

Lüftungsentwurf für den Wagenburgtunnel, Stuttgart*.

Von Dr.-Ing. H. H. Kress, Beratender Ingenieur, Stuttgart.

I. Allgemeines.

Der seit 1941 im Bau befindliche, von W nach O mit 830 m Länge und 5,4 % Steigung völlig im Gipskeuper verlaufende Wagenburgtunnel in Stuttgart (Abb. 1) soll dem Autoverkehr eine kürzere Verbindung zwischen Wirtschaftszentrum, östlichen Vororten, künftigen Neckarkanalanhafen Wangen und dem Hinterland bieten. Von 2 für Richtungsbetrieb geplanten Röhren wird zunächst nur eine, in beiden Richtungen befahrene Röhre nach der Bauweise Kunz ausgeführt, deren Querschnitt Abb. 2 zeigt. Die östliche Tunnelanfahrt hat 6 % Steigung. Geologische, finanzielle und andere Schwierigkeiten verzögerten den Baufortschritt. Das innere Traggewölbe ist noch größtenteils, das Sohlgewölbe vollständig herzustellen. Das als Dichtungsträger dienende äußere Schutzgewölbe ist durch Einwirkung sulfathaltiger Wässer schadhafte und muß verbessert werden. In der zweiten Röhre ist zwischen den Portalen ein Sohlstollen ausgebrochen und betoniert. Wegen der Wirkung gipshaltiger Wässer ist sorgfältige Betonverdichtung und Verwendung von Hüttenulfatzement erforderlich. Quellungserscheinungen des Gipskeupers oder Druckausgleich von den Ulmen her bewirken in Tunnelsohle einen aufwärts gerichteten Sohlendruck von 20 t/m², der wegen des noch fehlenden Sohlgewölbes die Tunnelsohle wöchentlich um 1,5 cm hebt. Die nur zweispurige, 7,50 m breite Fahrbahn entspricht im Hinblick auf die zu erwartende Verkehrsbelastung nicht den an neuzeitliche, in beiden Richtungen befahrene Autotunnel zu stellenden Ansprüchen wie z. B. die Tunnel in Lyon, St. Cloud—Paris und Liverpool, weil sie zu einschneidenden Verkehrsbeschränkungen zwingt.

II. Mutmaßlicher Tunnelverkehr und Leistungsfähigkeit des Tunnels.

Ausgehend von den ausgewerteten Verkehrszählungen 1952 des Stuttgarter Straßenverkehrs für die Einzugsgebiete des Tunnels wurde unter Benutzung der übrigen Verkehrsstatistik der Stadt mit einer mittleren jährlichen Verkehrssteigerung von 10 % und einer innerhalb 25 Jahren von 29 % LKW.-Anteil auf 65 % LKW.-Anteil wechselnden Verkehrszusammensetzung (Abb. 3) die in Abb. 4 aufgestellte tägliche Verkehrsbelastung des Tunnels für einen Betrieb von 16 Stunden je Tag ermittelt. Das Verhältnis des maximalen zum mittleren Stundenverkehr ist in diesem Fall 1,53. Den maximalen Stundenverkehr zeigt Abb. 5. Der Tunnel wird als zweiseitig befahrene Röhre nach seiner Betriebseröffnung einen Verkehr bis zu 1500 Fahrzeugen je Stunde und nach Eröffnung des Hafens Wangen bis zu 2180 Fahrzeugen je Stunde haben. Die Gabelungen in den Verkehrskurven zeigen den Einfluß des Hafens Wangen an. Die horizontalen Linien in Abb. 3 sind die Leistungsfähigkeiten des Tunnels bei einer bzw. zwei Röhren, deren Schnittpunkte mit dem Gesamtverkehr die jeweils volle Tunnelauslastung liefern, also den für die Bemessung der Lüftungsanlage maßgebenden Zustand. Es ergibt sich eine volle Verkehrsauslastung der ersten Röhre ab 1962.

Für die Lüftung ist die Leistungsfähigkeit des Tunnels maßgebend. Diese ist in der zweiseitig befahrenen Röhre 3100 Wagen je Stunde und später bei zwei im Richtungs-

betrieb befahrenen Röhren 6470 Wagen je Stunde. Abb. 6 zeigt die Abhängigkeit des Wagenabstandes p und der Spurleistung c von der LKW.- und PKW.-Teilung, Abb. 7 die Abhängigkeit der Spurleistung c von p und mittlerer Fahrgeschwindigkeit V .

III. Lüftung.

Die Lüftungsanlage ist der lebenswichtigste Teil eines Autotunnels. Die Auspuffgase der Autos vergiften die Tunnelluft und verschlechtern die Sicht im Tunnel so sehr, daß je nach Länge, Querschnitt, Steigung und Verkehrsbelastung des Tunnels seine „natürliche Atmung“ infolge von Druckunterschieden an Portalen und Luftschächten oder sonstiger atmosphärischer Bedingungen, sowie der vom Verkehr erzeugte Luftzug schon bei verhältnismäßig kurzen Tunneln keine ausreichende Frischlufterneuerung sicherstellen können. Da die natürliche Atmung eines Tunnels in ihrer Stärke schwankend, immer nur gelegentlich, nie dauernd auftritt und ihre Richtung wechseln kann, darf sie seit dem Fehlschlag im Liberty-Tunnel, USA., vom 10. Mai 1924 [Eng. News Record vom 21. August 1924 und 7. Mai 1925, sowie Bautechnik 3 (1925) S. 459] als mitbestimmende Komponente bei der Bemessung der Lüftungsanlage eines neuzeitlichen normalen Autotunnels überhaupt nicht herangezogen werden; sie kann, wenn sie auftritt, den Kraftbedarf senken oder erhöhen. Deshalb wird je nach Querschnitt, Steigung, Länge und Verkehrsbelastung neuzeitlicher Autotunnel immer eine mehr oder weniger starke maschinelle Anlage für die Tunnellüftung erforderlich, die neben der Beseitigung gesundheitschädlicher Bestandteile der Auspuffgase gute Sichtverhältnisse im Tunnel, besonders bei Dieselqualm, gewährleisten muß. Wenn der giftigste Bestandteil der Auspuffgase, das CO, unter die physiologische Grenze von 0,4 Vol. % der Tunnelluft durch entsprechende Frischluftzufuhr reduziert ist, sind alle übrigen giftigen Bestandteile ebenfalls unschädlich gemacht. Die Sichtverbesserung im Tunnel erfordert jedoch ein Vielfaches der für die physiologische CO-Grenze erforderlichen Frischluftmenge.

1. Grenzlänge ohne künstliche Lüftung unter Berücksichtigung der Sichtverhältnisse.

Wenn man davon ausgeht, daß die „natürliche Atmung eines Tunnels“, die bei geringem Verkehr, sehr kleiner Tunnellänge und im Verhältnis zur Länge großem Querschnitt des Verkehrsraums für die Totallüftung ausreichen mag, im übrigen aber schon bei mittlerer Länge und im Verhältnis zu dieser kleinem Querschnitt des Verkehrsraums und großem Verkehr wegen ihrer gefährlichen Unsicherheit überhaupt nicht in Rechnung gestellt werden darf, ihre Größe also nicht interessiert, so wird das Kriterium der Grenzlänge eines Autotunnels ohne künstliche Lüftung interessant. Diese hängt ab von der Tunnellänge L in km, vom Querschnitt F des Verkehrsraums in m² seinem Luftinhalt J in m³, der mittleren Fahrgeschwindigkeit V km/h, dem mittleren Wagenabstand p in m, der Durchfahrzeit t in s, der Leistung des Tunnels $2c$ Wagen/h, der Tunnelfüllung z Wagen = Anzahl gleichzeitig im Tunnel befindlicher Wagen, der von den Autos im Tunnel ausgestoßenen CO-Menge in m³, die sich aus dem mittleren maximalen CO-Anfall je Wagen Q' in Liter je Minute berechnet, sowie der zur Schaffung guter Sichtverhältnisse im Tunnel höchstens zulässigen CO-Konzentration f % der Tunnelluft. Es ist $J = 1000 \cdot L \cdot F m^3$,

* Eine ausführliche Abhandlung des Verfassers über alle Untersuchungen und Vergleichsentwürfe vgl. Schweiz. Bztg. 71 (1953), Nr. 36, 37. Auszüge in Wetenschappelijk Tijdschrift, Antwerpen, 1953, Nr. 8 S. 165 und Die Bautechnik 28 (1953), S. 269.



für 5, 15 und 20 km/h mittlere Fahrgeschwindigkeit, sowie für Anfahren umgerechnet, wobei zwischenliegende Geschwindigkeitsstufen interpoliert wurden. Für den Wagenburgtunnel ergab sich dabei ein mittlerer CO-Anteil von 32,8 Liter je Minute und Fahrzeug.

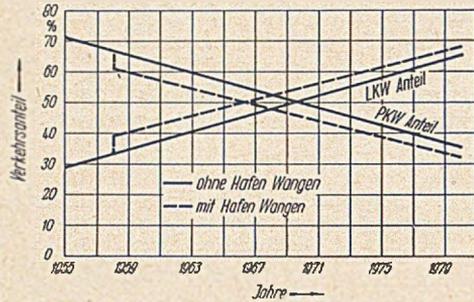


Abb. 3. Bewegung des Anteils der PKW und LKW am Gesamtverkehr (LKW/PKW-Schere).

Für die Festsetzung des erforderlichen Verdünnungsverhältnisses ist entscheidend, daß die Sicht im Tunnel weit mehr Frischluftzufuhr erfordert als die Unschädlichmachung des CO-Gehalts. Während die physiologische Grenze des zulässigen CO-Gehaltes in Autotunneln vom US Bureau of Mines in Pittsburg, USA, auf 0,4 Vol. ‰ = 4 Vol.-Teile CO auf 10000 Vol.-Teile Luft festgesetzt wurde, weisen die Betriebserfahrungen des Maas-, Schelde-, St. Cloud- und Merseytunnels, die der Verfasser soeben auf einer großen Studienreise eingehend studiert hat, aus, daß man im Dauer-

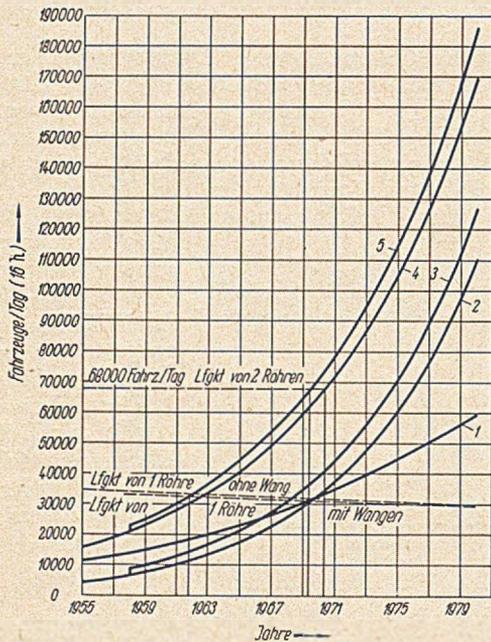


Abb. 4. Mutmaßlicher Tunnelverkehr und Leistungsfähigkeit von 1 und 2 Tunnelröhren bei je 2 Fahrspuren.

Diese Kurven sind nach bauseitigen Verkehrsangaben aufgestellt. Die Schnittpunkte der Kurven 4 und 5 mit den Linien der Leistungsfähigkeiten von 1 oder 2 Tunnelröhren ergeben die Zeitpunkte der vollen Auslastung des Tunnels.

betrieb eines mittleren Verkehrs bei 30 bzw. 34 m² Verkehrsraumquerschnitt nur wegen der Sicht den CO-Gehalt der Tunnelluft auf etwa 0,04 ‰ bzw. 0,05 ‰, bei rund 100 m² Verkehrsraumquerschnitt auf etwa 0,10 ‰ reduzieren muß. Bei dem immer nur kurze Zeit auftretenden Spitzenverkehr, der erfahrungsgemäß mit geringerer Fahrgeschwindigkeit und kleineren Wagenabständen abrollt als der mittlere Verkehr, begnügt man sich mit einer etwas geringeren Sichtgüte. So sind bei maximalem Verkehr die höchst zulässigen CO-Konzentrationen im Scheldetunnel bei 34,39 m² Verkehrsraumquerschnitt 0,15 ‰, im Maas-tunnel bei 29,30 m² Verkehrsraumquerschnitt 0,20 ‰ und

im Merseytunnel bei 102,02 m² Verkehrsraumquerschnitt 0,25 ‰, wobei die Sicht im Mersey- und St. Cloud-Tunnel mittels Selenzellen nach Mikro-Ampère (0,1—0,4) gemessen

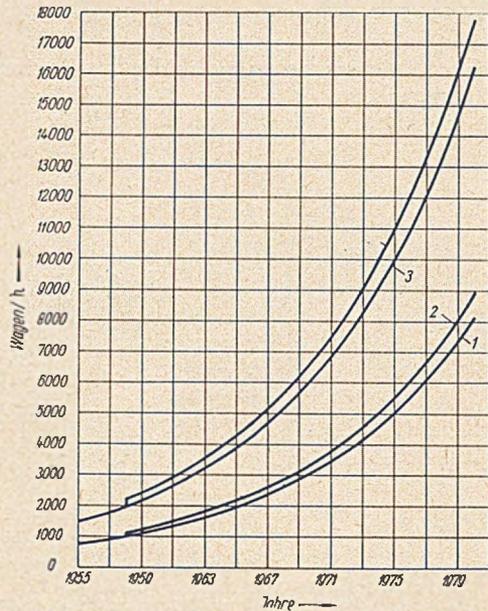


Abb. 5. Maximaler Stundenverkehr für 1 und 2 Richtungen. 1 = Wagen/h/Richtung ohne Hafen Wangen; 2 = Wagen/h/Richtung mit Hafen Wangen; 3 = Wagen/h/2 Richtungen ohne Hafen Wangen; 4 = Wagen/h/2 Richtungen mit Hafen Wangen.

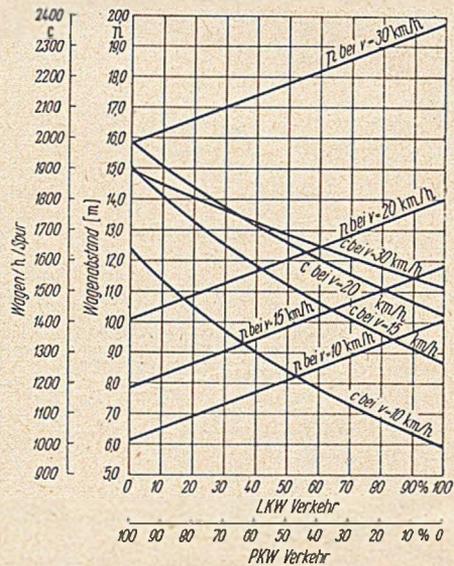


Abb. 6. Abhängigkeit des Wagenabstands p und der Spurleistung c von LKW- und PKW-Teilung.

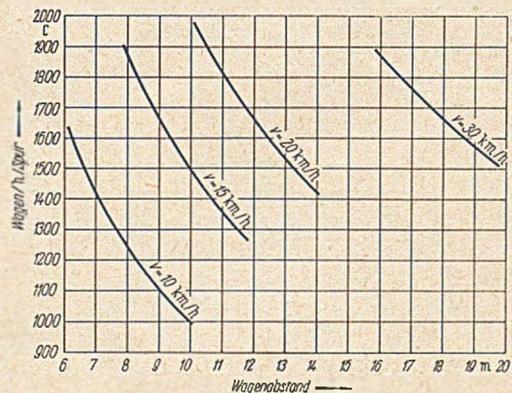


Abb. 7. Abhängigkeit der Spurleistung c von Wagenabstand p und mittlerer Geschwindigkeit V.

wird. Aus diesen Erkenntnissen ließ sich für den Wagenburgtunnel durch Interpolation aus den Verkehrsraumquerschnitten und den betriebsbedingten maximalen CO-Konzentrationen

Tabelle 2. Frischluftbedarf bei Querlüftung $f=0,21\text{‰}$ CO in m^3/s und m^3/h .

↑ = 1 Verkehrsrichtung. ↓ = 2 Verkehrsrichtungen.

		1955—1957		1958—1962	
		m^3/s	m^3/h	m^3/s	m^3/h
1. Fall: ↑ 1 Röhre $V = 10 \text{ km/h}$	Steigende Spur	269,0	968 000	352,0	1 268 000
	Fallende Spur	100,0	360 000	137,4	495 000
	Summe	369,0	1 328 000	489,5	1 763 000
2. Fall: ↓ 1 Röhre $V = 15 \text{ km/h}$	Steigende Spur	205,0	737 000	324,0	1 168 000
	Fallende Spur	62,9	226 500	104,8	377 000
	Summe	267,9	963 500	428,8	1 545 000
		1966—1967		1968—1972	
		m^3/s	m^3/h	m^3/s	m^3/h
3. Fall: ↓↑ 2 Röhren LKW: 15 km/h PKW: 20 km/h	Steigende Röhre	570,0	2 055 000	631,0	2 275 000
	Fallende Röhre	198,0	712 000	209,0	751 000
	Summe	768,0	2 767 000	840,0	3 026 000
4. Fall: ↓↑ 2 Röhren LKW: 10 km/h PKW: 20 km/h	Steigende Röhre	673,0	2 425 000	643,0	2 315 000
	Fallende Röhre	255,0	917 000	221,5	795 000
	Summe	928,0	3 342 000	864,5	3 110 000
5. Fall: ↓↑ 2 Röhren KOM: 20 km/h PKW: 30 km/h	Steigende Röhre	564,0	2 030 000	633,0	2 280 000
	Fallende Röhre	189,0	680 000	213,0	766 000
	Summe	753,0	2 710 000	846,0	3 046 000

Tabelle 3. Frischluftbedarf bei Halbquerlüftung $f=0,22\text{‰}$ CO in m^3/s und m^3/h .

↑ = 1 Verkehrsrichtung. ↓ = 2 Verkehrsrichtungen.

		1955—1957		1958—1962	
		m^3/s	m^3/h	m^3/s	m^3/h
1. Fall: ↓ 1 Röhre $V = 10 \text{ km/h}$	Steigende Spur	256,5	921 000	336,0	1 210 000
	Fallende Spur	95,5	344 000	131,5	474 000
	Summe	352,0	1 265 000	467,5	1 684 000
2. Fall: ↓ 1 Röhre $V = 15 \text{ km/h}$	Steigende Spur	195,5	704 000	309,0	1 110 000
	Fallende Spur	60,0	216 000	100,0	360 000
	Summe	255,5	920 000	409,0	1 470 000
		1966—1967		1968—1972	
		m^3/s	m^3/h	m^3/s	m^3/h
3. Fall: ↓↑ 2 Röhren LKW: 15 km/h PKW: 20 km/h	Steigende Röhre	544,0	1 960 000	602,5	2 170 000
	Fallende Röhre	189,0	680 000	199,5	719 000
	Summe	733,0	2 640 000	802,0	2 889 000
4. Fall: ↓↑ 2 Röhren LKW: 10 km/h PKW: 20 km/h	Steigende Röhre	642,5	2 315 000	614,0	2 210 000
	Fallende Röhre	243,0	875 000	211,5	761 000
	Summe	885,5	3 190 000	825,5	2 971 000
5. Fall: ↓↑ 2 Röhren KOM: 20 km/h PKW: 30 km/h	Steigende Röhre	539,0	1 940 000	605,0	2 180 000
	Fallende Röhre	180,5	650 000	203,5	732 000
	Summe	719,5	2 590 000	808,5	2 912 000

nen des Maas- und Merseytunnels die im Hinblick auf Sichtverhältnisse betriebsmäßig zulässige größte CO-Konzentration bei Querlüftung mit 45 m^2 Verkehrsraumquerschnitt auf $0,21\text{‰}$ und bei Halbquerlüftung mit $61,77 \text{ m}^2$ Verkehrsraumquerschnitt auf $0,22\text{‰}$ festsetzen.

Der Frischluftbedarf eines Autotunnels hängt von seiner jeweiligen Tunnelfüllung z ab, d. h. von der Anzahl der bei verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten jeweils gleichzeitig im Tunnel befindlichen Wagen. Für den jetzt vorliegenden Lüftungsentwurf des Wagenburgtunnels ist die

jeweilige Tunnelfüllung aus Bild 9 ersichtlich. Die Tabellen 2 und 3 zeigen den Frischluftbedarf des Wagenburgtunnels bei Quer- und Halbquerlüftung für $0,21\text{‰}$ bzw. $0,22\text{‰}$ CO für die der Luftberechnung zugrunde gelegten 5 Belastungsfälle sowie für die einzelnen Zeitintervalle. Bezeichnet L die Tunnellänge in km, F den belüfteten Querschnitt in m^2 , Q' die je Auto und Minute ausgestoßene CO-Menge in Liter, f = zulässige CO-Konzentration in ‰ , so ist

$$\text{CO-Anfall: } \text{CO} = \frac{1}{10} \cdot 0,0001 \cdot Q' \cdot z \text{ m}^3/\text{s},$$

Frischluftbedarf:

$$Q = \text{CO} \cdot 1000/f = 0,01667 \cdot Q' \cdot z/f \text{ m}^3/\text{s},$$

Luftwechsel:

$$n = \frac{3,6 \cdot Q}{L \cdot F} \text{ fach/h.}$$

Für den Wagenburgtunnel ergibt sich bei Querlüftung mit 45 m^2 Verkehrsraumquerschnitt

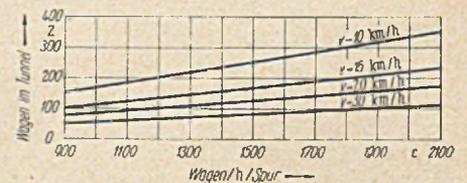


Abb. 9. Tunnelfüllung = Anzahl gleichzeitig im Tunnel befindlicher Wagen.

schnitt $n = 0,096 \cdot Q$ -fach/h und bei Halbquerlüftung mit $61,77 \text{ m}^2$ Verkehrsraumquerschnitt $n = 0,070 \cdot Q$ -fach/h.

