetzt eine sehr befriedigende Steigerung der f-Werte mit fast konstantem  $\Delta f$  erkennen. (Wenn bei Abszisse 70/80 das  $\Delta f$  mit 19,5 mm noch etwas aus der Reihe fällt, so hat dies seinen Grund darin, daß die Ungenauigkeiten durch Abrundung der Ordinaten y auf volle Milli-

meter sich summieren.) Legt man die genauen Ordinaten 1905,6, 2847,3 und 4061,6 zugrunde, so kommt man auf eine kaum noch zu verbessernde Reihe der f-Werte mit  $100-118-136,3-154,5-171-177,5-181$   
 $\Delta f = 18-18,3-18,2-16,5-6,5-3,5$ .

Zweites Beispiel.

$R = 500 \text{ m}$ ,  $l = 120 \text{ m}$ ,  $\text{tg } \delta = 0,12$ .

Abb. 10 zeigt die auf Millimeter abgerundeten, genauen Ordinaten von Parabel und Kreis. Der Ordinatenprung beträgt hier nur noch 13 mm und mag praktisch nicht mehr stören. Wir wollen ihn gleichwohl so ausmerzen, daß auch eine bessere Angleichung von  $\rho$  auf  $R$  und der End- $\delta$ -Werte erreicht wird. Dazu wird die Ordinate über Abszisse 100 von 2778 um  $1,3 \overline{5} 1 \text{ mm}$  auf 2779, die Ordinate über Abszisse 110 um  $4 \times 1,3 \overline{5} 5 \text{ mm}$  auf 3702 gebracht.

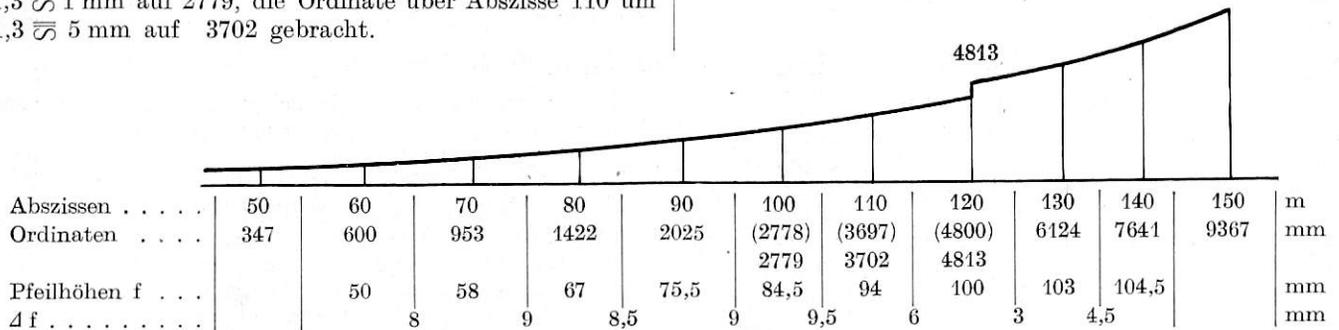


Abb. 10.

Wir erkennen eine um einen halben Millimeter genaue Reihe der  $f$ - und  $\Delta f$ -Werte. Die  $\Delta f$  steigen noch selbst langsam mit wachsendem  $\text{tg } \delta$  an, da senkrecht zur Abszissenachse gemessen. Wiederum eine praktisch kaum zu verbessernde Genauigkeit!

Drittes Beispiel.

$R = 600 \text{ m}$ ,  $l = 120 \text{ m}$ ,  $\text{tg } \delta = 0,1$ .

Der Ordinatenprung beträgt nur  $4007,6 - 4000 = 7,6 \text{ mm}$ . Eine Rückwärtskorrektur, wenn überhaupt gewollt, beschränkt sich auf das praktisch belanglose  $\Delta y = 7,6 : 4 = 2 \text{ mm}$  bei Abszisse 110 m.

Viertes Beispiel.

$R = 1000 \text{ m}$ ,  $l = 140 \text{ m}$ ,  $\text{tg } \delta = 0,07$ .

Die Endordinate der Parabel ist mit 3,2667 nur um knapp 3 mm kleiner als die zugehörige Kreisordinate mit 3,2696 m. Eine Korrektur erübrigt sich praktisch.