Für die Wahl der zweckmäßigsten Lüftungsmethode sind zunächst

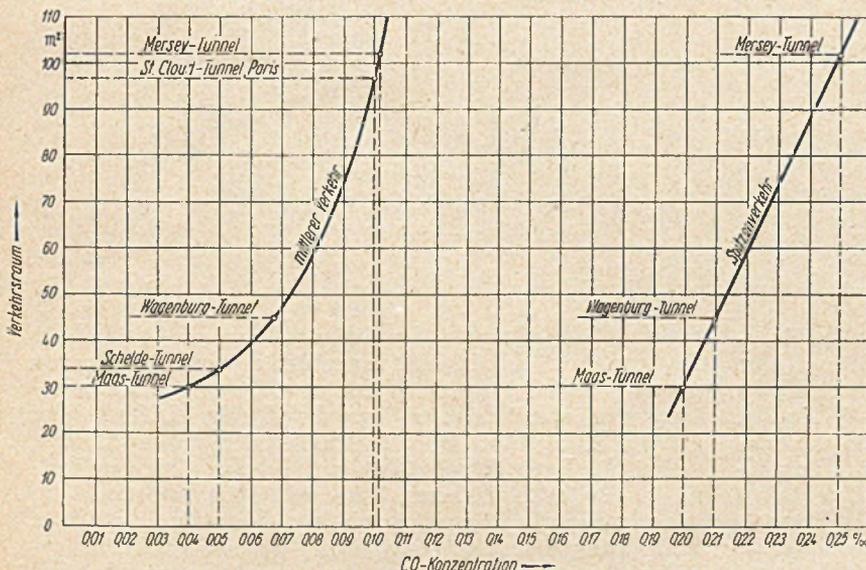


Abb. 8. Beziehungen zwischen belüftetem Querschnitt und CO-Konzentration.

3. einige kritische Überlegungen zur Frage direkter Absaugung im unteren Teil des Verkehrsraums

erforderlich. Die Stuttgarter Analysen der Dieselauspuffgase widerlegen in Verbindung mit den amerikanischen Analysen der Benzinauspuffgase, wonach in beiden Fällen rund 82 Vol.-% sogar ohne Berücksichtigung ihrer Temperatur allein vermöge ihres Auftriebs sofort nach oben entweichen und sich im Tunnelfirst sammeln, die von Bartholomäi [Schweiz. Bztg. 56 (1938) S. 84] vertretene Theorie direkter Absaugung der Abluft im unteren Teil des Verkehrsraums. Es ist einleuchtend, daß bei diesen Verhältnissen die übliche Absaugung oben weniger Kraftbedarf erfordert als die Absaugung unten, deren Anwend-

ziehen, wodurch rasches Löschen erleichtert, das Übergreifen des Feuers auf andere Fahrzeuge sowie eine Verqualmung des Tunnels vermieden werden. Damit ist bewiesen, daß direkte Absaugung von unten praktisch keine Frischluftersparnis, jedoch höhere Betriebskosten und im Brandfalle geradezu verhängnisvolle Folgen bringt.

Die zweckmäßigste Lüftungsmethode für den Wagenburgtunnel wurde durch Vergleichsentwürfe für Längs-, Quer-, Halbquerlüftung und ihre Kombinationen, Abwägung ihrer technischen Vor- und Nachteile, sowie Vergleich ihrer Bau- und Betriebskosten gefunden, wobei sich die Querlüftung als in jeder Hinsicht überlegenste Lösung ergab. Über die Eigenheiten dieser Lüftungssysteme wird auf andere Veröffentlichungen des Verfassers verwiesen [Bauingenieur 19 (1937) S. 212—226, 761—763, Straßenbau (1937) S. 159, Dissertation TH Stuttgart 1936].

Bei Längslüftung dient der Verkehrsraum dem in seiner Längsrichtung durchfließenden Luftstrom als Luftkanal. Dabei entsteht in der steigenden Röhre des Wagenburgtunnels bei Anordnung eines zentralen, 64 m hohen, konischen Luftschaftes von 10,80 m oberem und 6,70 m unterem Konusdurchmesser schon im Tunnel ohne Verkehr ein längsgerichteter Luftzug von 4,35 m/s im Betriebszustand einer zweiseitig befahrenen Röhre und von 6 m/s bei zwei im Richtungsbetrieb befahrenen Röhren. Diese Größen wachsen unter Verkehrsbedingungen auf ein Vielfaches im Verkehrsband an, was in jedem Falle für die Tunnelpolizei zu Fuß, Benutzer offener Wagen und im Brandfalle völlig untragbar ist, die Auswirkungen eines Brandes durch Verqualmung des Tunnels und Gefährdung anderer Fahrzeuge sogar steigern würde, so daß wie in St. Cloud im Brandfalle die Lüftung sofort abgeschaltet werden müßte. Außerdem ist diese Lösung unwirtschaftlich im Vergleich zu anderen Möglichkeiten, wie aus der späteren Kostenübersicht hervorgeht; von ihrer Anwendung beim Wagenburgtunnel wurde abgeraten, zumal für die Lüftung der späteren zweiten Röhre weitere erhebliche Baukosten aufzuwenden wären, was bei den anderen Lösungen nicht oder nicht im gleichen Umfange der Fall ist. Außerdem ist der Querschnitt des Wagenburgtunnels für eine Längslüftung zu klein.

Querlüftung
(direkte Absaugung von unten)

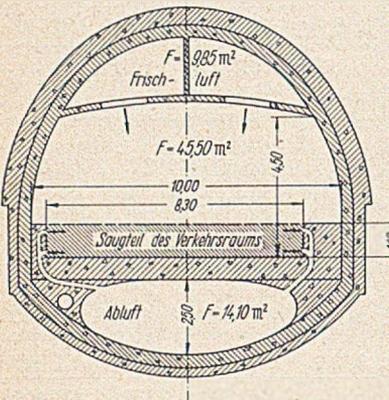


Abb. 10. Direkte Absaugung von unten.

Wunsch überprüft wurde. Der „Saugteil des Verkehrsraums“ hat je lfm 9,12 m³ Luftinhalt. In 4 Reihen sind 1664 Saugschlitze von je 0,10 m² in Einzelabständen von 2 m angeordnet. Aus 164,4 m² Saugfläche fließen bei maximal 4 m/s Durchflußgeschwindigkeit 665 m³/s Luft ab, also bei 830 m Tunnellänge 0,802 m³/s je lfm = 8,8 % des Luftinhalts je lfm Saugteil. Da 18 Vol.-% der Auspuffgase schwere und mittelschwere Gase sind, würden 8,8 % · 18 % = 1,584 Vol.-% der Auspuffgase ohne vorherige Luftverdünnung abfließen können. Wenn davon nur 10 % durch Wirbelbildung und Luftströmungen im Saugteil über diesen hochgerissen werden und so mit Frischluftzufuhr zu neutralisieren sind, ermäßigt sich die direkt abfließende Menge der Auspuffgase auf 1,426 Vol.-%. Diese

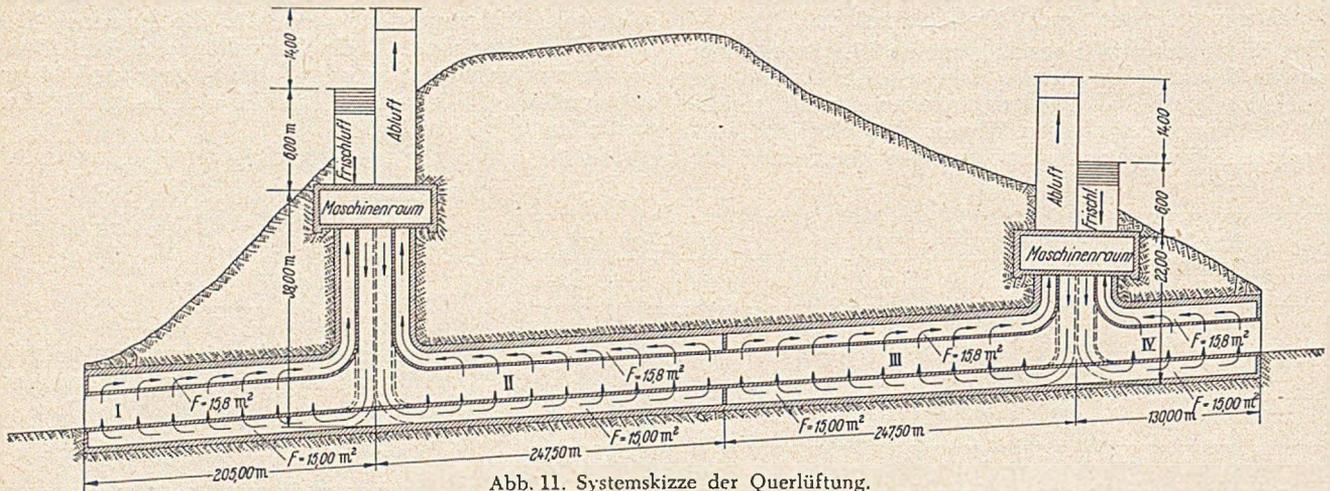


Abb. 11. Systemskizze der Querlüftung.

geringe Menge ist im Vergleich zur Genauigkeit der Rechnung ohne jede praktische Bedeutung, zumal dadurch der im Vergleich zur Absaugung von oben viel größere Kraftaufwand auch nicht annähernd aufgewogen wird. Zudem haftet der Absaugung von unten im Brandfalle der verhängnisvolle Fehler an, daß sich wegen des im Tunnelquerschnitt von oben nach unten fließenden Luftstroms Flammen und Rauch auf der Fahrbahn und im Tunnelquerschnitt ausbreiten, die Löscharbeit dadurch behindern und andere Fahrzeuge gefährden, während bei Lüftung von unten nach oben Flammen und Rauch nach oben ab-

Für Querlüftung (Abb. 2 Tunnelquerschnitt, Abb. 11 Systemskizze, Abb. 12 Lüftungsschächte) wurden Varianten mit kleinen oder großen Schraubenlüftern, Gesamtbelüftung von den Schächten ausgehend oder Lüftung der äußeren Tunnelstrecken von den Portalen aus untersucht, wobei die Lage der Schächte aus lokalen Gründen festliegt. Als technisch beste, bau- und betriebskostenmäßig wirtschaftlichste Lösung wurde für die steigende Röhre Querlüftung mit wenigen großen Niederdruck-Schraubenlüftern bei einer nur von den Schächten ausgehenden Gesamtbelüftung des Tunnels vom Verfasser zur Ausfüh-

rung empfohlen, wobei alle baulichen Anlagen sofort ausreichend für beide Röhren und die maschinelle Anlage in 4 Bauabschnitten entsprechend dem wachsenden Verkehr auszuführen sind. Die bei Querschnitten unter 100 m² immer zweckmäßige Querlüftung ist übrigens das einzige System, bei welchem im Brandfalle die Lüftung nicht abgestellt werden muß, sondern zur Unterstützung der Brandbekämpfung und Abwendung sonstiger Gefahren — z. B. Rauchvergiftung — auf vollen Touren mindestens im Abschnitt des Brandes weiterläuft. Durch einen 15 m² großen unter Straße liegenden Luftkanal wird Frischluft in den Tunnel gedrückt und durch Stichkanäle mit maximal 4 m/s Austrittsgeschwindigkeit in den Verkehrsraum geführt, deren Einblaseöffnungen von 0,21 m² Querschnitt im Achsabstand von 2 m über den Schrammborden liegen. Die Abführung der Abluft erfolgt getrennt vom Verkehrsraum im 15,8 m² großen Luftkanal über Straße, in den sie durch 0,20 m² große im Achsabstand von 2 m auseinanderliegende Saugöffnungen in der Zwischendecke gelangt, wobei die Durchflußgeschwindigkeit durch diese Saugöffnungen ebenfalls höchstens 4 m/s beträgt. Die maximalen Luftgeschwindigkeiten im Frisch- und Abluftkanal sind etwa 13,4 m/s bzw. 12,7 m/s oder kleiner je nach Luftförderung. Die Luftkanäle sind möglichst gestreckt, ausgerundet und glatt verputzt auszubilden. Vorteile dieser Lösung sind: Kein Längsluftzug im Verkehrsraum außer dem natürlichen und dem vom Verkehr erzeugten, größere Wirtschaftlichkeit im Vergleich zu jeder anderen Lösung (s. Kress a. a. O.), desgleichen größere Betriebssicherheit; im Brandfall Verminderung der Gefahr durch Wegfall des Längsluftzugs und Erleichterung der Löscharbeit durch die dem System eigene, von unten nach oben gerichtete Luftbewegung; größere Beweglichkeit des Systems und Anwendbarkeit auf Richtungsbetrieb sowie Betrieb in beiden Richtungen; Senkung der Betriebskosten durch Mitwirkung des Verkehrsluftzugs bei der Lüftung. Beim Wagenburgtunnel hat der Verfasser den Einfluß des Verkehrs auf die Lüftung nach Getto [Z. VDI. 93 (1951) S. 141 berücksichtigt.

Beim Vergleichsentwurf der Halbquerlüftung wird Frischluft durch einen unter Fahrbahn liegenden 15 m² großen Luftkanal in den Tunnel gedrückt, durch Stichkanäle in den in diesem Falle 61,77 m² großen Verkehrsraum geführt, während die Abluft durch Abluftlüfter in

den Schächten abgesaugt wird und ohne besonderen Kanal im oberen Teil des Verkehrsraums entlangzieht, wobei die Zwischendecke im Verkehrsraum entfällt. Dabei muß unter jedem Schacht wie beim Mersey-Tunnel im Firstraum des Verkehrsraums auf eine gewisse Länge eine Diffusordecke angeordnet werden, um die Sog- und Luftzugwirkung im

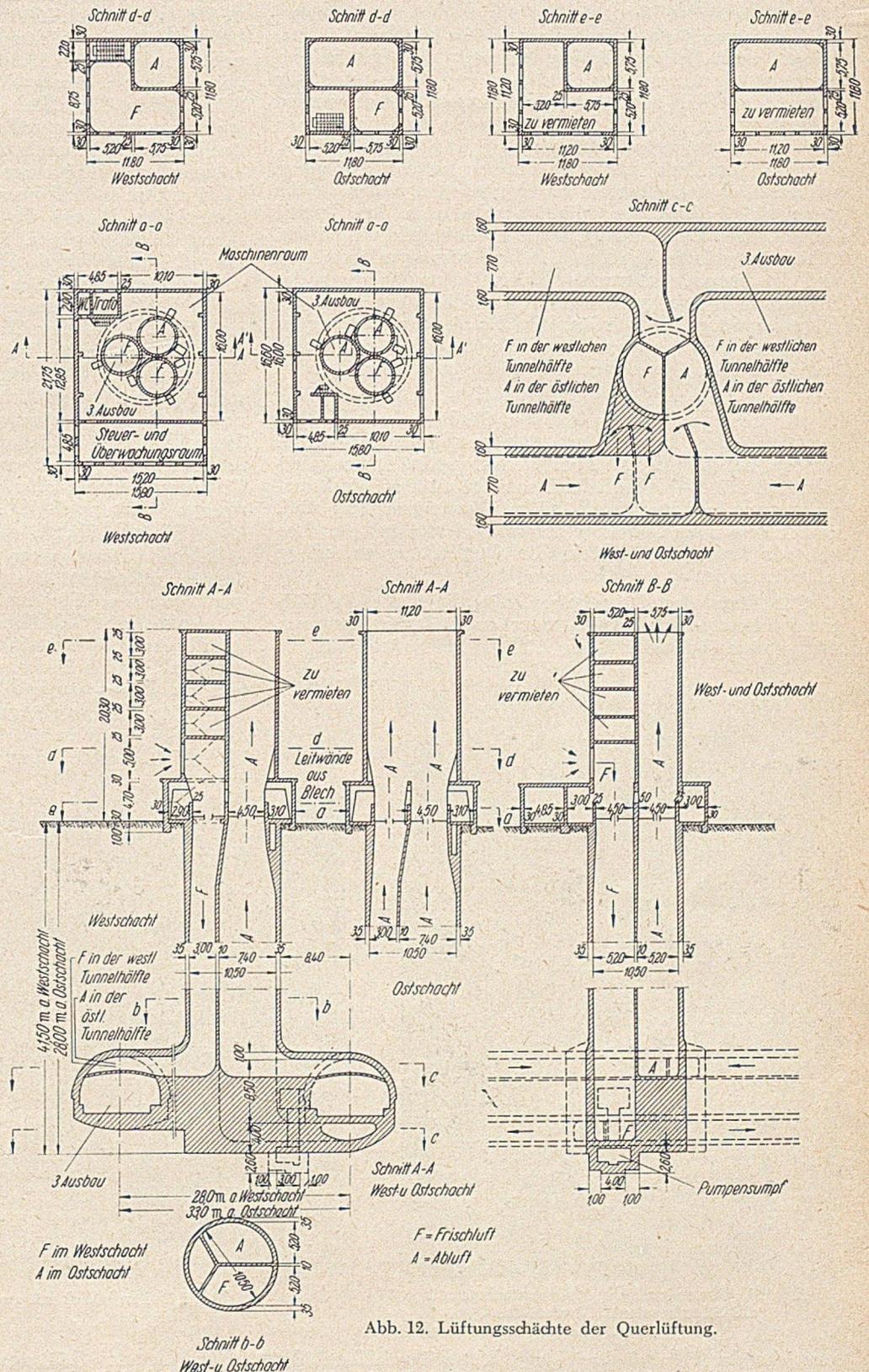


Abb. 12. Lüftungsschächte der Querlüftung.

Verkehrsraum abzumindern und den Luftstrom zwangsläufig in den oberen Teil des Verkehrsraums abzurängen. Diese Lösung bedingt im Falle Wagenburgtunnel 3 Zwischenschächte und 1 Hilfsschacht am Westportal, sowie im Verkehrsraum des Tunnels ohne Verkehr einen Längs-

luftzug von 2,18 m/s, der unter Verkehrsbedingungen ein Vielfaches dieser Größe erreicht. Für die 7 Lüftungsabschnitte sind 14 Frisch- und 14 Abluftlüfter zu installieren. Diese Lösung, der die gleichen Mängel wie der Längslüftung anhaften, ist — wie die spätere Übersicht zeigt — auch bau- und betriebskostenmäßig nicht so gut wie die Querlüftung.

Eine bauseitige Idee befaßte sich mit kombinierter Längs- und Halbquerlüftung derart, daß die äußeren Tunnelstrecken von den Portalen aus längs- und die inneren von den Schächten aus halbquerbelüftet werden sollten, wobei sich in der Innenstrecke des befahrenen Tunnels ein untragbarer Längsluftzug von 6,62 m/s ergibt, der im Brandfalle höchst gefährlich wäre. Außerdem wirken hierbei die Portale als Staubsauger, indem sie die verunreinigte Luft der Mündungsplätze in den Tunnel saugen. Der Längsluftzug und die Wirbelbildung an den Schächten würden zudem Staubbelaastigungen bewirken und die einander entgegenlaufenden Kolbenwirkungen der Verkehrsströme in der zunächst in beiden Richtungen befahrenen Südröhre würden den Erfolg der Lüftung in Frage stellen, so daß von dieser Lösung, die überdies auch keine wirtschaftlichen Vorteile bietet, abgeraten werden mußte.

Als eines der Ergebnisse der Studienreise des Verfassers zu den europäischen Autotunneln kann berichtet werden, daß Längs- und Halbquerlüftung bei Tunnelquerschnitten mit 4—5 Fahrbahnen und etwa 100 m² Verkehrsraum zwar möglich, jedoch nicht überzeugend gut sind, und daß bei allen Querschnitten unter 100 m², insbesondere bei nur 2spurigen Tunneln die Querlüftung unbedingt erforderlich ist.