So genau, wie hier geschehen auf Zehntel Millimeter, erfolgt im praktischen Gleisbau weder die Berechnung noch die Absteckung. Die Tabellen zeigen vielmehr die größeren Ordinaten in ganzen Zentimetern. Das genügt auch. Das berechtigt m. E. aber auch dazu, daß wir uns mit dem hier gezeigten Korrekturverfahren unbedenklich zufrieden geben dürfen, das uns einen Grad der Genauigkeit ermöglicht, den wir auch bei einer streng mathematisch

berechneten Kurve nicht besser erreichen werden. Im Gegensatz zu einer solchen erlaubt uns aber das Korrekturverfahren, an den durch ihre Einfachheit praktisch wertvollen Beziehungen der kubischen Parabel zum Kreis, d. h.  $\frac{1}{2}$  und  $m = \frac{l^2}{24 R}$ , festzuhalten und damit unsere ganzen bisherigen Vorschriften und Tabellen beizubehalten.

Es bedarf lediglich zur Erleichterung der Feinausrichtung des Gleises einer Ergänzungstabelle, die bei größerem  $\text{tg } \delta$  die auftretenden Ordinaten Sprünge von Parabel auf Kreis und den Weg zu ihrem unschädlichen Ausgleich innerhalb der Parabel — darauf kommt es an — angibt. Es empfiehlt sich, bei Neuausgabe der Kurventabellen die wenigen zu vergrößernden Parabelordinaten mit zwei Zahlen, d. h. der bisherigen Zahl und der Korrekturzahl anzugeben.

# Rundschau.

## Allgemeines.

### Die neue Eisenbahnlinie von Caminreal nach Saragossa.

Die Compañia del Ferrocarril Central de Aragón hat am 2. April 1933 den Betrieb auf der Strecke von Caminreal nach Saragossa, die den kürzesten Weg zwischen Camfranc an der französischen Grenze in den Pyrenäen und dem Hafen Valencia schafft, feierlich eröffnet.

Die Länge der Strecke beträgt 120 km. Alle Kreuzungen sind als Über- oder Unterführung, fast durchweg in Eisenbeton, ausgeführt worden. Sie weist 10 Tunnel auf mit Längen zwischen 60 und 875 m, 15 Stationen, 4 Haltestellen und 2 Ausweichstellen. Die wichtigsten Stationen sind: Am Anfang der Strecke Caminreal (km 0) mit 918,52 m, Cariñena (km 70) mit 620,20 m und Saragossa (km 120) am Ende der Strecke mit 202,08 m Höhe über dem Meeresspiegel. Der höchste Punkt der Strecke liegt zwischen Station Cuencabuena (km 22) und Ferreruella (km 29) mit 1059,83 m Höhe.

Die ganze Strecke ist eingleisig. Das Gleis hat die spanische Normalspur, als Schiene wurde die Type Nr. 4 der spanischen Nordbahngesellschaft verwendet. Sie hat 42,5 kg/m Gewicht und eine Länge von 12,40 m. Die Schienen sind mit Laschen mit sechs Schrauben verbunden und auf den Schwellen mittels Fußplatten gestützt. Die Schwellen sind aus brasilianischem Hartholz 2,65 . 0,26 . 0,14 m. Auf einer Gleislänge von 12,40 m sind 20 Schwellen eingebaut. Zur Verwendung kamen Drehscheiben mit 30 m Durchmesser wegen der Lokomotivlänge. Sie sind mit diesem Durchmesser neu in Spanien.

Der architektonische Stil der Bahnhofsgebäude entspricht dem aragonesischen, also dem des Landes, das die Bahn durchkreuzt. Für die Wasserbeschaffung mußten auf verschiedenen Stationen besondere Wasserhochbehälter errichtet werden. Die Signal- und Weichenbedienung, sowie die Blockierung erfolgt elektrisch. Längs der Strecke wurden drei Telephonleitungen und eine Telegraphenleitung verlegt.

Die sechs Personenzug- und sechs Güterzuglokomotiven sind nach Garratt gebaut. Die Personenzuglokomotiven befördern eine Zuglast von 300 t mit 40 km Stundengeschwindigkeit in der größten Steigung von 21,5‰. Ihre Höchstgeschwindigkeit beträgt 100 km/h in der Geraden. Bisher hatte die Gesellschaft fast ausschließlich Mallet-Lokomotiven verwendet, mit welchen sie gute Erfahrungen gemacht hat. Trotzdem ist man zur Garratt-Type übergegangen wegen ihrer höheren Standfestigkeit, besseren Zugänglichkeit bei Ausbesserungsarbeiten und besseren Kurvenläufigkeit. Die Achsanordnung der Personenzuglokomotive ist 2-C-1 + 1-C-2, Leergewicht 138 t und Dienstgewicht 181 t, Achsdruck 15,5 t. Die Gesamtlänge von Puffer zu Puffer beträgt 28,548 m, der Achsstand 25,527 m. Neben den drei gekuppelten Achsen hat jedes Gestell ein zweiachsiges Drehgestell und eine Laufachse. Der Zapfenabstand der Hauptgestelle beträgt 13,335 m. Jedes Hauptgestell hat einen Wasserbehälter. Der eine besitzt ein Fassungsvermögen von 12 m<sup>3</sup>, der andere von 10 m<sup>3</sup> und 7,5 t Kohle.