Die Form des Tunnelquerschnitts beeinflusst die Lüftungswirkung stark. Kreis- oder angenäherte Kreisform dienen dem Verkehr und der Lüftung am besten, weil bei

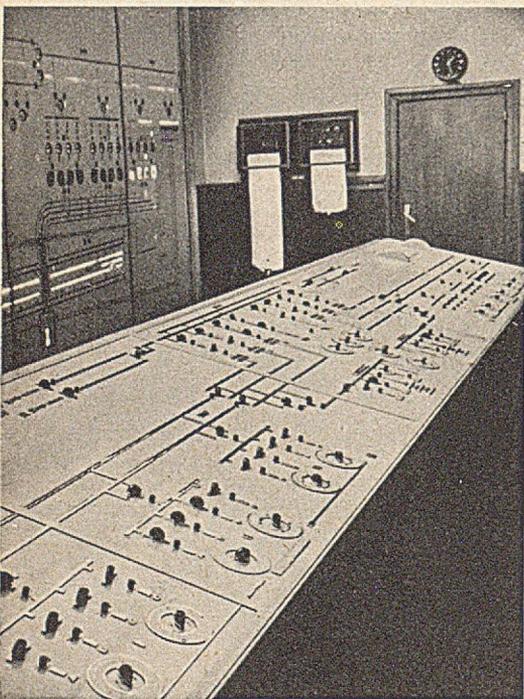


Abb. 13. Steuer- und Überwachungsanlage mit CO-Schreibern und Leuchtbildteil.
(Phot. IMALSO, Antwerpen)

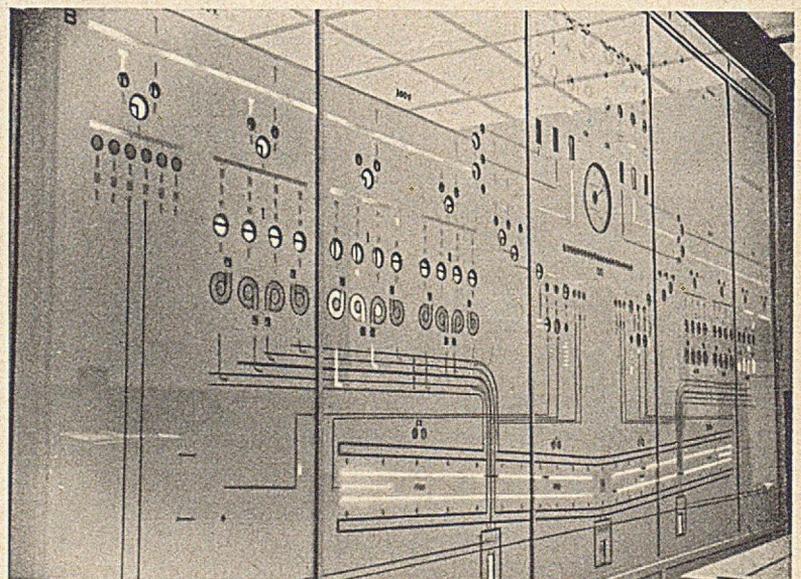


Abb. 14. Leuchtbild mit Anzeiger der Tunnelfüllung.
(Phot. IMALSO, Antwerpen)

ausreichender Fahrbahnbreite und lichter Durchfahrthöhe segmentförmige Luftkanäle unter und über der Straße anfallen. Der Querschnitt Abb. 2 a des Wagenburgtunnels entspricht diesen Bedingungen gut, indem bei 45 m² Verkehrsraum, 4,50 m Durchfahrthöhe, 7,50 m Fahrbahn- und 1,20 m Gehwegbreite für die Tunnelpolizei für Frisch- und Abluftkanäle 15 bzw. 15,8 m² übrig bleiben und die

maximalen Luftgeschwindigkeiten in den Kanälen in der Nähe der noch wirtschaftlichen Grenze von etwa 12 m/s liegen.

Bei dem zur Ausführung empfohlenen Vorschlag der Querlüftung mit wenigen großen Lüftern sind jeweils 2 Lüftungsabschnitte von insgesamt 4 mit 1 großen Frisch- und 1 großen Abluftlüfter bestückt. Hierbei bestehen die beiden Lüftungsschächte je aus einem oberirdischen Lüftergebäude von 16,60 · 15,80 m Grundfläche und 5,30 m Höhe über Gelände, einem darüberliegenden Ansaugeteil von 6,30 · 5,75 m Grundfläche und 5 m lichter Höhe, der vom angrenzenden aufgehenden Abluftschacht von 6,30 · 6,30 m Außenquerschnitt um 10 m überragt wird (Abb. 12), einem kreisrunden Verbindungsschacht von 10,50 m Innen- und 11,20 m Außendurchmesser zwischen Lüftergebäude und Tunnel für Frisch- und Abluftkanäle, dessen tragende Wand 20 cm stark in Stahlbeton mit 25 kg/m³ Bewehrung ϕ I unter Verwendung von Hüttensulfatzement auszuführen ist. Zwecks Schalldämpfung von Lüftergeräuschen bleibt der hochgehende Abluftschacht oben offen, wobei eindringende Niederschläge nach dem Pumpensumpf im Schacht ablaufen, außerdem ist die innere Leibung des aufgehenden Abluftschachtes entweder mit Spezial-Schallschluckplatten zu verkleiden oder mit schallschluckenden wabenartigen Vertiefungen zu versehen. Beim Mersey-Tunnel hat man die Schall- und Vibrationsdämpfung durch Anordnung von „cavity walls“ mit Zwischenluftpolster und Gründung der Fliehkraftlüfter auf Korkplatten sowie völliger Trennung der Lüfterfundamente vom Gebäude gelöst. Die sich über 3 Stockwerke verteilenden zusätzlich anfallenden Räume über der Luftansaugung am aufgehenden Abluftschacht können als gewerbliche Räume vermietet werden. Für den oberirdischen Bauteil der Luftansaugung und -abführung sowie für die Umfassungswände des Lüftergebäudes ist 30 cm dickes Hohlblockgemäuer, für die Dachabdeckung des Ansaug- und Büroteils Stahlbeton vorgeschlagen. Die Tragkonstruktion der Lüftergebäude besteht aus 3 Stahlbetonrahmen, auf denen die Decke des Maschinenhauses und der Hochbau ruhen. Die als Schachtabdeckung des Tiefbaus dienende Stahl-

betonsohle des Lüftergebäudes hat eine Nutzlast von 2000 kg/m² aufzunehmen. Die 20 cm starke Stahlbetonschachtwand des Tiefbaus, die mit Verzahnungen ins Gebirge einbindet, ist außen durch eine Bitumenhautdichtung geschützt, die auf einer 13,5 cm starken, eingerüttelten Betonschale aus Hüttensulfatzementbeton aufgeklebt ist. Für die Schachtabteufung sind zur Abstützung des Ge-

birges 25 cm breite, 6,5 cm starke und 2,10 m lange Stahlbetonbohlen von 82 kg Eigengewicht vorgesehen, die im Abstand von 1,85 m von Stahlringen aus [10 gehalten und mittels Stahl- oder Betonkeilen satt gegen das Gebirge gepreßt werden. Der bis unter Tunnelsohle reichende Schachttiefbau hat als unteren Abschluß eine 1,50 m starke Stampfbetonsohle mit Hüttensulfatzement zur Sicherung gegen den beobachteten, aufwärts gerichteten Sohldruck.

triebsmotoren und Getriebezahnräder werden ausgewechselt. Für fallende Röhre soll W-Schacht zusätzlich 1 Zuluftaggregat 128 m³/s, 170 U/min, O-Schacht 1 Abluftaggregat 127 m³/s, 170 U/min erhalten. Es sind also 4 alte + 2 neue = 6 Lüfteraggregate in 2 Schichten vorgesehen. Diese Ausbaustufe muß im einzelnen den seinerzeitigen Verkehrsbedingungen näher angepaßt werden. Wegen Lüftungssystem der fallenden Röhre siehe unten¹.

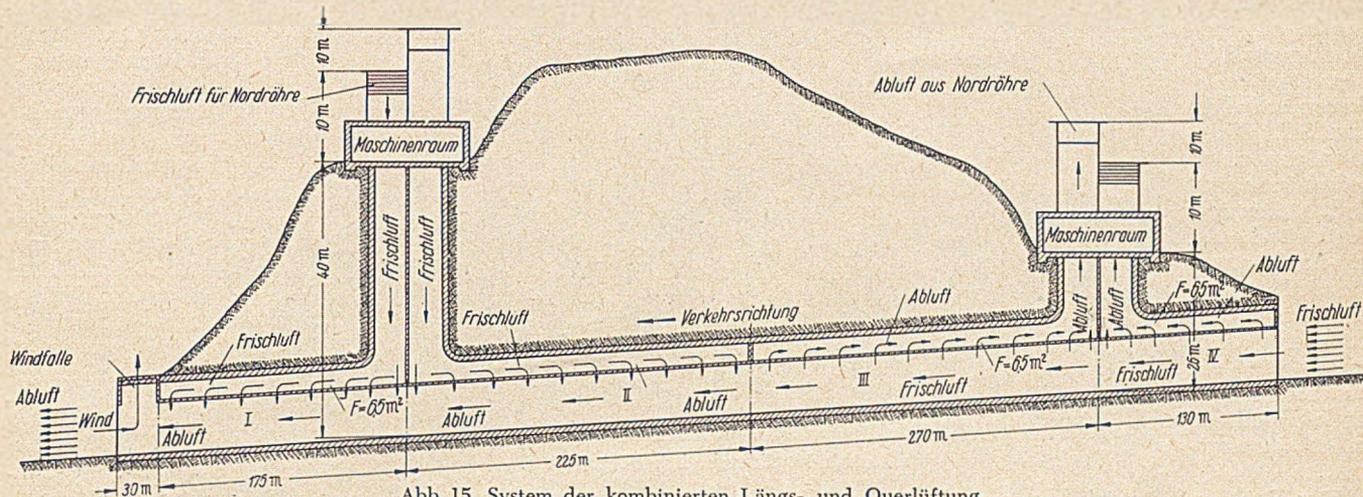


Abb. 15. System der kombinierten Längs- und Querlüftung.

Diese gleichzeitig als Sohle des Querstollens zwischen den Tunnelröhren dienende Schachtsohle muß die Tunnelsohle unterschneiden. Der untere Schachtteil ist bis auf äußere Scheitelhöhe des Tunnelgewölbes ein massiver, lediglich von den Luftkanälen durchzogener Betonklotz. In der Schachtsohle befindet sich ein Pumpensumpf für anfallendes Sickerwasser und darüber im Schachtklotz eine vom Tunnel aus zugängliche Pumpenkammer. Die Pumpstation wird durch automatische Schwimmerreglung betätigt und fördert das Sickerwasser in die Entwässerungsleitung im Tunnel. Die Lüftergebäude enthalten Lüfterhalle, Transformatorräume, Batterieraum der Notbeleuchtung, WC, Waschräume, Werkstätten, Ersatzteillager, sonstige Dienst- und Nebenräume, Betriebsbüro sowie in einem Schacht die zentrale Steuer- und Überwachungsanlage (Abb. 13). Jede Lüfterhalle erhält einen Montagekran von 2 t Tragkraft. Die vorgeschlagenen Lüfter sind Siemens-Betz-Niederdruck-Schraubenlüfter NSL 450, deren Lüfterräder über ein Untersetzungs- und Winkelgetriebe von seitlich der Kanäle stehenden normalen Drehstrommotoren mit Schleifringläufern in Bauform B 3 angetrieben werden, deren Drehzahlregelung weitgehende Luftmengenregelung bei wechselnder Verkehrsbelastung gestattet. Für beide Schächte sind wegen vereinfachter Ersatzteilhaltung gleiche Lüfteraggregate vorgesehen, die für den Betrieb von 1 und 2 Tunnelröhren in den nachstehenden Ausbaustufen einzubauen sind.

1. Ausbau bis 1957 (1 Röhre): W-Schacht 1 Zulüfter 201 m³/s, 170 U/min, 35 kW Kraftbedarf; O-Schacht 1 Zulüfter 168 m³/s, 170 U/min, 26 kW Kraftbedarf, zusammen 1328000 m³/h. Abluft ebenso. Insgesamt 4 Aggregate in 2 Schächten.

2. Ausbau 1958—1962 (1 Röhre): Durch Winkelverstellung der Lüfterflügel der vorhandenen Aggregate wird Förderleistung um 30 % auf 1746000 m³/h gesteigert, erhöhter Kraftbedarf der Lüfter durch Zuschalten je eines weiteren gleichen, auf einem 2. Wellenstumpf des Getriebes arbeitenden Motors gedeckt. W-Schacht 1 Zulüfter 226 m³/s, 170 U/min, 65 kW, O-Schacht 1 Zulüfter 223 m³/s, 170 U/min, 52 kW. Abluft ebenso. Insgesamt 4 alte Aggregate in 2 Schächten.

3. Ausbau: 1963—1967 (2 Röhren): 2 424 000 m³/h Luftförderung werden durch Drehzahlerhöhung um 60 % der vorhandenen Lüfter bei gleichbleibendem Einstellwinkel der Flügel in der steigenden Röhre erreicht. An-

4. Ausbau 1968—1979 (2 Röhren): Bei sinkendem Luftbedarf durch angenommene Verschiebung der LKW-PKW-Anteile kann gegebenenfalls der Kraftaufwand durch Verkleinerung der Einstellwinkel der Lüfterflügel entsprechend zurückgeführt werden.

In der zentralen Steuer- und Überwachungsanlage, die mit Leuchtbild (Abb. 14²), Signallampen, ferngesteuerten Meßinstrumenten, Selbstschreibern der CO-Messung, selbstregistrierender Verkehrszählung, Anzeiger der jeweiligen Tunnelfüllung, Schaltvorrichtungen für alle motorischen Antriebe und unabhängiger Fernsprecheinrichtung ausgestattet ist, wird die ganze Lüftungsanlage von einer ständig anwesenden Person mit einem Ersatzmann gesteuert. Hier laufen auch alle Signalmeldungen im Tunnel für Verkehr und Feueralarm optisch und akustisch zusammen.

Für den Betrieb von 2 Tunnelröhren ab 1963 ist vorgeschlagen, die steigende Röhre querzulüften, während die fallende Röhre, einer Anregung von Abt.-Präs. i. R. Prof. Hartmann, Stuttgart, folgend, wegen ihres geringen Luftbedarf eine kombinierte Quer- und Längslüftung nach dem Beispiel des Squirrel Hill-Tunnels in USA. erhalten kann, bei deren Anwendung sich die Baukosten der fallenden Röhre um 0,75 Mio. DM verringern. Das Kombinationssystem beruht darauf, daß vom Zufahrtsportal bis Tunnelmitte Frischluft vom Verkehr eingedrückt, Abluft oben in besonderem Luftkanal abgesaugt, also querbelüftet, von Tunnelmitte bis Zufahrtsportal Frischluft oben in besonderem Luftkanal zugeführt, Abluft vom Verkehr nach außen gedrückt, also längsbelüftet wird (Abb. 15). Dabei sind die Frisch- und Abluftkanäle im First an den Portalen kleiner als in Tunnelmitte, Übergang erfolgt allmählich. Die

¹ Zwecks gleichwertiger Sicht mit anderen europäischen Autotunneln gemäß Studienreise des Verfassers (Bild 8) wurde neuerdings vorgeschlagen, Siemens-Betz-NSL 520-Lüfter und einen Konusdurchmesser der Schächte von 10,50—11,20 m zu wählen. Für die 1. Tunnelröhre werden dann sofort 673 m³/s mit 560 kW Kraftbedarf (Zu- und Abluft!) installiert, die bei 2 Tunnelröhren auf 928 m³/s durch Zusetzen je 1 Zu- bzw. Ablüfters NSL 450 im West- bzw. Ostschacht gesteigert werden. Diese Menge kann dann noch um weitere 15 % gesteigert werden durch Winkelverstellung der Lüfterflügel und Austausch der Antriebsmotoren gegen stärkere.

² Die Abb. 13 und 14 stellen die Schalt- und Überwachungszentrale des Scheldetunnels Antwerpen und dessen Leuchtbild dar. Sie wurden von der Verwaltung des Scheldetunnels dankenswerterweise zur Verfügung gestellt. Man sieht auch die CO-Schreiber und den Anzeiger der Tunnelfüllung (Uhr im Leuchtbild).

größeren Luftmengen an den Portalen erfordern höhere Portalquerschnitte im Vergleich zum Regelquerschnitt, allmählicher trompetenförmiger Übergang erfolgt in den gemäß Rechnung sich ergebenden Längen. In Fahrtrichtung des längsbelüfteten Tunnelteils tritt ein Längsluftzug von 1,5 m/s aus Lüftung auf, der gerade noch tragbar erscheint. Durch Umstellklappen in den Luftkanälen können Zu- und Abluftlüfter auf das jeweils gegenteilige Kanalsystem geschaltet werden, so daß im Brandfall Luftstrom von unten nach oben bewirkt wird. Etwaiger Gegenwind auf dem Ausfahrtportal wird zusammen mit Abluft durch eine 30 m lange, wie ein Schornstein wirkende Windfalle nach oben abgelenkt.

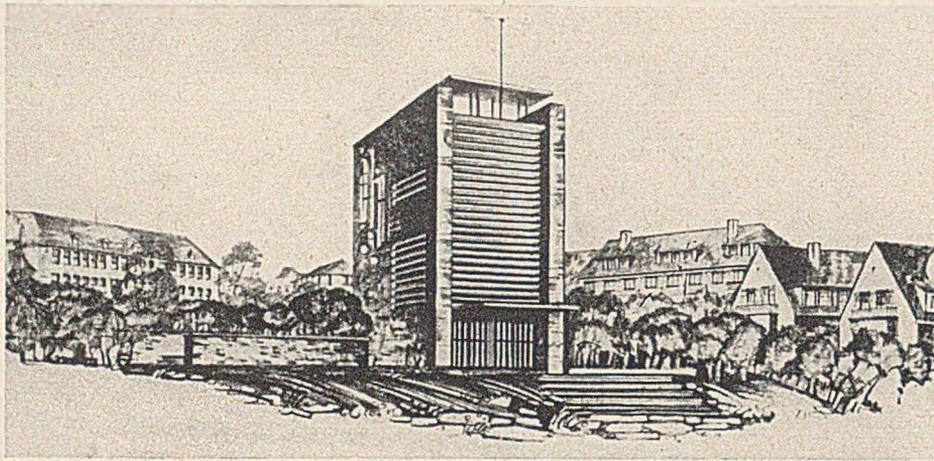


Abb. 16. Schaubild der Ostzentrale.

Der Bau- und Betriebskostenvergleich der wichtigsten untersuchten Lösungen ist in folgender Übersicht zusammengestellt:

Baukostenvergleich:

	1. Ausbau 1955—1957 (1 Röhre) DM	2. Ausbau 1958—1962 (1 Röhre) DM	3. Ausbau ab 1963 (2 Röhren) DM
Querlüftung			
große Lüfter	1 267 000°=1,00	1 657 000°=1,00	1 880 000°=1,135
kleine Lüfter	1 700 000°=1,045	1 951 000°=1,18	in bezug auf 2. Ausbau
Außenstrecken von Portalen belüftet		1 977 000°=1,195	(techn. Mängel)
Halbquerlüftung			
kleine Lüfter		2 040 000°=1,235	(techn. Mängel)
aus Luftschuttkamm. 30 m einwärts		685 000°=0,417	(techn. Mängel)
Längslüftung		2 000 000°=1,21	(techn. Mängel)
Komb. Längs- und Halb- querlüftung	1 610 500°=0,98	1 655 000°=1,00	1 952 800°=1,04
	(techn. Mängel)		in bezug auf 3. Ausbau Querlüftung

* Zu diesen Beträgen kommen noch rund 1,5 Millionen DM für den Frischluftkanal, der aus Gründen der Mittelbewilligung zum Titel „Tunnelbau“ gerechnet wurde.

Betriebskostenvergleich:

	DM/Jahr	DM/Jahr	DM/Jahr
Querlüftung			
große Lüfter	108 560=1,00	159 420=1,00	363 280=2,28
kleine Lüfter	117 400=1,08	173 300=1,088	in bezug auf 2. Ausbau
Halbquerlüftung	145 000=1,33	166 590=1,045	
aus 30 m einwärts liegenden Luft- schuttkammern	282 000=2,60	282 000=1,77	(Mittel 2,01)

Zwecks Klärung der Frage, ob im Interesse einer Baukostensenkung eine Verkleinerung der Schächte und Luftkanäle bis zur maximalen Luftgeschwindigkeit von 15 m/s im Hinblick auf die Betriebskosten wirtschaftlich vertretbar ist, hat der Verfasser entsprechende Luftmessungen im Scheldetunnel Antwerpen im bauseitigen Auftrag durchgeführt, die im angegebenen Fall eine Stromkostensteigerung von 56 % erwarten lassen. Das würde in der Zeit

des 1. und 2. Ausbaus von 1955—1962 eine Verteuerung der Stromkosten um 390 000 DM bedeuten und ab 1963 weit mehr als 60 000 DM je Jahr. Die Ermittlungen ergaben, daß dieser Verteuerung der Stromkosten im besten Falle eine Verbilligung der Baukosten in Höhe von 270 000 DM gegenüberstehen. Da im 1. Ausbau die Stromverteuerung 30 000 DM/Jahr, im 2. Ausbau 60 000 DM/Jahr beträgt, würde die Baukostensparnis schon innerhalb 6 Jahren von der Stromverteuerung aufgezehrt sein. Ganz abgesehen von den technischen Mängeln, die von einer Schachtverkleinerung und Verkleinerung der Luftkanalquerschnitte für die Luftversorgung des Tunnels in späteren Jahren ausgelöst werden, konnte

der Stadt Stuttgart schon aus diesen überschläglichen wirtschaftlichen Überlegungen keinesfalls angeraten werden, die Schächte zu verkleinern. Es wäre im Gegenteil im Interesse größerer Betriebswirtschaftlichkeit und zur Wahrung des bei allen europäischen Autotunneln vornehmlich beachteten Grundsatzes „Safety first!“ erwünscht, die Schacht- und Luftkanalquerschnitte so groß wie nur irgend möglich zu machen, wobei die Luftgeschwindigkeitsgrenze von 12 m/s nach oben den ungefähren Maßstab des wirtschaftlich Vertretbaren darstellt.

IV. Schlußwort.

Die Untersuchungen ergaben, daß für den Wagenburgtunnel Querlüftung die technisch beste und wirtschaftlichste Lösung ist. Es ist auch die Frage der Aktivierung der natürlichen Atmung des Tunnels geprüft worden. Da diese jedoch nicht immer vorhanden ist und wenn sie auftritt, sehr schwankend und in ihrer Richtung umkehrbar ist, zudem vom auftretenden Gegenverkehr völlig aufgezehrt wird, darf sie als mitbestimmende Komponente bei der Bemessung der Lüftungsanlage nicht berücksichtigt werden. Die hart umstrittene Zwischendecke der Querlüftung im Tunnel verbessert in der vorgeschlagenen gewölbten Form die architektonische Wirkung und die Lichteffekte im Tunnel. Abb. 16 zeigt das Schaubild der Ostzentrale.

Dem aus den Herren Professoren Dr.-Ing. Dr. rer. pol. h. c. Dr.-Ing. E. h. Pirath, Stuttgart, Abt.-Präs. i. R. Hartmann, Stuttgart, und Abt.-Präs. i. R. Buddenberg, Berlin, bestehenden Gutachterkollegium, den Siemens-Schuckertwerken, Erlangen, Herrn Direktor F. van Haren von der IMALSO (Scheldetunnel), Antwerpen, sowie den Verwaltungen des Maas-, Mersey-, St. Cloud-Tunnels und des Tunnels in Lyon, sowie den Mitarbeitern des Verfassers sei an dieser Stelle herzlicher Dank gesagt.

Literatur.

Pirath-Wetzel: Die Verkehrsplanung und die städtebauliche Neugestaltung von Stuttgart. Denkschrift 1941.
Hartmann: Tunnelbau. Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., Berlin 1937.
Von den Verwaltungen der europäischen Autotunnel zur Verfügung gestelltes Erfahrungsmaterial.
Neumann: Neuzeitlicher Straßenbau, Berlin 1932, S. 64 u. 436.

Vom Bauen in den Vereinigten Staaten von Amerika.

Von Dipl.-Ing. H. W. Puell, Leiter der Zweigniederlassung München der Julius Berger Tiefbau-Aktiengesellschaft.

Über das Bauen in US-Amerika kann man recht verschiedene Meinungen hören und aus den zahlreichen Veröffentlichungen in der deutschen Fachpresse entnehmen. Diese Verschiedenheit dürfte davon abhängen, ob der Berichtstatter als Entwurfsingenieur oder als Unternehmer, als Verwaltungsbeamter, als Architekt oder als Ingenieur nach den USA reiste, aber auch davon, was der einzelne gesehen hat.



Abb. 1. Sperrmauerkrone der Grand Coulee-Sperre mit Blick auf die völlig aride Umgebung.

Über einen Punkt sind sich jedoch sämtliche Besucher einig, und wenn man überhaupt über die Bauverhältnisse in den USA spricht, so ist es notwendig, sich dies immer wieder ins Gedächtnis zu rufen, nämlich über den Einfluß der außerordentlichen hohen Löhne. Der Lebensstandard ist etwa 2,4 mal so hoch wie in Deutschland. Hohen Löhnen stehen geringe Stoffkosten gegenüber, die beim Treibstoff im Vergleich USA zu Deutschland bei 1 : 10 liegen. Weiterhin ist die zeitliche Entwicklung der Stoff- und Lohnkosten entscheidend: Von 1913 bis 1953 haben die

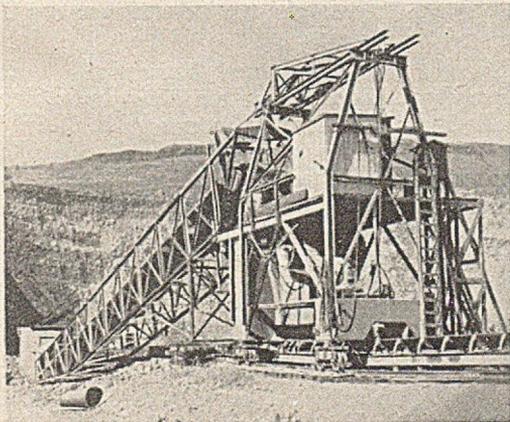


Abb. 2. Dieser Vorbrecher mit dem Förderband ist auf Gleisen verschiebbar.

Stoffkosten der Bauindustrie in den USA um 160 %, die Löhne aber um 325 % zugenommen. Der Preis je m³ Erdbewegung bei Straßenbauten (als Indexwert) ist seit 1922 mit geringen Schwankungen konstant, während sich die Löhne für diese Arbeit um 315 %, die Treibstoffkosten um 180 % erhöht haben.

Zwei deutsche Vergleichszahlen hierzu sind beachtlich. Nach der „Bauwirtschaft“ 7 (1953) H. 3 sind die Baulöhne

in Deutschland im Straßenbau von 1933 bis 1952 um 107 %, die Baustoffkosten um 128 % gestiegen. Lohn- und Stoffkosten sind also in ihrem Verhältnis nahezu konstant geblieben, während in den USA die Löhne den Materialkosten davongelaufen sind.

Hinzu kommt die Aufgabenstellung in den USA, die auf allen Gebieten zur Massenproduktion, auch in der Bauindustrie, zwingt, ob es sich nun um die Massenanfertigung von Einfamilien-Wohnhäusern oder vierzehnstöckigen Stahlbeton-Hochhäusern des Sozialen Wohnungsbaues, die in Losen von ca. 10 Stück auf einmal an einzelne Unternehmen oder Arbeitsgemeinschaften vergeben werden, ob es sich um Straßenbaulose mit Betondecken von 20—30 km Länge oder um Betonwerke für Transportbeton mit Tagesleistungen bis zu 2000 m³ handelt.

Es sei also wiederholt: Bestimmend sind für die Verhältnisse in USA, auch wenn man über das Bauen spricht, die Gesetze der Massenproduktion bei niedrigen Stoffkosten, hohen Löhnen und entsprechend groß gestellten Aufgaben.

Diese kennzeichnendsten Merkmale des Bauens in den Ver. Staaten sollen an Beispielen mit Bildern geschildert werden, wobei ausdrücklich der Ton auf das „wie“ gelegt wird. Bilder von Talsperrenbauten im Nordwesten der USA nebst der Gewinnung und Aufbereitung von Zuschlagstoffen legen dar, wie es der Amerikaner macht. Dabei sei von vornherein betont, wenn man die Nutzenwendung dessen, was in den USA gesehen wurde, zieht, daß es nicht die Aufgabe ist, all dies im einzelnen nachzuahmen. Aber es gibt viele Dinge, die sich auch auf deutsche Verhältnisse und solche Länder übertragen lassen, in denen die deutsche Industrie baut oder bauen will.

Die Grand Coulee-Sperre wurde 1934 begonnen. Es wurden rd. 7 500 000 m³ Beton verbaut. Die installierte Leistung beträgt über 2,2 Mio. kW, der Stausee hat über 240 km Länge und einen Inhalt von über 12 Md. m³. Dabei hätte diese Anlage noch größer werden können, wenn sich Kanada und die USA über eine Überstauung auch kanadischen Gebietes geeinigt hätten. Der Hochwasserüberfluß ist typisch für das Dimensionieren in den USA, da allgemein Hochwasserüberflüsse mit dem Doppelten des höchsten bekannten Hochwassers berechnet werden. Dies erklärt sich daraus, daß in den USA, insbesondere im Mittel- und Nordwesten des Landes Beobachtungen über Wasserstände zuverlässig nur über 20—30



Abb. 3. Von diesem Vorbrecher wird das Baggergut mittels Förderbands weiter transportiert.

Jahre vorliegen. Abb. 1 gibt einen Blick auf die Sperrmauerkrone und vermittelt einen Eindruck von der völlig ariden Umgebung. Hieraus möge man die andere Aufgabenstellung derartiger Bauten in den USA ersehen. 1934, als Grand Coulee angefangen wurde, mußte der Unternehmer prüfen, wie er überhaupt Geräte an die Baustelle schaffen konnte. Es gab weder Straßen noch Bahn- oder Wasseranschluß in annehmbarer Nähe. Er baute daher

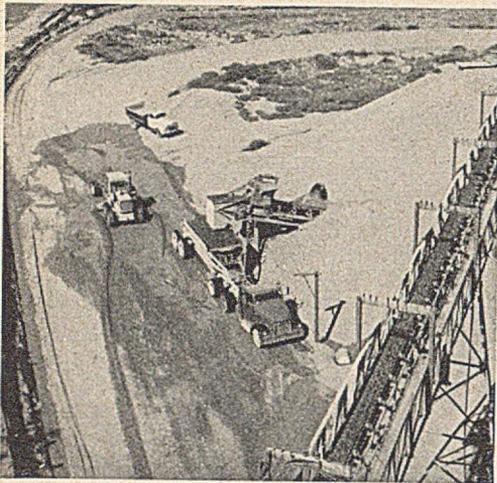


Abb. 4. Blick von der zentralen Aufbereitungsanlage auf einen Kegel der Zuschlagstoffe.

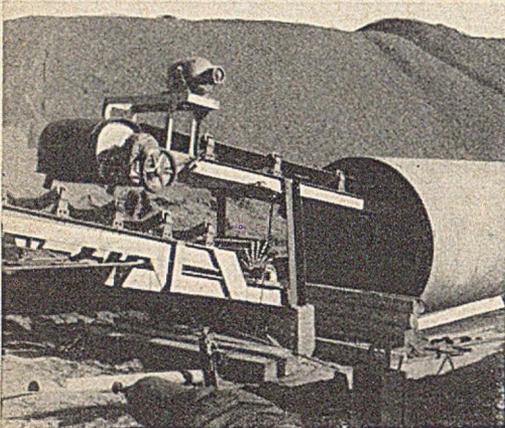


Abb. 5. Montage einer Aufgeberanlage.

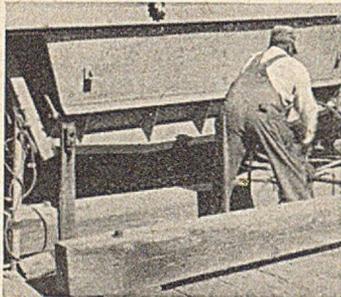


Abb. 6. Der Fahrer führt alle Entladearbeiten selbst aus.

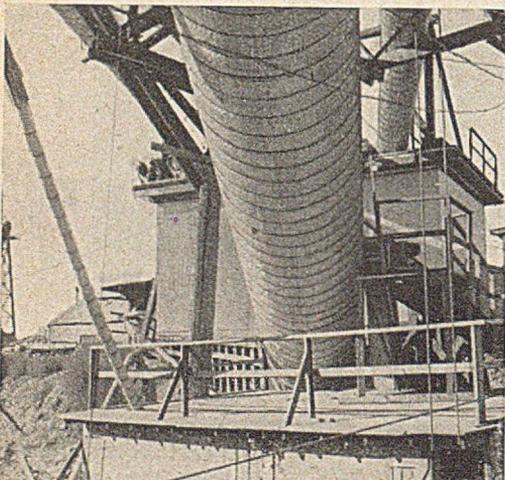


Abb. 7. Teilansicht einer Johnson-Turm-Anlage in Verbindung mit einer Eisfabrik.

einen geländegängigen 60 t tragenden Anhänger, mit dem er unabhängig vom Bau der Nachschubwege das erste Baugerät und Material zur Baustelle schaffte. Dieser Anhänger lebt heute noch und tut noch seinen Dienst.

Kurz unterhalb von Grand Coulee wird jetzt ein neuer großer Staudamm, die Hauptling-Joseph-Sperre für Kraftgewinnung, Hochwasserschutz und Bewässerungszwecke gebaut.

Die Abb. 5 bis 11 zeigen, wie auf dieser und ähnlich auf zahlreichen anderen Baustellen Zuschlagstoffe gewonnen und aufbereitet werden. Ein 4 m³-Löffelbagger arbeitet an einer 20 bis 25 m hohen Moränenwand und beschickt einen Silo, der mittels Förderbands das gewonnene Gut in einen Vorbrecher schafft (Abb. 2). Dieser Vorbrecher mit dem Förderband ist auf Gleisen verschiebbar und wird von dem Bagger selbst, je nach Bedarf, weitergezogen. Von diesem Vorbrecher geht es mittels Förderbands (Abb. 3) weiter bis zu einer Vorsiebanlage, die im Hintergrund sichtbar ist, wo gewisse nicht erwünschte Materialien rechts und links abgesetzt werden.

Von da fördert ein Band zu einer großen zentralen Siebanlage, von der wiederum mittels Förderbands das Material auf die einzelnen Halden verteilt wird. Abb. 4 gibt den Blick von der zentralen Aufbereitungsanlage auf einen Haldenkegel von Zuschlagstoffen. Im Zentrum dieses Kegels befindet sich ein Stoßaufgeber, der das innerhalb eines Wellblechtunnels liegende Förderband beschickt (Abb. 5). Mit diesem Band werden Lastfahrzeuge beladen. Die Bedienung dieses Förderbandes und des Stoffaufgebers erfolgt durch einen Draht, den der Fahrer des LKW vom Führerhaus aus zieht. Damit schaltet er die Beschickungsanlage ein, belädt sein Fahrzeug — mit einem Fassungsvermögen von 3 bis 25 m³ —, schaltet aus und fährt wieder ab. Die Aufbereitungsanlage leistet etwa 2500 m³ in 10 St. Die Unterhaltung sämtlicher Wege, das Aufräumen verschütteten Materials usw. besorgt ein Straßenhobel. Ein Mann hält also Lagerplätze und Straßen sauber (Abb. 4, links).

Die Montage einer Aufgeberanlage zeigt Abb. 5. Man sieht, wie das Förderband innerhalb des Tunnels aus Wellblech liegt, der später völlig von dem Schüttgut zugedeckt wird. Von dieser Anlage geht das Material mittels großer Fahrzeuge, die im allgemeinen als Bodenentleerer gebaut sind, zur Betonfabrik.

Die Beibringung der Bindemittel erfolgt in den meisten Fällen zunächst per Bahn mit 60 t-Spezialfahrzeugen. Diese Eisenbahnwaggons fahren in einen Schuppen, in dem etwa 6 bis 8 Waggons hintereinander Platz haben. Dort wird der Zement aus dem Waggon mittels Schwerkraft in Zementsilos unterhalb entladen und aus diesen Zementsilos wieder durch Schwerkraft in Spezialfahrzeuge befördert, die jeweils ungefähr 25 t Bindemittel transportieren.

Ein einziger Mann bedient diese große Anlage. Im Gegensatz zur landläufigen Ansicht erledigen die Fahrer dieser Transportfahrzeuge — und zwar sowohl für Zement als auch für Zuschlagstoffe — das Be- und Entladen ihrer Fahrzeuge völlig selbständig. Der Fahrer fährt unter den Silo, öffnet den Verschluß seines Fahrzeuges sowie die Klappe des Zementsilos, schließt sie wieder und fährt weg.

Entladen wird der Zement in einer kleinen, überdeckten Durchfahrt, in der durch einen Trichter das Bindemittel auf ein Förderband abgegeben wird. Der Fahrer führt alle Entladearbeiten selbst aus (Abb. 6). In gleicher Weise wie Zement werden mit Bodenentladern auch die Zuschlagstoffe herangebracht, die durch diese Öffnungen auf ein Förderband abgekippt werden, welches das Material dann nach der Betonfabrik mit dem üblichen Johnson-Turm transportiert. Das Gewirr von Röhren eines solchen Johnson-Turmes in Verbindung mit einer Eisfabrik (Abb. 7) zeigt, daß diese Betonfabrik einen ganz anderen Charakter als deutsche Anlagen hat.

Auf sehr vielen Baustellen in den USA wird der Beton mit niedrigen Temperaturen verarbeitet. Da zum Teil auf diesen Baustellen im Nordwesten der Vereinigten Staaten Tagestemperaturen bis zu 45° C im Schatten im Sommer keine Seltenheit sind, bemüht man sich den Beton mit Temperaturen von 2 bis 6° in das Bauwerk einzubringen. Dazu wird das Anmachwasser mit Null-Grad, teilweise mit Schnee und Eis vermischt, beigegeben. Ferner werden die groben Zuschlagstoffe (über 7 mm) durch Kaltluft vorgekühlt. Das Feinmaterial kann ebenfalls gekühlt werden. Umgekehrt wäre es auch möglich, diese Anlage für eine Erwärmung der Zuschlagstoffe zu verwenden. Es wurde aber erklärt, daß diese Notwendigkeit bisher noch nicht aufgetreten sei.

Aus der Johnson-Anlage, der in den USA neuerdings eine Konkurrenz in der Nobel-Anlage entstanden ist, die im Prinzip sehr ähnlich arbeitet, wird der Beton in große, 4 bis 6 m³ fassende Kübel gegeben (Abb. 8), die auf besonderem Waggon auf Normalspur in den Bereich der Kabelkräne

verfahren werden (Abb. 9). Dann werden sie hochgenommen und nach der Einbaustelle (Abb. 10) gebracht.

Abb. 10 ist typisch für den Einbau sämtlicher Bewehrungen ohne Endhaken. Abb. 11 zeigt die ganze Betonaufbereitungsanlage vom Columbia-Fluß aus. Fußgängersteg und Grunddurchlässe sind gut sichtbar. Der Columbia-River wird also nicht umgeleitet, sondern einzelne Abschnitte wurden abgetrennt, hochbetoniert und Öffnungen beachtlichen Ausmaßes wurden darin belassen (Abb. 12), die später zubetoniert werden. Man verzichtet also auf Grundablässe im Endzustand.

Die Häuptling-Joseph-Sperre kreuzt den Fluß rechtwinklig, während das rund 220 m lange Krafthaus, das etwa 1,3 Mio. kW installierte Leistung bekommt, in einem stumpfen Winkel rechts anschließt. Die Arbeiten an diesem Abschnitt haben im Sommer 1952 begonnen (Abb. 13).

Im Nordwesten der Ver. Staaten stand im Herbst 1952 die Hungry Horse-Talsperre kurz vor ihrer Vollendung. Sie war teilweise schon gefüllt (Abb. 14). Die Zuschlagstoffe wurden ähnlich wie bei der Häuptling-Joseph-Sperre in sehr viele Körnungen getrennt. Sand 0—7 wurde in 3 bis 5 Körnungen zerlegt und danach wieder automatisch zusammengesetzt. Der Geräteaufwand für die Gewinnung von Zuschlagstoffen unterschied sich nicht sehr von dem vorher geschilderten. Er führte zu einem Arbeitsaufwand von rd. 0,06 St./m³ bei einer Tageskapazität von 2500 m³.

Die Herstellung des Betons in einem Johnson-Turm vom Eintreffen der Zuschlagstoffe bis zur Abgabe an den Kabelkran erforderte 0,03 St./m³ fertigen Beton bei einer Schichtleistung bis zu 2000 m³ in 10 Stunden. Dabei wurden die Zuschlagstoffe mittels einer über 2 km langen Förderbandbrücke bis zur Betonfabrik transportiert (Abb. 15).

Die Johnson-Anlage (Abb. 15 und 16) war wie üblich an einem Steilhang errichtet. Diese Anlage hatte im Gegensatz zu anderen keine Eisfabrik. Die Kühlung des Betons erfolgte durch in den Beton eingelegte Rohre.

Von einem Kommandoturm aus werden die den Beton transportierenden Kabelkräne durch einen Vorarbeiter, Polier oder eine Aufsichtsperson mittels Sprechfunks oder durch Handzeichen angewiesen, die einzelnen Einsatzstellen zu bedienen.

Nun arbeiten freilich die Amerikaner nicht immer mit großen, vorbereiteten Anlagen. Die Aufbereitungsanlage der Häuptling-Joseph-Sperre kostet immerhin 700 000 Dollar. Die Amerikaner können auch improvisieren. Hierfür ein Beispiel: Ein Unternehmer mußte am Garrison-Damm, einem Damm mit etwa 60 Mio. m³ Erdbewegung, Zuschlagstoffe gewinnen für umfangreiche Betonarbeiten. Die Verhältnisse waren sehr ungünstig. Der Anfall des nicht verwendbaren Materials betrug etwa 60 bis 70 % des zu baggernden Kieses. Hierfür hatte der Unternehmer eine fahrbare Sortieranlage aus alten Fahrzeugen geschaffen. Von einem normalen Transportfahrzeug wurden Motor und Führerhaus abmontiert (Abb. 17). Ein großer Silo wurde daraufgesetzt, der mit Schürfkübelbagger beladen wurde. Von da führte ein Förderband zur fahrbaren Sortieranlage (Abb. 18). Links setzte sich das grobe, verwendbare Material ab. Nach der anderen Seite wurde das nicht verwendbare Material über ein anderes Band gefördert. Auf diese Weise marschierte er Hunderte von Metern hin und zurück, gewann das verwendbare Material und ließ das nicht verwendbare Material in die vorher ausgebagerte Grube fallen.