Da von der Gesellschaft bisher zweierlei Bremsen verwendet wurden und zwar die Westinghouse-Luftdruckbremse und die

Clayton-Luftsaugebremse, sah man sich genötigt, die Maschinen mit beiden Bremsarten auszurüsten, wenigstens so lange, bis der gesamte Wagenpark auf die Luftsaugebremse, für deren ausschließliche Verwendung man sich entschieden hat, umgestellt ist. Die Lokomotivbremse ist mit Dampfbetätigung vorgesehen und mit der Bedienungsvorrichtung der Luftdruckbremse, sowie der Luftsaugebremse gekuppelt.

Die sechs Personenzuglokomotiven wurden von der Compañía Euskalduna de Construcción y Reparación de Buques in Zusammenarbeit mit der Firma Beyer Peacock & Co., Manchester gebaut.

## Bahnunterbau, Brücken und Tunnel; Bahnoberbau.

### Gleisprüfer von Cardew.

Die von C. A. Cardew, Maschineningenieur der Staatsbahnen von Neu-Süd-Wales, erfundene Vorrichtung dient zur Feststellung und Anzeichnung von Fehlerstellen im Gleise. Sie ist offenbar aus demselben Gedankengang heraus entstanden wie der bekannte Lokomotivlauf-Schreiber von Beck, weicht aber doch in der Art der Ausführung völlig von diesem ab.

Auf jeder Lokomotivseite ist ein Aufnahmegerät vorgesehen, das mit zwei Achslagern verbunden ist und deren senkrechte Bewegungen abnimmt. Von diesem Aufnahmegerät aus werden mittels elektrischer Übertragung durch eine Relais-Kammer sämtliche Unebenheiten des Gleises, die über ein bestimmtes, zugelassenes Maß hinausgehen — sei es, daß sie schon im unbelasteten Gleis vorhanden sind oder erst unter Belastung auftreten

— auf ein Schreibgerät aufgezeichnet. Zugleich wird aus Spritzdüsen, die ebenfalls doppel-seitig vorhanden sind, eine Farbflüssigkeit gegen die Schienen gespritzt; die Fehlerstellen werden also auch am Gleis selbst gekennzeichnet. Die Farbflüssigkeit wird über Füllgefäße in einen Behälter — einen alten Hilfs-luftbehälter — eingelassen und dort unter Preßluftdruck gehalten. Eine kleine Batterie von 12 V Spannung liefert den Strom für die Relais-Anlage.

Das in Textabb. 1 und 2 dargestellte Aufnahmegerät besteht aus einer Scheibe a, die sich um einen Zapfen b drehen kann und auf ihrem Umfang vier verschieden lange, isolierte Kontaktstücke 1 bis 4 besitzt. Auf diesen schleifen vier Bürsten I bis IV, die auf einem besonders drehbaren Ring sitzen und mit diesem von dem in Textabb. 2 sichtbaren Hebel A verschoben werden können, während die Scheibe a über ihren Zapfen b von dem zweiten Hebel B verdreht wird. Die beiden Hebel A und B stehen mittels Drahtseilen, die über Rollen geführt sind, mit den Achslagern in Verbindung und verdrehen sich deshalb entsprechend den senkrechten Bewegungen dieser Achslager. Zwei Rückzugfedern C und D sorgen dafür, daß die Drahtseile stets gespannt bleiben. Das ganze Aufnahmegerät ist am Rahmen oder einem anderen geeigneten festen Teil der Lokomotive angebaut; dabei

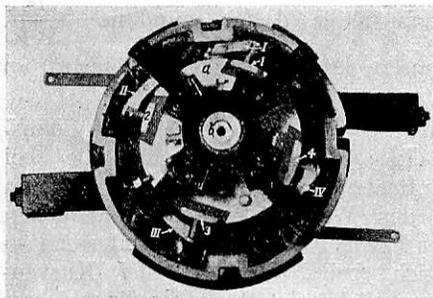


Abb. 1. Aufnahmegerät, Vorderansicht.

Die Güterzuglokomotive hat in den steilsten Rampen (21,5<sup>0</sup>/<sub>00</sub>) bei 500 t Zuggewicht eine Geschwindigkeit von 20 km/h und in der Geraden eine Höchstgeschwindigkeit von 60 km/h. Ihre Achsfolge ist 1-D-1 + 1-D-1, der Achsdruck beträgt 13,5 t. Die Maschine hat ein Leergewicht von 121,5 t und ein Dienstgewicht von 161 t. Ihre Gesamtlänge über Puffer ist 25,20 m, der gesamte Achsstand 22,50 m. Der eine Wasserbehälter faßt 13 m<sup>3</sup> der andere 9 m<sup>3</sup> mit 9 t Kohle.