Es scheint besonders wertvoll auf solche Dinge hinzuweisen, weil sie etwas die Mentalität des Amerikaners erklären. Zu den vorher genannten hohen Lohn- und niedrigen Stoffkosten und den großen Aufgaben, die durch die Natur des Landes gegeben sind, kommt nämlich noch eins hinzu: Das ist die Freude des Amerikaners an der Technik, die Liebe zu irgendeiner technischen Spielerei im kleinen wie im großen. Genau wie der amerikanische Arbeiter und Ingenieur in seinem und an seinem Haus ununterbrochen bastelt und arbeitet, genau so baut er, allerdings unter Einsatz oft ganz erheblicher Mittel, um selbst improvisierte beachtliche Anlagen zu schaffen, die ihm die Arbeit erleichtern oder Arbeitskräfte ersparen.

Spricht man mit Ingenieuren des Bureau of Reclamation, einer der maßgeblichen Behörden für den Bau von Sperren usw., besichtigt man ihren Laboratoriumsbetrieb und befragt man sie über ihre Prinzipien, so bleibt eine Äußerung in lebendigster Erinnerung. Ein Vertreter des Bureau of Reclamation in Denver erklärte unter Hinweis auf den Bau von Staumauern in Europa: „Warum so viel Aufwand für besondere Konstruktionen? — Wir haben in USA unsere Versuche im Laboratorium rein empirisch gemacht und verfügen über unsere Erfahrungen von zahlreichen inzwischen fertiggestellten Baustellen. Das führt dann zu Entwürfen, die mit einem Minimum von Aufwand für jede Arbeit bei sorgfältigster Planung die wirtschaftlichste Ausführung ohne irgendwelche

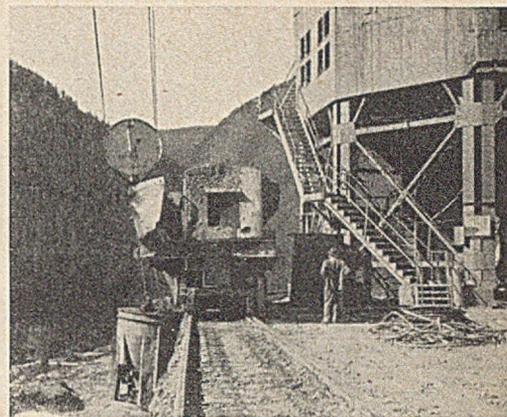


Abb. 8. Aus der Johnson-Anlage wird der Beton in große, 4—6 m³ fassende Kübel gegeben.

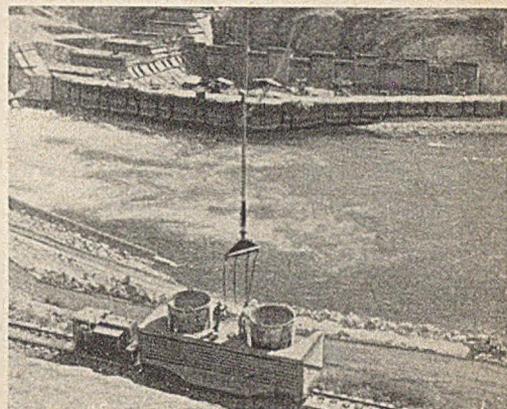


Abb. 9. 4—6 m³ fassende Betonkübel werden auf besonderem Waggon auf Normalspur in den Bereich der Kabelkräne verfahren.

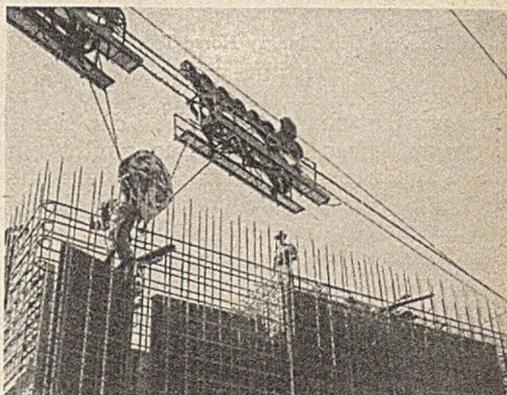


Abb. 10. Einbau sämtlicher Bewehrungen ohne Endhaken.

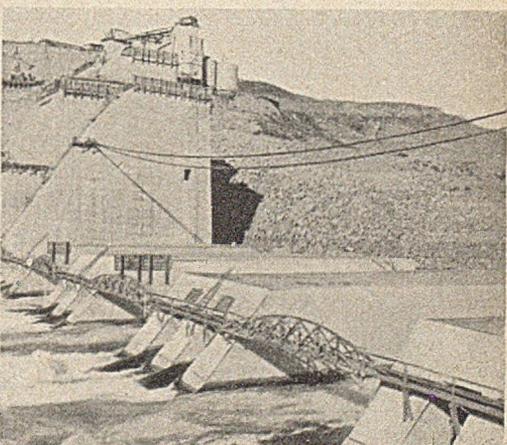


Abb. 11. Betonaufbereitungsanlage vom Columbia-Fluß aus.

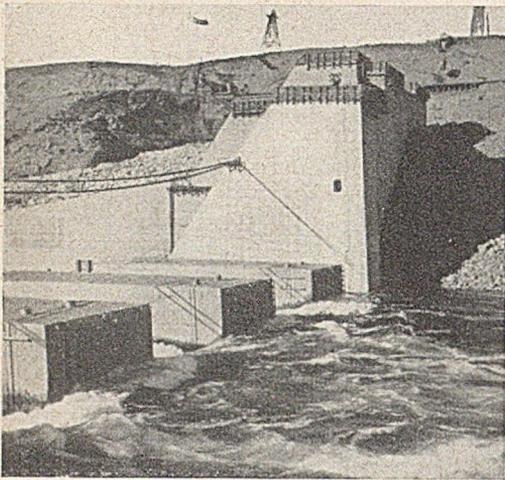


Abb. 12. Der Columbia-River wird nicht umgeleitet.

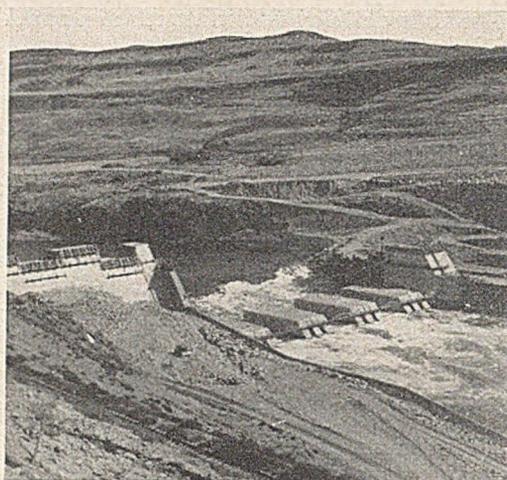


Abb. 13. Die Hauptling Joseph-Sperre kreuzt den Fluß rechtwinklig.

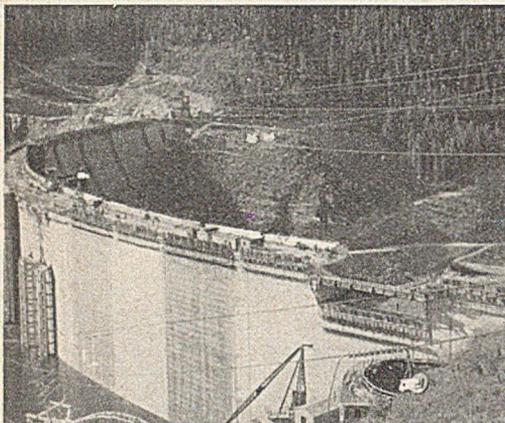


Abb. 14. Die Hungry-Horse-Talsperre ist teilweise gefüllt.

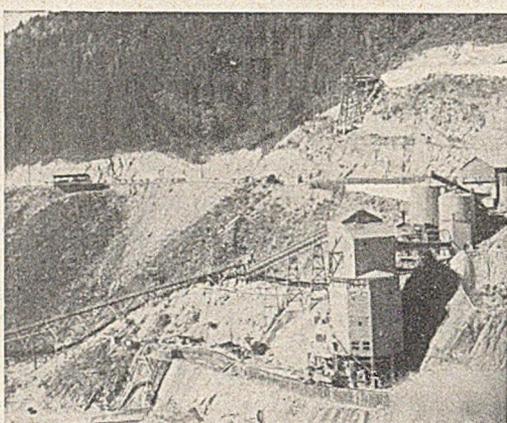


Abb. 15. Die Zuschlagstoffe werden mittels einer über 2 km langen Förderbandbrücke transportiert.

Finessen gewährleisten.“ Vor all diesen sog. Finessen haben die Amerikaner nicht nur im Talsperrenbau, sondern auch im Stahlbetonhochbau eine außerordentliche Scheu, weil diese Finessen Geld, d. h. Löhne, Zeit für Schalung und ähnliches kosten. Dabei darf man aber nicht denken, daß die Amerikaner Neukonstruktionen oder neuen Gedanken gegenüber verschlossen wären. Teilweise entstand aus Aufsätzen, die in Deutschland veröffentlicht worden sind, der

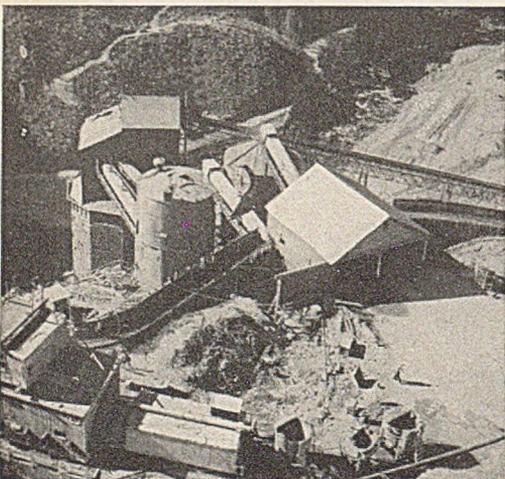


Abb. 16. Die Johnson-Anlage wie üblich an einem Steilhang errichtet.



Abb. 17. Von einem normalen Transportfahrzeug werden Motor und Führerhaus abmontiert.



Abb. 18. Links setzt sich das grobe, verwendbare Material ab.

Eindruck, daß sich die Amerikaner z. B. dem Spannbeton gegenüber sehr reserviert verhalten. Mag diese Beobachtung richtig sein, sie schließt nicht aus, daß die Amerikaner brennend an diesen Fragen interessiert sind. Nur scheint, daß sie den Spannbeton wesentlich anders als Europa einsetzen werden, etwa so, mit Spannbeton in Massenproduktion Fertigteile großen und größten Ausmaßes herzustellen und unter Einsatz allerschwerster Hebewerkzeuge damit Brücken, Gebäude usw. zu montieren.

Viele Amerikaner erklärten, daß sie gern nach Europa, insbesondere nach Deutschland und Frankreich kämen, um neue konstruktive Ideen und Methoden kennenzulernen. Aber auch bei den amerikanischen Methoden, hier von Deutschland aus gesehen, muß man sich darüber klar sein, daß außer den Voraussetzungen, die schon erwähnt wurden, noch die klimatischen Verhältnisse eine Rolle spielen, die in den USA grundsätzlich von denen in Mitteleuropa verschieden sind. In USA gibt es unglaublich lange Trockenperioden, mit denen mit größter Bestimmtheit gerechnet werden und auf die man sich einstellen kann. Deshalb können sich die Amerikaner erlauben, gewisse Bauten im Winter für zwei bis drei Monate einfach stillzulegen, weil sie in der Gutwetterperiode den Zeitverlust mit Sicherheit wieder aufholen.

Welcher Nutzen kann aus dem, was in den USA zu sehen ist, gezogen werden? Sorgfältig und genau studieren, wie die Amerikaner ihre Bauten planen und durchführen. Man soll sich davor hüten, sklavisch nachzuahmen, jedoch wird man aus der wohlüberlegten Übertragung auf deutsche und europäische Verhältnisse manches Wertvolle annehmen können.

Die Bohrwagen der Arbeitsgemeinschaft Kraftwerk Kaprun.

Von Dipl.-Ing. Dr. techn. Friedrich Meschan, Kaprun.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 11.)

Betriebserfahrungen im Möllstollen.

Wie in vielen anderen Wirtschaftszweigen war auch im Möllstollen beim Einsatz des ersten Bohrwagens eine gewisse Feindseligkeit der Arbeiter gegen das neue Gerät zu überwinden. Die Stollenarbeiter mußten sich zu ihren alten Erfahrungen neue Kenntnisse über die Verwendungsmöglichkeit und Bedienung des Bohrwagens erwerben und eine Umschulung vom herkömmlichen Mineur zum Stollenmaschinenisten durchmachen. Es bedurfte monatelanger Schulung und Auswahl der Arbeiter und einer fast drillmäßigen Übung der Handhabung des Bohrwagens, um mit diesem Gerät Erfolge zu erzielen. Die Arbeiter mußten dazu erzogen werden, jede Minute auszunützen und jeglichen Maschinenstillstand (bes. bei den Bohrmaschinen und Ladern) und andere Verlustzeiten (Bohrwagen verfahren, Wagen wechseln, Vorziehen des Stollenladers) möglichst zu vermeiden oder abzukürzen.

Der Bohrwagen war bestückt mit der Böhler-Preßluft-Hammerbohrmaschine HM 470. Es ist das eine kräftig gebaute, schwere Maschine mit Wasserspülung, entsprechend den bergbaulichen Bestimmungen des Silikose-Forschungsinstitutes Bochum. Die Maschine ist in gleicher Weise für den Tunnel- und Stollenbau, für den Erzbergbau über und unter Tage sowie für den Steinbruchbetrieb geeignet. Besonders dient sie zum Niederbringen tiefer Untersuchungs- und Injektionslöcher und vor allem zum Bohren von Sprenglöchern großer Durchmesser für schwere Schüsse.

Das Gewicht der Maschine HM 470 ist 55 kg, samt pneumatischem Vorschub, Vorholstange usw. wiegt sie fast 90 kg. Die Länge der Hammerbohrmaschine beträgt 700 mm, der Kolbendurchmesser 90 mm, der Kolbenhub 75 mm, die Schlagzahl rd. 1600 in der Minute und der Luftverbrauch in dieser Zeit 4,2 m³, bei einem Betriebsdruck von 5—6 atü. Die Schlagkraft ist rd. 90 kg.

Bei allen 7 Maschinen war demnach der Luftverbrauch 29—30 m³/min, während sich der Wasserverbrauch auf 12—15 l/min stellte.

Vor Ort herrschte eine durch Wasserdunst getrübbte Luft, die die Sicht der Bohrmaschinenisten stark beeinträchtigte, welche aber gerade bei der großen Bohrhammerzahl sehr wichtig ist. Die üblichen Stollenlampen gaben zu wenig Licht und wurden durch den Hammerauspuff leicht ausgeblasen. Es wurde daher auf dem Schlauchwagen eine Lichtmaschine aufgestellt, welche durch eine Luftturbine angetrieben wurde. Die Lichtmaschine speiste zwei Scheinwerfer, welche den Arbeitsplatz gut beleuchteten.

Das Gestein im Möllstollen war fast durchwegs standfester Kalkglimmerschiefer, der sich beim Sprengen als zäh erwies und in grobe, sehr unregelmäßige Blöcke zertrümmert wurde. Infolge der Zähigkeit und teilweisen Klüftigkeit des Gesteins erfüllte der Brenneinbruch nicht ganz die Erwartungen, die man in ihn setzte.

Um zu einem einwandfreien Abschlag zu kommen, mußte der Brenner sehr stark geladen werden, diese Überladung ergab mit den Kranz- und Helferschüssen eine tiefe Erschütterungszone und die Auflockerung des stehbleibenden Gebirges war stärker als beim Kegel- oder Pyramideneinbruch. Es wurde daher nach einiger Versuchszeit vom Brenneinbruch wieder Abstand genommen und das Profil nach dem Bohrlochschema Nr. 2 abgebohrt (Abb. 21), wobei unten in der Mitte noch ein Kranzschuß angebracht wurde, so daß 35 Bohrlöcher von durchschnittlich 1,50 m Tiefe vorhanden waren. Die Zündung erfolgte von innen nach außen, wobei die Einbruchslöcher mit Alpinit, die Helfer- und Kranzschüsse mit Gelatine-Donarit geladen wurden.

Die Bohrzeit für 35 Löcher je 1,50 m, d. s. 52,5 m Bohrloch je Angriff, betrug durchschnittlich 40 Minuten, einschließlich Vorfahren des Bohrwagens, Einrichten der Hämmer, Abbauen der Hämmer und Zurückfahren des Bohrwagens in die Ausweiche.

In einem Tage (3 Schichten) wurden durchschnittlich 6—7 Angriffe gefahren, das ergab einen Durchschnitt von 9—11 m im Vortrieb. Die Spitzenleistung betrug 13 m. Bevor der Bohrwagen eingesetzt war, wurde händisch vortrieben, die Durchschnittsleistung betrug 3,50 m, die höchste Leistung 5 m. Es konnte also durch den Bohrwageneinsatz die Vortriebsgeschwindigkeit fast verdreifacht werden.

Der theoretische Stahlschneidenverbrauch errechnet sich folgendermaßen: Je Angriff sind 52,5 m Bohrloch zu bohren, das sind bei 6 Angriffen 315 m Bohrloch. Nachdem bei der Stahlschneide der Schneidenwechsel alle 50 cm vorgenommen werden muß, ergibt das einen Tagesbedarf von 630 Schneiden. Dazu kommt jetzt noch der Ausfall durch Schneiden- und Bohrstahlbruch, so daß mit einem Tagesbedarf von 700 Stahlschneiden zu rechnen ist. Nimmt man für die erste Ausrüstung einen rd. 3fachen Ersatz an, ergibt das eine Erstanschaffung von 2000 Stahlschneidenbohrern.

Der tatsächliche Hartmetallschneidenverbrauch im Möllstollen ergab sich folgendermaßen: Alle 15 m Bohrloch mußte eine Hartmetallschneide ausgewechselt werden. Bei 6 Angriffen, d. s. 315 m Bohrloch, ergab das einen Tagesbedarf von 21 Hartmetallschneiden. Bei einem 5fachen Ersatz ergab das eine Erstausrüstung von 100 Hartmetallbohrern, gegenüber 2000 Stahlbohrern.

Der Bedarf an Stahlschneidenbohrern ist also 20fach größer als an Hartmetallbohrern, damit ist die Überlegenheit der Hartmetallschneide wohl eindeutig nachgewiesen. Die oben angegebenen Werte sind Mittelwerte, welche von einer Baudauer von rd. 2 1/2 Jahren stammen.

Druckstollenbohrwagen.

Im September 1950 erhielt die Arbeitsgemeinschaft Kraftwerk Kaprun von der Tauernkraftwerke AG. den Auftrag auf den Vortrieb des Druckstollens der Oberstufe.

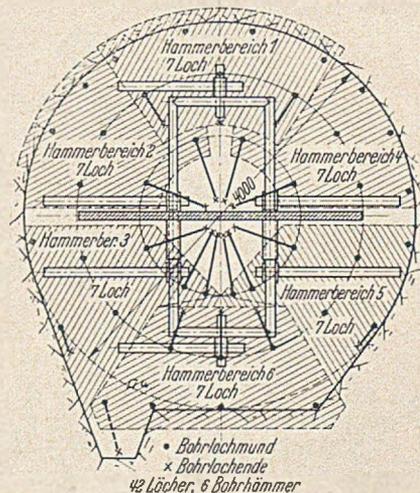


Abb. 30. Druckstollen der Oberstufe. Bohrlochdiplan Nr. 1.

Der Druckstollen leitet das Wasser vom Speicher Mooserboden zum Druckschacht Limberg, durch den es in das Krafthaus der Oberstufe am Fuße der Limbergsperre geführt wird, um dort abgearbeitet zu werden und in den Limbergsspeicher zu fließen. Die Länge des Druckstollens ist 4,48 km, der lichte Durchmesser 3,40 m, der Ausbruch-

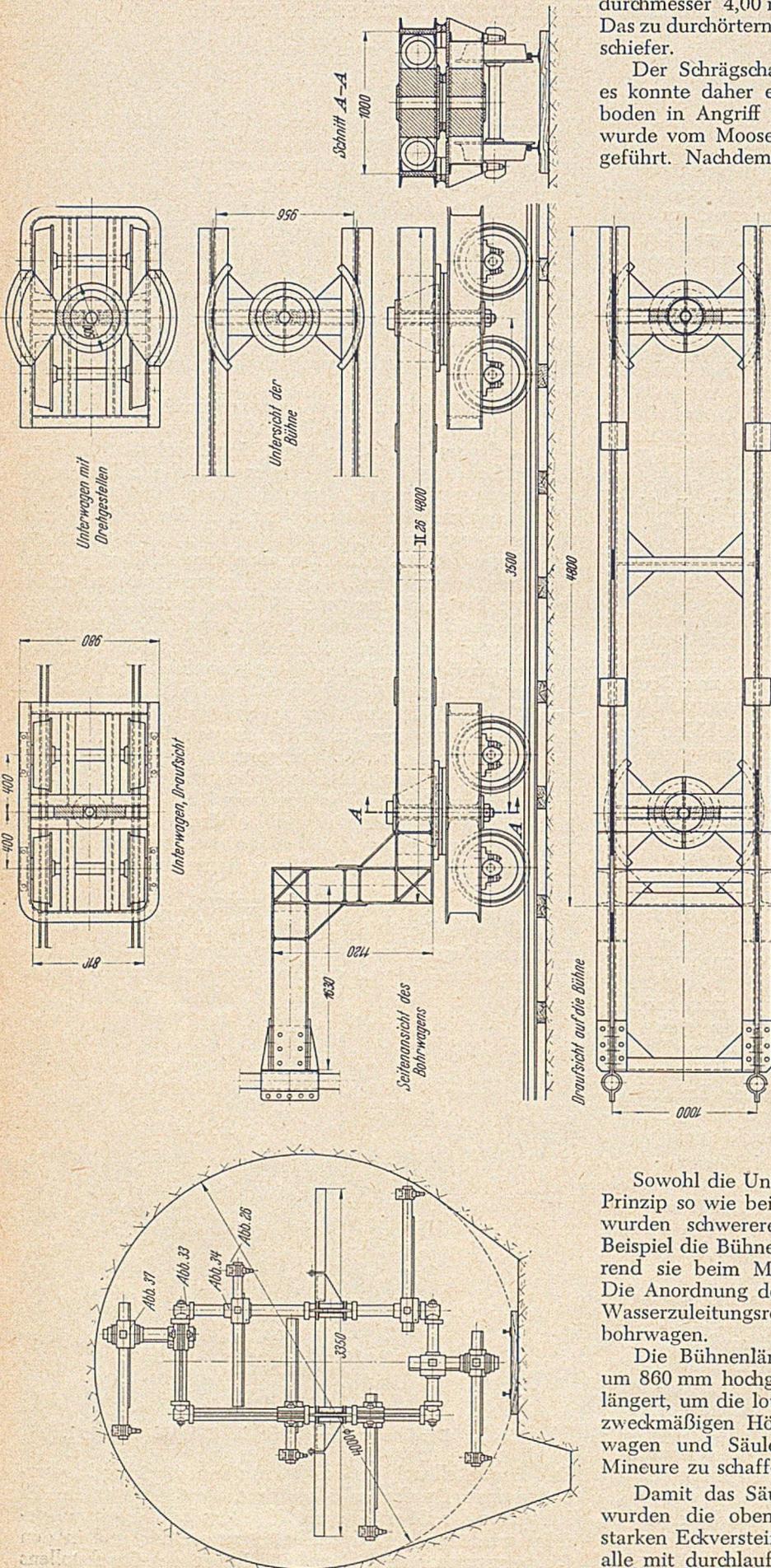


Abb. 31. Bohrwagen für Druckstollen der Oberstufe.

durchmesser 4,00 m, die Ausbruchfläche somit rd. 12,6 m². Das zu durchörternde Gestein war standfester Kalkglimmerschiefer.

Der Schrägschacht Limberg war bereits ausgebrochen, es konnte daher ein Vortrieb von Limberg nach Mooserboden in Angriff genommen werden, der zweite Vortrieb wurde vom Mooserboden in der Richtung Limberg durchgeführt. Nachdem der Möllstollenbohrwagen schon fast ein Jahr im Betrieb war und sich samt den Hartmetallschneiden bestens bewährte, war es selbstverständlich, daß sofort mit dem Bau von Druckstollenbohrwagen begonnen wurde, die dann bei den beiden Vortrieben eingesetzt wurden.

Bei einer Ausbruchfläche von 12,6 m² sind erfahrungsgemäß 12,6mal rd. 3,5 Bohrlöcher erforderlich, das ergibt 40—44 Bohrlöcher von 40 mm Durchmesser. Laut Bohrlochplan (Abb. 30) wurden 42 Löcher für 6 Hammerbohrmaschinen Type HM 470 so angeordnet, daß jeder Maschine 7 Loch zugewiesen wurden. Der Einbruch wurde kegelförmig ausgebildet und sitzt in der Mitte des Stollens, konzentrisch um ihn sitzen die Reihen der Helfer- und Kranzschüsse. Fast die meisten Helfer- und Kranzschüsse sind parallel zur Stollenachse. Der Bohrhammerbereich wurde in 6 Sektoren aufgegliedert, nach denen auch die Anordnung der Bohrhämmer erfolgte, die damit die Gestalt des Bohrgerüsts bestimmte.

Der Druckstollenbohrwagen (Abb. 31) besteht wie der Möllstollenbohrwagen aus 2 Unterwagen als Drehschemel, welche eine sehr kräftig ausgeführte Bühne tragen, die an ihrem vorderen Ende hochgeführt und zum Halten des Säulengerüsts ausgebildet ist, auf dem die Vorschübe mit den Hammerbohrmaschinen sitzen.

Die beiden Unterwagen sind schwere, ungefederte Plattenwagen, deren obere Bühne vorn etwas abgerundet ist und die eigens für den Bohrwagen konstruiert wurden.

Sowohl die Unterwagen als auch die Bühnen wurden im Prinzip so wie beim Möllstollenbohrwagen ausgeführt, nur wurden schwerere Profile verwendet, so bestehen zum Beispiel die Bühnenlängsträger hier aus Doppel- Γ 26, während sie beim Möllstollenbohrwagen Doppel- Γ 22 sind. Die Anordnung des Windkessels für die Preßluft und der Wasserzuleitungsrohre ist dieselbe wie beim Möllstollenbohrwagen.

Die Bühnenlängsträger sind an ihrem vorderen Ende um 860 mm hochgeführt und um 1500 mm nach vorn verlängert, um die lotrechten Säulen des Bohrgerüsts in einer zweckmäßigen Höhe zu fassen und um zwischen Unterwagen und Säulengerüst entsprechenden Platz für die Mineure zu schaffen.

Damit das Säulengerüst feststeht und nicht schwingt, wurden die oben beschriebenen Bühnenlängsträger mit starken Eckversteifungen und Eckblechen versehen, welche alle mit durchlaufenden Schweißnähten befestigt wurden. Damit sich die Mannschaft beim Arbeiten an den vielen

Kanten und Ecken nicht verletzt und mit den Stollenanzügen nicht überall hängen bleibt, wurde der ganze Bühnenträger samt dem Aufbau mit einem Schutzblech glatt verkleidet (Abb. 32).

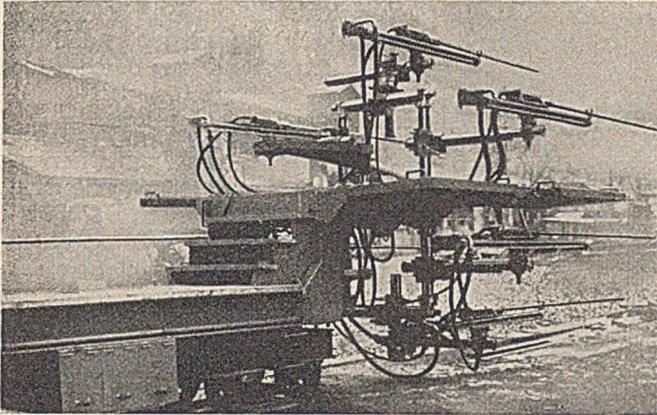


Abb. 32. Druckstollenbohrwagen seitlich von hinten gesehen.

Um ein bequemes Arbeiten zu ermöglichen, wurden an den oberen Bühnenträgern seitlich noch kleine, nach oben umklappbare Bühnen angebracht, die beim Verfahren des Bohrwagens nach oben auf die obere Bühne umgeklappt werden, während sie in der Arbeitsstellung im heruntergeklappten Zustand der oberen Mannschaft einen guten Standplatz geben.

Zur Bedienung des obersten Bohrhammers wurde eine kleine, um einen lotrechten Zapfen drehbare Bühne 600 mm über der oberen Bühne angebracht. Sämtliche Bühnen wurden mit Holz abgedeckt, die Verbindung

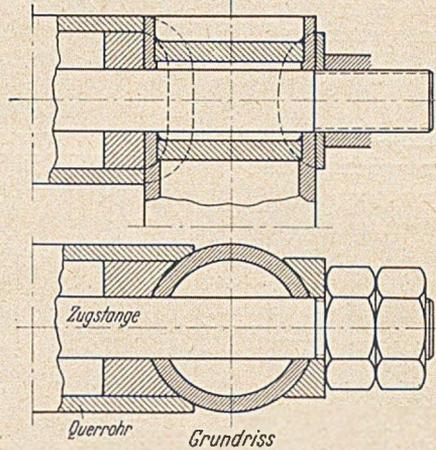


Abb. 33. Verbindung der Hauptträger für Bohrwagen der Oberstufe.

zwischen der langen unteren und der vorderen oberen Bühne vermittelt eine Holzterrasse. In der Mitte der unteren langen Bühne befinden sich die Ersatzbohrerträger.

Das Gerüst, welches die Bohrhammervorschübe mit den Hammerbohrmaschinen zu tragen hat, besteht aus einem rechteckigen steifen Rohrrahmen, dessen lotrechte Säulen

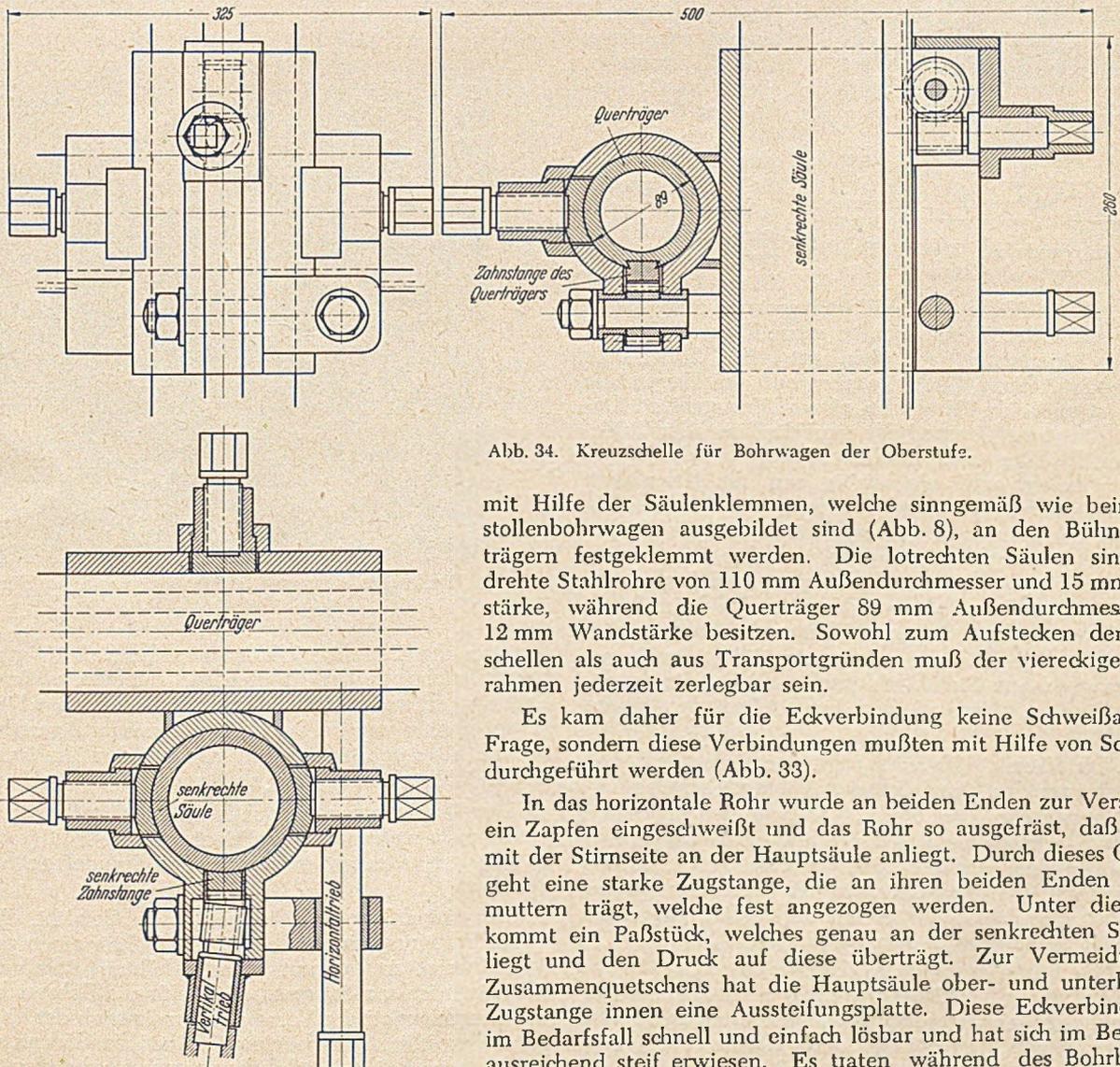


Abb. 34. Kreuzschelle für Bohrwagen der Oberstufe.

mit Hilfe der Säulenklammern, welche sinngemäß wie beim Möllstollenbohrwagen ausgebildet sind (Abb. 8), an den Bühnenlängsträgern festgeklemmt werden. Die lotrechten Säulen sind abgedrehte Stahlrohre von 110 mm Außendurchmesser und 15 mm Wandstärke, während die Querträger 89 mm Außendurchmesser und 12 mm Wandstärke besitzen. Sowohl zum Aufstecken der Kreuzschellen als auch aus Transportgründen muß der viereckige Grundrahmen jederzeit zerlegbar sein.

Es kam daher für die Eckverbindung keine Schweißarbeit in Frage, sondern diese Verbindungen mußten mit Hilfe von Schrauben durchgeführt werden (Abb. 33).

In das horizontale Rohr wurde an beiden Enden zur Verstärkung ein Zapfen eingeschweißt und das Rohr so ausgefräst, daß es plan mit der Stirnseite an der Hauptsäule anliegt. Durch dieses Querrohr geht eine starke Zugstange, die an ihren beiden Enden Doppelmuttern trägt, welche fest angezogen werden. Unter die Mutter kommt ein Paßstück, welches genau an der senkrechten Säule anliegt und den Druck auf diese überträgt. Zur Vermeidung des Zusammenquetschens hat die Hauptsäule ober- und unterhalb der Zugstange innen eine Aussteifungsplatte. Diese Eckverbindung ist im Bedarfsfall schnell und einfach lösbar und hat sich im Betrieb als ausreichend steif erwiesen. Es traten während des Bohrbetriebes

weder in der Bühne noch im Grundrahmen irgendwelche störende Formänderungen oder Schwingungserscheinungen auf.

Alle Querträger, welche Hammerbohrmaschinen tragen, sind mit dem viereckigen Grundrahmen durch die Kreuzschellen verbunden (Abb. 34). Die Kreuzschelle trägt so wie beim Möllstollenbohrwagen einen Horizontaltrieb,

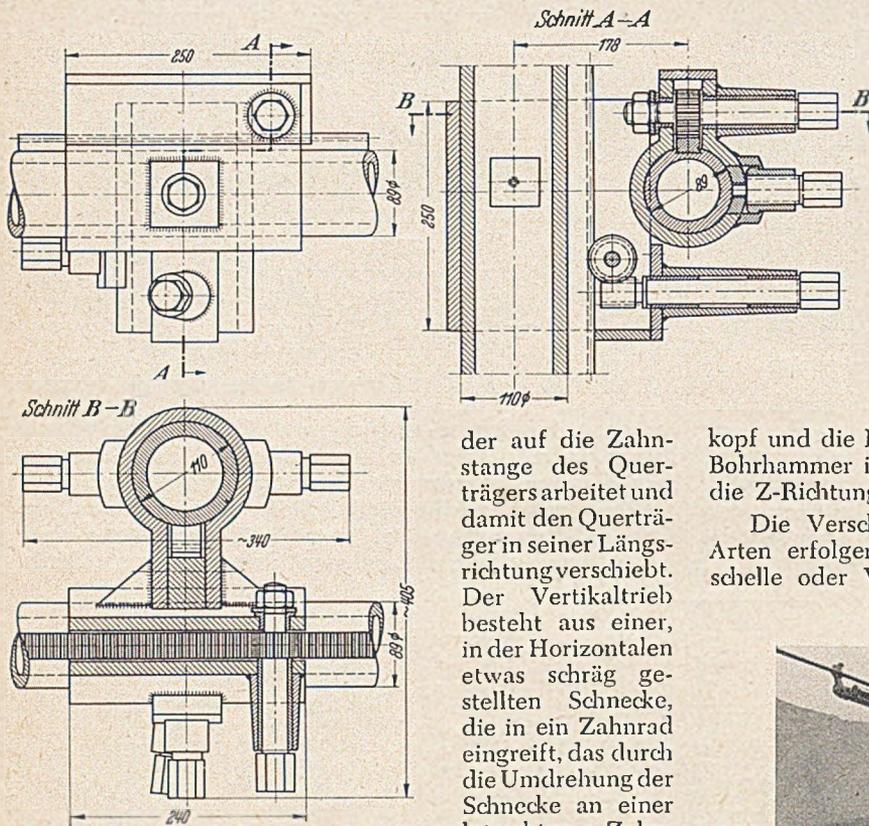


Abb. 35. Seitenverkehrte Kreuzschelle für Bohrwagen der Oberstufe.

in der lotrechten Hülse der Schelle gelagert und nimmt beim Hochsteigen an der Zahnstange die ganze Kreuzschelle und damit den Querträger nach oben mit. Die Zahnstange selbst liegt mit ihrer Rückseite plan auf der Hauptsäule auf und ist an beiden Enden in einem Ring geführt. Dadurch ist die ganze Kreuzschelle einschließlich aller Triebwerke um die Hauptsäule drehbar. Diese Art, den Querträger zu heben und gleichzeitig um die Hauptsäule drehbar zu machen, wird im Werkzeugmaschinenbau für das Heben und Drehen der Aufspanntische mit Erfolg benutzt (z. B. bei Radialbohrmaschinen). Die Feststellung des Querträgers gegen Längsverschiebung und Verdrehung um die Hauptsäule erfolgt wieder mit den beim Möllstollenbohrwagen beschriebenen Klemmvorrichtungen. Sowohl die lotrechte als auch waagrechte Hülse der Kreuzschelle wurden aus Stahlblech geschmiedet, miteinander verschweißt und dann an den Laufflächen der Säulen ausgedreht.

Die Abb. 35 zeigt die seitenverkehrte Kreuzschelle für den Bohrwagen des Druckstollens. Während bei der normalen Kreuzschelle der Querträger vor der lotrechten Säule sitzt, ist derselbe bei der seitenverkehrten Kreuzschelle hinter der lotrechten Säule angeordnet. Dadurch wird erreicht, daß jeder Bohrhämmer, ohne den gegenüberliegenden zu behindern, soweit als möglich gegen die Stollenmitte zu verschoben werden kann.

Aus Abb. 36 ist zu ersehen, daß die lotrechten Zahnstangen, welche zur Vertikalbewegung der Hämmer dienen, immer auf der der Stollenbrust abgekehrten Seite der Hauptsäule sitzen, um sie nach Möglichkeit vor Verschmutzung zu schützen.

Die Kreuzschelle, welche auf dem obersten und untersten Querrohr des Grundrahmens sitzt und zur Bewegung des obersten und untersten Bohrhammers dient, ist sinngemäß wie Abb. 34 ausgeführt, nur mit dem Unterschied, daß bei Betätigung des Horizontaltriebes die Kreuzschelle am feststehenden Querrohr wandert, während bei der Betätigung des Vertikaltriebes die Schelle fest bleibt und die kurze, senkrechte Säule, auf deren Ende eine Drehvorrichtung für den Querträger sitzt, auf- oder abgleitet.

Die Drehvorrichtung und Querverschiebung des obersten bzw. untersten Bohrhammers zeigt Abb. 37. Der Querträger sitzt wieder in einer waagrecht Hülse und wird durch Betätigung des Horizontaltriebes in seiner Längsrichtung verschoben, zur Feststellung dient die bekannte Klemmvorrichtung. Die horizontale Querträgerhülse ist an eine lotrechte Hülse angeschweißt, welche sich auf Kugellagern um die kurze senkrechte Säule dreht und durch Klemmen festgestellt werden kann. Durch den Dreh-

kopf und die Kreuzschelle können der oberste und unterste Bohrhämmer in der X- und Y-Richtung verschoben und in die Z-Richtung herausgedreht werden.

Die Verschiebung in der X-Richtung kann auf zwei Arten erfolgen, entweder durch Verschieben der Kreuzschelle oder Verschieben des Querträgers. Die Verschie-

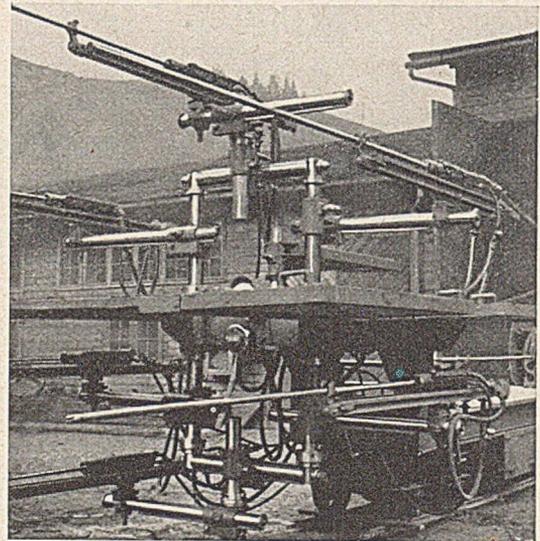


Abb. 36. Druckstollenbohrwagen, seitlich von vorne, im Hintergrund die Zentralwerkstätte.

bung in der Y-Richtung kann nur durch Betätigung des Vertikaltriebes in der Kreuzschelle erfolgen, während die Drehung entweder in der Kreuzschelle oder im Drehkopf vorgenommen werden kann. Die Hammerträgerschelle ist in Abb. 26 dargestellt und wurde bei den Umbauten des ersten Möllstollenbohrwagens beschrieben.