Entworfen und gebaut wurde diese Maschine von der Sociedad Española de Construcciones Babcock & Wilcox zusammen mit der Firma Maffei & Co., München.

K. J.

ist es zweckmäßig, wenn die beiden Achsen, von denen die Messungen abgenommen werden, möglichst weit auseinander liegen. Vor der Inbetriebnahme wird das Aufnahmegerät auf einem vollständig ebenen Gleis so eingestellt, daß die vier Bürsten mittig über ihre zugehörigen Kontaktstücke zu liegen kommen.

Das Schreibgerät besteht aus einer von einer Tenderachse aus angetriebenen Papierrolle, auf der nebeneinander fünf Schreibstifte laufen. Je zwei von diesen Stiften zeichnen durch Vermittlung der Relais die größeren und kleineren Unebenheiten eines jeden Schienenstrangs auf, der in der Mitte liegende fünfte wird von Hand betätigt und dient zur Festlegung von Entfernungsmarkern und sonstigen wichtigen Punkten.

Wenn nun die mit dem Gleislage-Schreiber ausgerüstete Lokomotive eine unebene Gleisstelle befährt, so verdrehen sich die beiden Hebel A und B des Aufnahmegeräts gegeneinander. Je nach der Größe dieser Verdrehung kommen dabei stets zwei Kontaktstellen außer Berührung und zwar so, daß jeweils eine der beiden kürzeren Kontaktstellen auf sämtliche — kleine und große — Unebenheiten und eine der längeren Kontaktstellen nur auf die größeren Fehlerstellen im Gleis anspricht.

Sobald der Stromdurchgang durch eine Kontaktstelle unterbrochen wird, schlägt der entsprechende Schreibstift aus und zeichnet auf der Papierrolle eine Marke auf. Die kurzen Kontakte, die gleichzeitig die Spritzdüsen für die Kennzeichnung der Fehlerstelle an der Schiene selbst in Tätigkeit setzen, lösen dann nach kurzer Zeit wieder von selbst aus, um für ein neues Ansprechen bereit zu werden. Die längeren Kontakte müssen dagegen jeweils durch einen Druckknopf von Hand ausgelöst werden, damit die Aufmerksamkeit der Bedienung besonders auf diese Stellen hingewiesen wird. Bei jeder Aufzeichnung einer Fehlerstelle leuchtet außerdem an der Relais-Kammer eine Merklampe auf.

Das Gerät ist bis jetzt bei einigen Bahnen in Australien erprobt worden und soll sich dabei als durchaus zuverlässig erwiesen haben.

R. D.

(The Rly. Engr.)

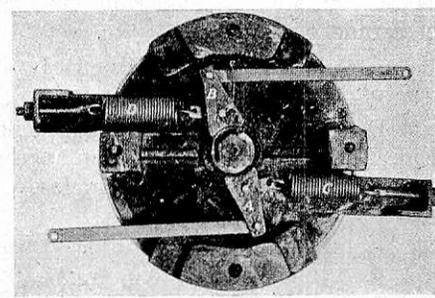


Abb. 2. Aufnahmegerät, Rückansicht.

## Bücherschau.

**Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau.** Ausgabe Juli 1933; aufgestellt vom Deutschen Normenausschuß, eingeführt in Preußen durch den Preußischen Finanzminister. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. —,60 R.M.

**Neuzeitliche Holzverbindungen,** Heft 6 der Mitteilungen des Fach-ausschusses für Holzfragen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus. 76 Seiten. Preis 2,— R.M.

Das Heft bringt eine von Dr. Ing. H. Seitz besorgte Übersetzung amerikanischer Versuche über die Tragfähigkeit von Dübel- und Bolzenverbindungen. Die zahlreichen Schaubilder

und Zahlentafeln sind auf deutsche Maße und Gewichte umgerechnet. Behandelt werden sieben Arten von Krallen-, Platten- und Ringdübeln sowie Bolzen- und Dübelverbindungen verschiedener Form.

Für das Entwerfen hölzerner Bauglieder bei Hallenträgern, Turmbauten und Gerüsten liefern die Untersuchungen zuverlässige Grundlagen. Das Heft ist daher als unentbehrlicher Führer auf diesem entwicklungsfähigen und aussichtsreichen Gebiete des heimischen Bauwesens zu bezeichnen. Ein Verzeichnis des einschlägigen Schrifttums erhöht den Gebrauchswert des Heftes.

Dr. Bl.