Der Bohrhämmervorschub beim Druckstollenbohrwagen wurde nicht mehr nach dem Prinzip der Preßluftbohrstützen ausgebildet, sondern es wurde ein Spindelvorschub angeordnet.

Der Spindelvorschub ist leichter im Gewicht, einfacher in der Fertigung und ergibt auf den Bohrer einen größeren Anpreßdruck und damit einen erhöhten Bohrfortschritt. Allerdings ist er nicht so schonend für die Bohrerschneiden wie der pneumatische Vorschub. Der Antrieb der Vorschubspindel geschieht durch einen kleinen Preßluftmotor, der am hinteren Ende des Bohrhämmervorschubs montiert ist.

Der Preßluftmotor ist umsteuerbar und drückt den Bohrhämmer nach vorn beziehungsweise zieht ihn von der Brust weg. Am vorderen Ende des Bohrhämmervorschubs ist ein Bohrerträger angebracht.

Nach dem Abbohren der Brust werden die Bohrstähle aus den Hämmern entfernt, auf die Bohrerträger auf der Bühne gelegt, die Seitenbühnen eingeklappt und der Bohrwagen auf das kleinste Lichtraumprofil durch Verdrehen der Vorschübe und der Querträger in Fahrtrichtung zusammengeklappt. Der unterste Hammer wird in die höchste Stellung geschraubt, während der oberste in den Rahmen hineingedreht werden kann (Abb. 38).

In diesem Zustand ist der Wagen fahrbereit und hat eine Breite von 1800 mm und eine Höhe von 3240 mm. Das Stollenkreisprofil von 4000 mm Durchmesser braucht in der Ausweiche nur seitlich etwas auf ein Hufeisenprofil erweitert zu werden, dann kann der Bohrwagen am Stollenlader und Schutterzug ungehindert vorbeifahren (Abb. 39).

Betriebserfahrungen im Druckstollen.

Bei der Konstruktion des Druckstollenbohrwagens wurden die Erfahrungen, die beim Möllstollenbohrwagen gemacht wurden, bis in die kleinsten Einzelheiten berücksichtigt. Es zeigte sich daher im Laufe der beiden Druckstollenvortriebe, daß eine Änderung oder Umkonstruktion der Bohrwagen nicht nötig war. Sowohl alle Einzelteile, wie Schellen, Antriebe, Verbindungen usw., als auch die gesamte Anordnung erfüllten alle in sie gesetzten Erwartungen. Der Druckstollenbohrwagen funktionierte so gut, daß er für alle weiteren Konstruktionen, das sind zwei weitere Möllstollenbohrwagen und ein Großbohrwagen, als Muster einer zweckmäßigen und ausgereiften Konstruktion angesehen wurde.

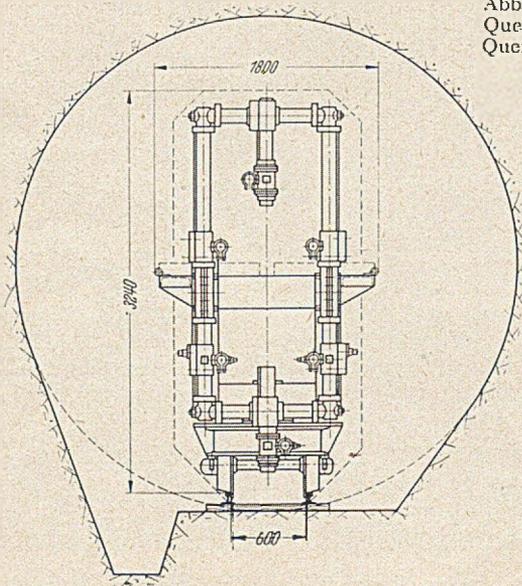


Abb. 38.

Die Anlaufzeit beim Einsatz des Druckstollenbohrwagens war sehr kurz, da vom Möllstollen eine Anzahl geschulter Mineure sofort abgestellt werden konnte. Ferner ergab das etwas größere Druckstollenprofil eine entsprechend größere Bewegungsfreiheit für die Bedienungs-

mannschaft des Bohrwagens, was eine große Erleichterung für die Arbeit bedeutete.

Der Möllstollen mit 3,40 m Ausbruchradius bietet für die Bedienungsmannschaft eines mit 7 Hämmern bestückten Bohrwagens sehr beschränkte Platzverhältnisse und ist als Mindestquerschnitt für den Einsatz eines Bohrwagens mit mehreren Hämmern anzusehen. Der Druckstollen hingegen bietet zum Arbeiten bereits recht günstige Platzverhältnisse.

Der Druckstollenbohrwagen war ebenfalls mit der

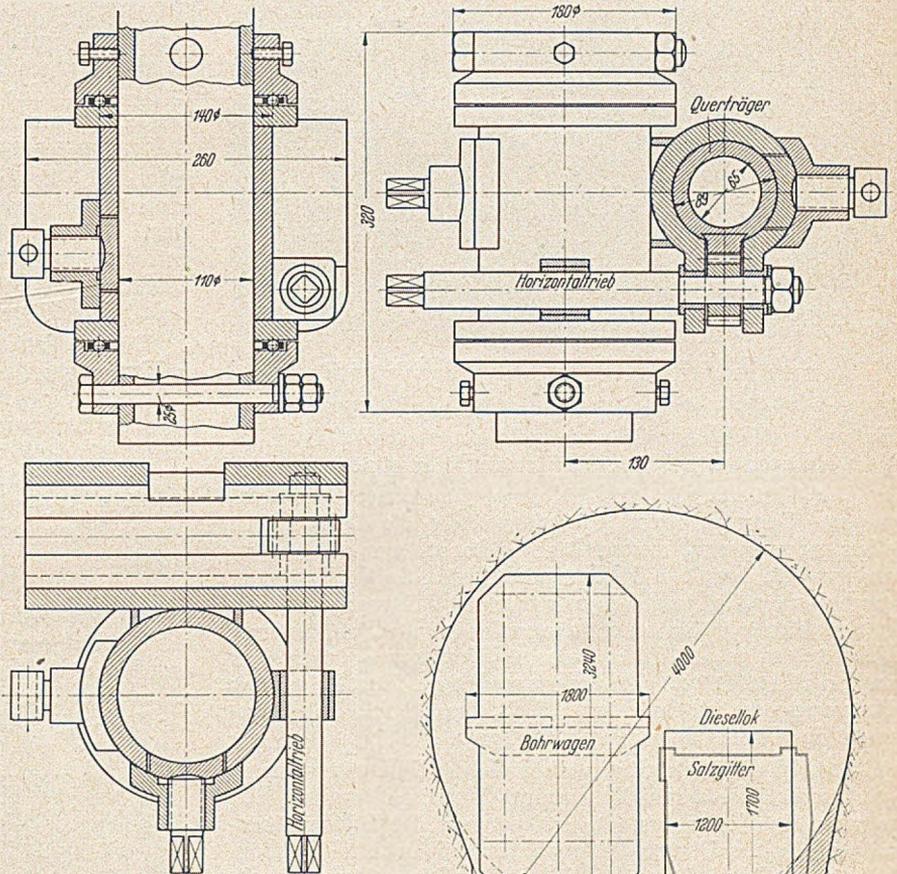


Abb. 37. Drehvorrichtung und Querverschiebung des untersten Querträgers für Bohrwagen der Oberstufe.

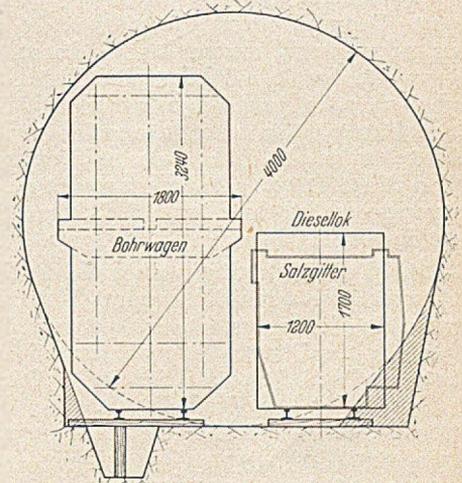


Abb. 39. Lichtraumprofile Bohrwagen.

Böhler-Preßlufthammerbohrmaschine HM 470 ausgerüstet. Die Beleuchtung erfolgte auch hier durch Scheinwerfer, welche von einer mit Preßluft getriebenen Lichtmaschine gespeist wurden. Das Gestein im Druckstollen war so wie im Möllstollen standfester Kalkglimmerschiefer.

Die Bohrzeit für 42 Löcher je 1,80 m, das sind 75,6 m Bohrloch je Angriff, betrug durchschnittlich 60 Minuten, einschließlich Vorfahren des Bohrwagens, Einrichten der Hämmer, Abbauen der Hämmer und Zurückfahren des Bohrwagens in die Ausweiche. In einem Tag wurden durchschnittlich 5 Angriffe gefahren, das ergab einen Durchschnitt von 8—9 m im Vortrieb. Die Leistungsspitze betrug 12 m.

Beim händischen Vortrieb wurde eine Durchschnittsleistung von 3,00 m erzielt, es konnte also auch im Druckstollen durch den Bohrwageneinsatz die Vortriebsgeschwindigkeit verdreifacht werden.

Der Verbrauch an Hartmetallschneiden war derselbe wie beim Möllstollen, da ja auch das Gestein und der Bohlochdurchmesser gleich waren, alle 15 m Bohrloch mußte durchschnittlich eine Hartmetallschneide geschärft werden. Auch hier zeigte sich die Überlegenheit der Hartmetallschneiden gegenüber den gewöhnlichen Stahlschneiden.

Möllstollenbohrwagen Nr. 2.

Nachdem der Möllstollen- und Druckstollenbohrwagen solch gute Erfolge zeitigten, wurde im Auftrag der Tauernkraftwerke im Januar 1951 ein Bohrwagen in der Hauptwerkstätte der Arge Kraftwerk Kaprun für das Nachbarbaulos „Käfertal“ des Möllstollens gebaut. Dieser Möllstollenbohrwagen Nr. 2 (Abb. 42) besteht aus zwei Unterwagen als Drehschemel, welche eine Bühne tragen, die an ihrem vorderen Ende durch eine aufgesetzte Bühne ver-

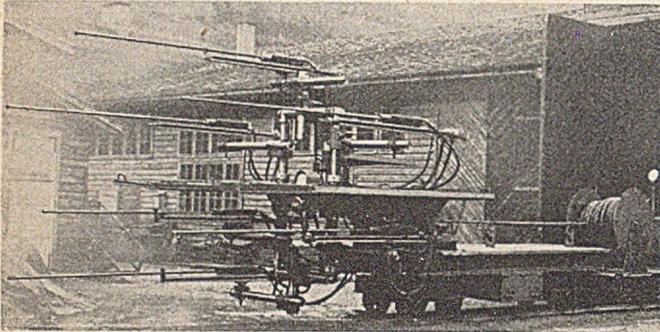


Abb. 40. Druckstollenbohrwagen mit Schlauchwagen.

längert wird und deren Träger (Abstand 800 m) zum Halten des Säulengerüsts ausgebildet sind, auf dem die Vorschübe mit den Hammerbohrmaschinen sitzen.

Die Unterwagen sind schwere, ungefederte Plattenwagen. Beim vorderen Unterwagen ist die Bühne vorn offen gelassen und der seitliche Bühnenträger etwas oben abgerundet, damit möglichst viel Platz für die Mineure geschaffen wird und diese mit den Stollenanzügen an keinen Konstruktionsecken hängenbleiben. Beim hinteren Unterwagen ist die Bühne ein geschlossener Rahmen, der an den rückwärtigen Ecken abgerundet ist. Die Träger des Unterwagens sind durchwegs Γ 24, bzw. I 24. Die Spurweite der Unterwagen beträgt 600 mm.

Sowohl die Unterwagen als auch die Bühne wurden so wie beim Bohrwagen Nr. 1 ausgeführt, nur wurden hier schwere Profile verwendet: so bestehen die Bühnenlängsträger hier aus Doppel- Γ 24, während sie beim Möllstollenbohrwagen Nr. 1 Doppel- Γ 22 sind. Die Anordnung des Windkessels für die Preßluft und der Wasserzuleitungsrohre ist dieselbe wie beim ersten Bohrwagen.

Die Bühnenlängsträger tragen an ihrem vorderen Ende ein Knotenblech von 800 · 480 mm, in das eine Verlängerung des Bühnenlängsträgers von 2400 m Länge eingeschraubt ist. Diese Verlängerung ist um Profilstärke höher gesetzt, um die Eckverbindung möglichst steif zu machen und das Säulengerüst in einer zweckmäßigen Höhe zu fassen. Um ein bequemes Arbeiten an der Brust zu ermöglichen, wurden an den vorderen Bühnenträgern seitlich noch kleine, nach oben umklappbare Bühnen angebracht, die beim Verfahren des Bohrwagens nach oben umgelegt werden. Sämtliche Bühnen wurden auch hier mit Holz abgedeckt und der Ersatzbohrerträger in der Mitte der langen Bühne angebracht.

Beim Gerüst, welches die Bohrhammervorschübe mit den Bohrmaschinen zu tragen hat, so wie bei den Rohrverbindungen, Schellen, Antrieben usw., hat unverkennbar der Druckstollenbohrwagen als Muster gedient. Das Bohrgerüst besteht aus zwei lotrechten Säulen, welche oben durch einen Querriegel verbunden sind.

An den lotrechten Säulen sind mit den bekannten Kreuzschellen 4 Querträger befestigt, welche 4 Hammerbohrmaschinen tragen, die 5. Hammerbohrmaschine sitzt am 5. Querträger oben, der durch eine Kreuzschelle mit dem Rahmenquerriegel verbunden ist. Die beiden Hauptsäulen sind mit den bekannten Säulenklammern am Bühnenlängsträger festgeklemmt. Die Hauptsäulen und Querträger sind so wie beim Druckstollenbohrwagen abgedrehte Rohre

von 110 bzw. 87 mm Außendurchmesser und ihre Länge den Maßen des Möllstollens angepaßt. Die Hauptsäulen sind je 2100 mm lang, während die Querträger eine Länge von 1200 mm haben. Die Eckverbindung des oberen Querriegels mit den Hauptsäulen wurde nach Abb. 33 wie beim Druckstollenbohrwagen ausgeführt. Auch hier wurde mit seitenverkehrten Kreuzschellen gearbeitet, um eine gegenseitige Störung der Bohrhämmer im Betrieb zu vermeiden. Der Bohrhammervorschub wurde als Spindelvorschub so wie beim Druckstollenbohrwagen durchgeführt.

Nach dem Abbohren der Brust kann der Bohrwagen wieder entsprechend zusammengeklappt werden, wie das in Abb. 42 dargestellt ist. Das Lichtraumprofil beträgt 1600 · 2470 mm und verjüngt sich nach unten auf 950 mm.

Das Bohrschema für den Möllstollenbohrwagen Nr. 2 zeigt Abb. 43. In Stollenmitte ist ein Kegeleinbruch angeordnet, um den konzentrisch ein Ring von Helferschüssen sitzt, der vom äußeren Ring der Kranzschüsse umgeben ist. Die Aufteilung der Löcher geschah so, daß jedem Hammer 7 Löcher zugewiesen wurden, bei 5 Hämmern ergibt das 35 Bohrlöcher.

Der Möllstollenbohrwagen Nr. 2 wurde Februar 1951 in das Baulos Käfertal mit einer geübten Mannschaft überstellt, und es gelang in kurzer Zeit, die dortigen Mineure auf den Gebrauch des Bohrwagens einzuschulen und den bisher händischen Vortrieb auf das Dreifache zu steigern. Es wurden im Baulos Käfertal beim Möllstollenvortrieb mit dem Bohrwagen Nr. 2 dieselben Leistungen wie im Baulos Mooserboden mit dem Möllstollenbohrwagen Nr. 1 erzielt.

Möllstollenbohrwagen Nr. 3.

Um die rechtzeitige Fertigstellung des Möllstollens zu sichern, ordneten die Tauernkraftwerke im September 1951 an, daß ein Bohrwagen aus dem Druckstollen, der damals schon dem Durchschlag nahe war, herausgezogen und in das Baulos „Heilgenblut“ des Möllstollens überstellt werde.

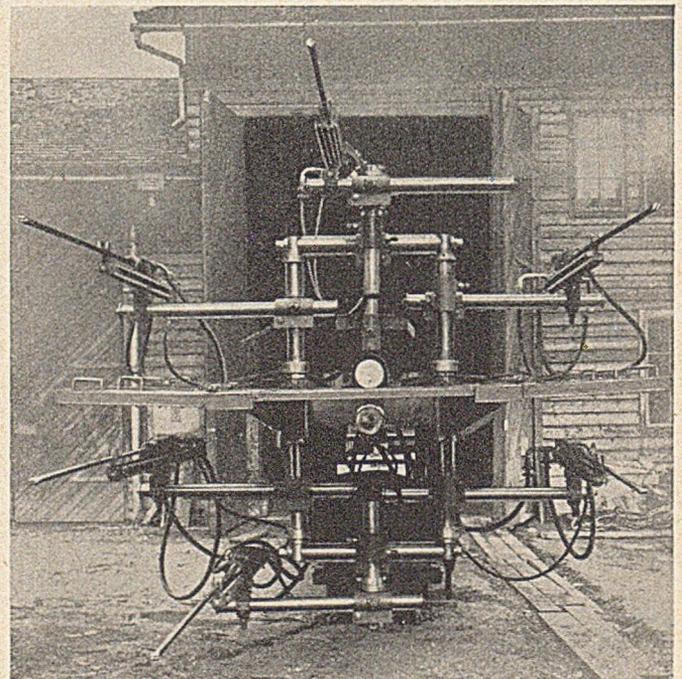


Abb. 41. Druckstollenbohrwagen von vorne.

Zu diesem Zweck mußte der Druckstollenbohrwagen auf den Möllstollenbohrwagen Nr. 3 umgebaut werden, was verhältnismäßig einfach durchzuführen war (Abb. 44).

Um die für den Möllstollen richtige Höhe der Säulenklammern zu bekommen, wurde der Druckstollenbohrwagen am vorderen Ende beim Aufbau knapp über dem Bühnen-

zweiten Einbruchkegels, dessen Mundlöcher 1400 mm Radius haben.

Auf einem Radius von 2000 mm sitzen dann die Helferschüsse, welche fast durchweg parallel zur Stollenachse liegen. Auf dem nächsten Kreis mit 2700 mm Radius sind die Mundlöcher der Kranzschüsse, deren Bohrlochenden auf dem Profilradius von 3000 mm angeordnet sind.

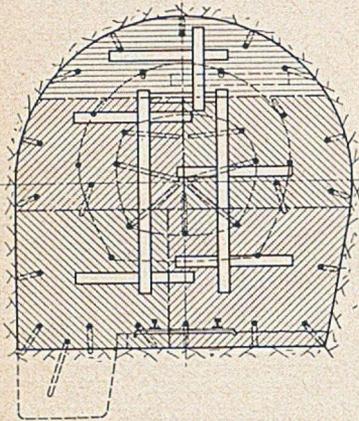


Abb. 43. Bohrschema für Bohrwagen Nr. 3.

eines Brenneinbruches einen größeren Erfolg bringt als der Kegeleinbruch. Zum Bohren des Brenneinbruches in Stollenmitte könnte eventuell ein Bohrhämmer zusätzlich in der Mitte des Gerüsts angeordnet werden, was ohne weiteres möglich ist. Die Zündung der Schüsse hat wieder in der Reihenfolge von innen nach außen zu geschehen.

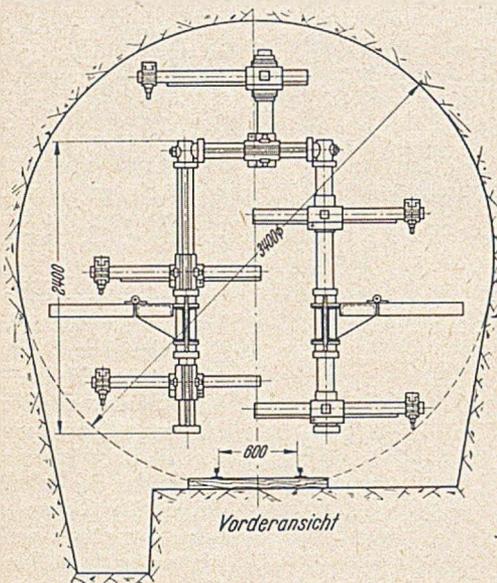


Abb. 44. Umbau des Druckstollenbohrwagens zum Bohrwagen Nr. 3 für den Möllstollen.

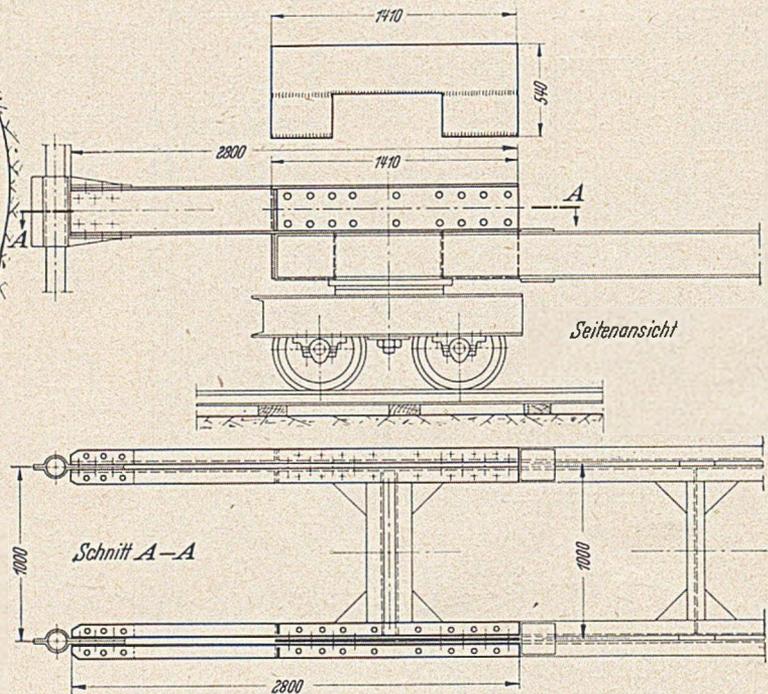
Der Bohrwagen hat 2 Unterwagen mit einer Spurweite von 900 mm als Drehschemel, welche der Größe des Wagens entsprechend sehr stark ausgeführt werden müssen. Der Bühnenträger des Unterwagens wurde hier aus einem geschweißten Profil vorgesehen. Auf den unteren Wagen ist so wie bei den anderen Bohrwagen eine schwere Bühne angeordnet, die als Gleitbahn für die ganze obere Konstruktion dient. Die Verbindung des Unterwagens mit der Bühne erfolgt wieder mit schweren Zapfen, die Auflageung auf Drehkränzen.

Die obere Konstruktion, welche auf der unteren langen Bühne in ihrer Längsrichtung um 1500 mm verschoben werden kann, besteht aus 2 Bühnen im senkrechten Abstand von 2200 mm, welche durch eine Rahmenkonstruktion starr miteinander verbunden sind. Die Bühnenlängsträger, die wieder aus Doppel- Γ -Profilen bestehen, tragen an ihren

vorderen Enden die bekannten Säulenklammern, welche jede der beiden Hauptsäulen an zwei Punkten fassen. An dieser Hauptsäule sind mit den normalen bzw. seitenverkehrten Kreuzschellen die Querträger für die Hammerbohrmaschinen befestigt, und zwar derart, daß die unterste Maschine unter der unteren Bühne arbeitet, die beiden mittleren Maschinen arbeiten zwischen der oberen und unteren Bühne und die oberste Maschine sitzt oberhalb der oberen Bühne. Damit der Bohrwagen während der Arbeit gut steht und nicht seitlich kippt, haben die Hauptsäulen unten ausfahrbare Stützspindeln, die vor dem Wegfahren des Bohrwagens in die Hauptsäule hochgeschraubt werden.

Damit nun für die unterste Mannschaft genügend Platz ist und der Bohrwagen beim Fahren nicht kopflastig wird, ist die ganze obere Bühnenkonstruktion auf der unteren langen Bühne verschieblich angebracht. Die Konstruktion für das Zurückziehen der oberen Bühne ist im einzelnen noch nicht ausgearbeitet, es kann aber ohne weiteres auf drei Arten durchgeführt werden, entweder durch die Schubkraft der Stollenlokomotive, welche durch eine Stoßstange übertragen werden kann, oder durch eine Schraubenspindel in der Bühnenlängsrichtung, die durch einen Preßluftmotor oder von Hand aus angetrieben werden kann. In den Endstellungen müssen die Bühnen gegeneinander verriegelt werden können.

Der Aufgang von der unteren Bühne zur oberen erfolgt über zwei Treppen, welche mit Geländern versehen sind und Holzstufen haben. Auch die Bühnen werden mit Holz abgedeckt. Die Anordnung des Windkessels und des Wasserbehälters erfolgt zweckmäßig in der oberen Konstruktion, so daß beim Verschieben derselben die Zuleitungen zu den Bohrhämmern keine Längenänderungen



mitmachen müssen und keine Gefahr des Verklemmens auftritt.

Die obere und untere Bühne bekommen wieder aufklappbare Seitenbühnen, welche beim Fahren des Bohrwagens hochgeklappt und an dem Geländer mit Kettchen festgehalten werden. (Siehe Lichtraumprofil.) Als Hauptsäule wurde wieder ein abgedrehtes Stahlrohr von 120 mm Außendurchmesser gewählt, während die Querträgerrohre 89 mm stark sind.

Um mit einer Bohrerlänge ein Bohrloch von 3 m zu bohren, können zwei Wege beschritten werden. Entweder macht man den Bohrhämmervorschub über 3 m lang, damit die Hammerbahn am Vorschub 3 m beträgt. Diese Aus-

führung hat den Nachteil, daß die dünne Vorschubspindel stark zum Schwingen kommt und auch die Herstellung einer solchen Spindel auf der Drehbank ziemlich kostspielig ist.

Für die Anfertigung billiger und in der Verwendung zuverlässiger ist folgender Vorschlag:

Bei einer gesamten Vorschublänge von 2000 mm trägt die Hammerbahn 1700 mm. Spannt man nun den Vorschub in die Hammerträgerschellen am vorderen Ende ein, dann kann man 1700 mm abbohren. Dann wird der Hammer zurückgezogen, der Vorschub gelockert, möglichst weit nach vorn geschoben und wieder festgeklemmt. Da-

durch wird nun eine neue Bohrlochlänge von 1300 mm gewonnen, welche mit der ersten Länge von 1700 mm zusammen 3000 mm ergibt. Das Umklappen des Vorschubs erfordert zwar Zeit, aber die Herstellung einer kürzeren Vorschubspindel ist billiger und die Betriebssicherheit größer. Dieser Vorschlag ist am untersten Bohrhämmer in der Seitenansicht des Bohrwagens dargestellt.

Nach dem Abbohren der Brust werden die Bohrstähle aus den Hämmern entfernt, auf die Bohrerträger auf der Bühne gelegt, die Vorschübe und die Querträger in Fahrtrichtung verdreht, die Stützspindeln eingezogen, die Feststellungen gelöst, das obere Gerüst zurückgezogen und die Seitenbühnen hochgeklappt und gesichert.

In dieser Stellung ist der Wagen fahrbereit bei einer Breite von 2800 mm und einer Höhe von 5200 mm über Schienenoberkante. Die Ausweiche im Stollen ist nach diesem Lichtraumprofil so groß zu bemessen, daß der Stollenlader und Schutterzug ungehindert vorbeifahren können.

Die Arbeitsgemeinschaft Kraftwerk Kaprun, welche liebenswürdigerweise die Photos zur Verfügung stellte, wird gebildet von den Firmen H. Rella & Co., Union-Baugesellschaft, Hinteregger & Söhne und Polensky & Zöllner.

Literatur.

Die Hauptstufe Glockner-Kaprun. Festschrift der Tauernkraftwerke AG. 1951.
J. Götz: Das Tauernkraftwerk Glockner-Kaprun, Zell am See 1951.
Kieffer und Fr. Kölbl: Hartmetalle, Hartmetallwerkzeuge und ihre Verwendung. Metallwerk Plansee in Reutte, Tirol.
Fr. Kölbl: Neue Hartmetallsorten — höhere Leistungen. Betrieb und Fertigung 4 (1950).
Fr. Kölbl: Wissenswertes über bisherige und neuentwickelte Hartmetallsorten. Maschinenmarkt und Elektrowirtschaft (1950).
H. Pessiak: Der Brenneinbruch. „Montanzzeitung“ (1950).
K. H. Fraenkel: Neuere Methoden bei Sprengarbeiten im Kraftwerksbau. Schweiz. Baumeister-Zeitung „Hoch- und Tiefbau“ (1949).
W. Borschel: Neue amerikanische Zündmittel und Sprengstoffe. Glückauf (1951).
C. V. Rodio: Die Mechanisierung im Stollenvortrieben mit Minimalquerschnitt. Schweizer Generalvertretung der Sullivan-Joy-Geräte für den Tunnelbau.
L. Grech: Das Cesteinsbohren mit hartmetallbesetzten Bohrkronen. Fa. Böhler, Kapfenberg.

L. Grech: Leistungssteigerung im Bergbau durch Preßluft. Fa. Böhler, Kapfenberg.
J. Stini: Tunnelbaugologie. Wien 1950.
H. Richardson and R. Mayo: Practical Tunnel Driving. New York 1941.

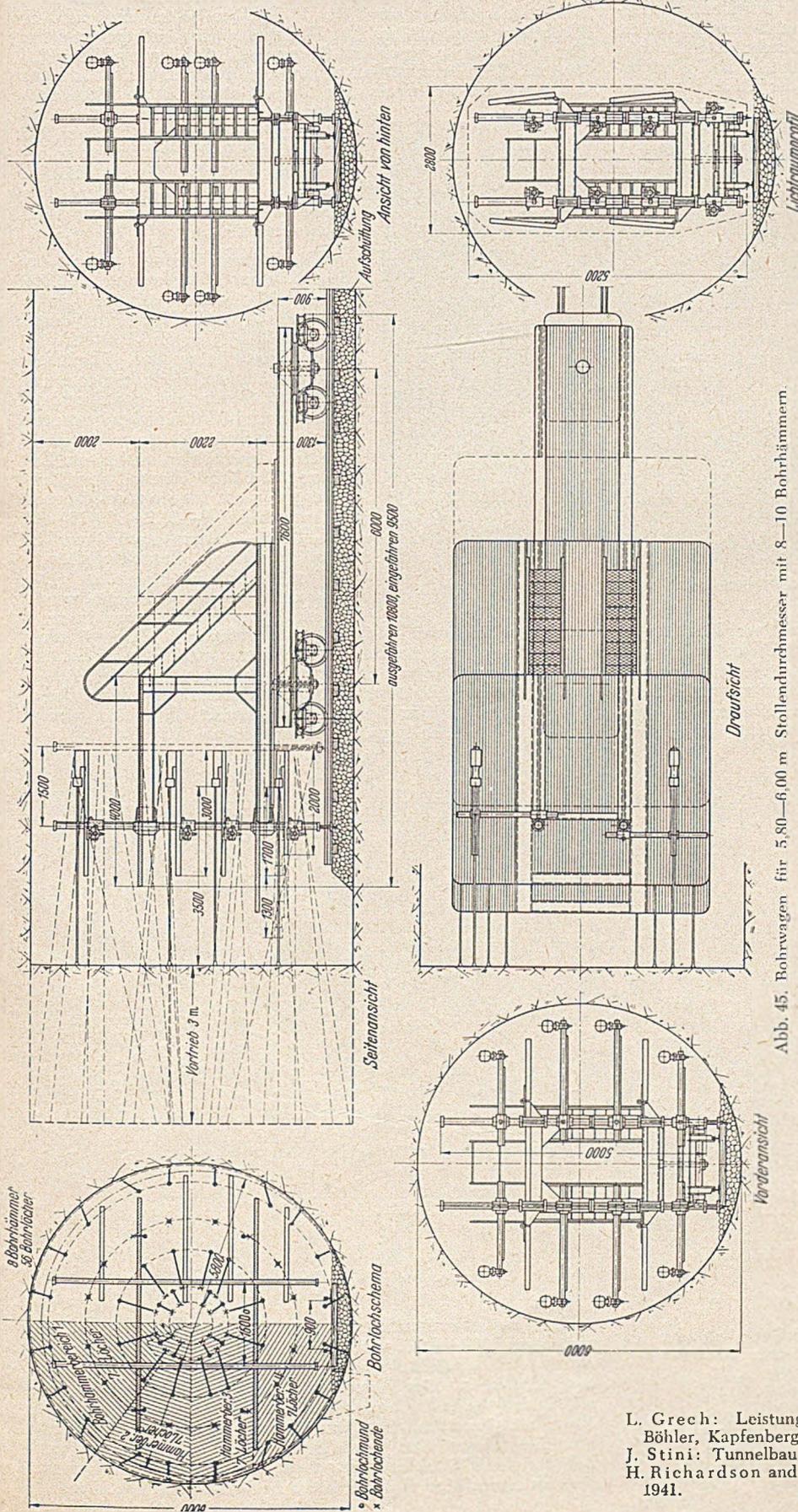


Abb. 45. Bohrwagen für 5,80—6,00 m Stollendurchmesser mit 8—10 Bohrhämmern.

Kurze Technische Berichte.

Die Talsperre und die Wasserkraftanlage Couesque an der Truyère.

In den Jahren 1947—1950 wurde im französischen Zentralmassiv im Departement Aveyron an der Truyère die Talsperre Couesque erbaut, die mit dem später zu erstellenden Ausgleichsbecken Entraygues die Fallhöhe von Brommat bis zu der 6 km unterhalb der Staustelle stattfindenden Einmündung in den Lot ausnützt. Die bereits fertiggestellten und noch geplanten Kraftwerke der Truyère sind in der Tabelle wieder-

menge des Kraftwerkes ist auf 184 m³/s festgelegt worden; damit werden eine Leistung von 64 000 kW und eine mittlere Jahresarbeit von 210 · 10⁶ kWh bei i. M. 3300 Benutzungsstunden erzeugt.

Die Talsperre ist neben Enchanet die zweite Kuppelmauer in Frankreich (Abb. 2 und 3). Die Höhe über der tiefsten Gründung beträgt 63 m. Der Halbmesser an der Krone ist 83 m. Die Mauerstärke unter der Krone beträgt 2,7 m und am Fuß 10,4 m. Der Zentriwinkel nimmt von 114° an der Krone auf 111° an der Sohle ab. Die Mauer einschließlich Tosbecken erforderte 77,500 m³ Beton bei 52 000 m³ Felsaushub. 3200 lfdm bis 30 m tiefe Bohrlöcher wurden erstellt, in die 680 t Zement injiziert wurden, d. s. 210 kg/lfdm. Die Mauer wurde in Blöcken von 16 m Länge betoniert.

Die Bauausführung geschah im Schutze einer 15 m hohen Gewölbe-mauer. Hochwässer bis zu 300 m³/s können während des Baues durch einen 370 m langen Stollen von 6,5 m ø abgeleitet werden. 5 km oberhalb der Staustelle wurde eine Kies-grube zur Gewinnung der Zuschlag-stoffe durch Löffelbagger ausgenutzt. Diese wurden in einem Kreis-elbrecher vorgebrochen und in ein Lager von 15 000 m³ oberhalb des Stau-zieles gefördert, wo sie gewaschen, in 5 Korngrößen (0—2, 2—10, 10—30, 30—80, 80—180 mm) gesiebt und in Silos mit einem Gesamthalt von 1000 m³ aufbewahrt wurden. Der lose ankommende Zement wurde mittels einer Fullerpumpe in zwei

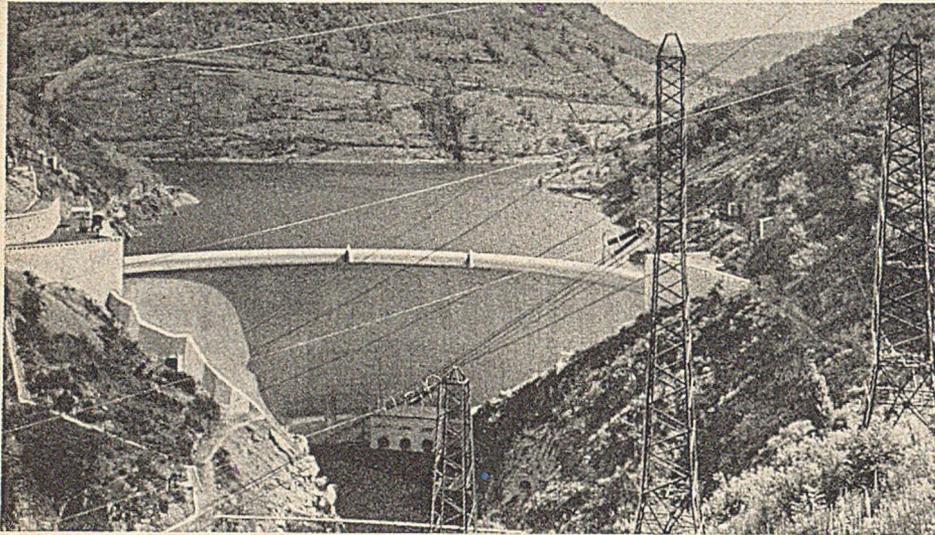


Abb. 1. Unterwasserseitige Ansicht der Kuppelmauer Couesque.

gegeben. Die Anlagen Sarrans und Brommat wurden 1932/34 erbaut. Die Talsperre Couesque hat 56 hm³ Gesamthalt und 20 hm³ Nutzinhalt, das ist nur 1,1% des mittleren Jahresabflusses von 1800 hm³. Sie ist an einer besonders engen Talstelle erbaut, wo ein Granitriegel den Glimmerschiefer, aus dem sonst das Flußbett unterhalb Brommat besteht, durchbricht (Abb. 1).

stählerne Silos von 1000 t Inhalt gefördert. Zwei Mischer von 1,25 m³ Inhalt stellten 35 m³/h Beton mit 300 kg/m³ Zement her. Dieser wurde von den Mixern in Kübel von 2 m³ Inhalt gefüllt und mit Traktoren unter die Kabelkrane von 6 t Tragfähigkeit und 230 m Spannweite gebracht. Betoniert wurde innerhalb Stahl Schalung in Schichthöhen von 1,5 m.

Das Stauziel liegt auf Höhe + 295,5 m NN, das Absenkziel auf + 286,5 m NN. Der normale Wasserspiegel des ungestauten Flusses befindet sich an der Staustelle auf + 238,4 m NN, so daß die größte Stauhöhe 57,1 m beträgt. Mit der Beileitung des rechten Nebenflusses Goul in das Becken mittels eines 3,4 km langen Stollens wird das Einzugsgebiet um 300 km² auf 3070 km² vergrößert. Die Mittelwasser-menge beträgt 57 m³/s bei einer mittleren Spende von 18,5 sl/km². Die Ausbauwasser-

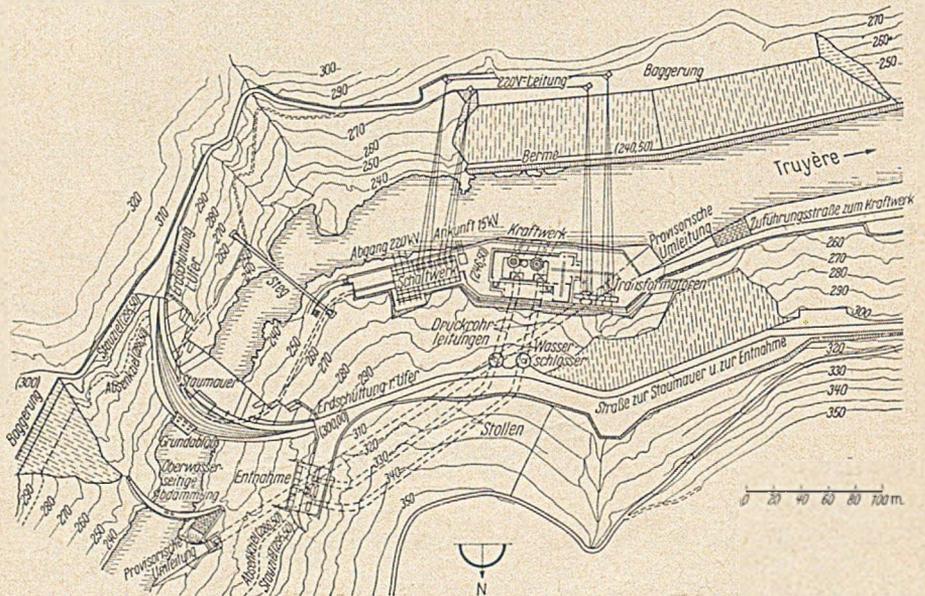


Abb. 2. Lageplan der Staumauer und der Kraftanlage Couesque.

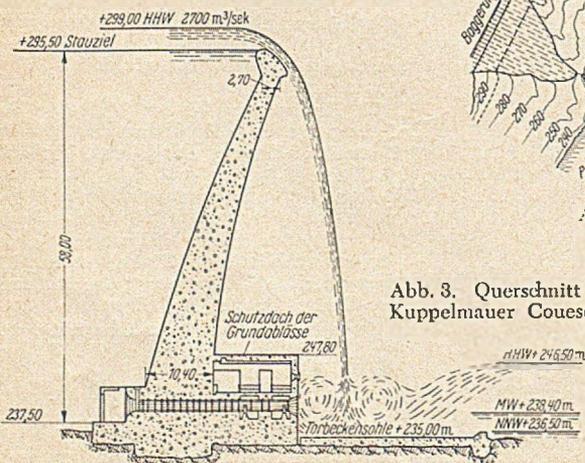


Abb. 3. Querschnitt der Kuppelmauer Couesque.

Die Hochwasserentlastung war für 2700 m³/s vorgesehen, d. s. etwa 1000 sl/km², wobei der Tatsache Rechnung getragen wurde, daß der Abfluß schon durch den Speicher Sarrans etwas ausgeglichen ist. Das Wasser wird über die 175 m lange Krone mit 15 m³/s je lfdm abgeführt. Es fällt in einer Höhe von 3,5 m mit einem Abflußkoeffizienten von 53% über die Krone ab. Auf dieser sind zwei Pfeiler zur Unterbrechung und Belüftung des Strahles vorgesehen. Die Entlastungsbauwerke sind an einem Modell im Maßstab 1 : 50 untersucht worden.

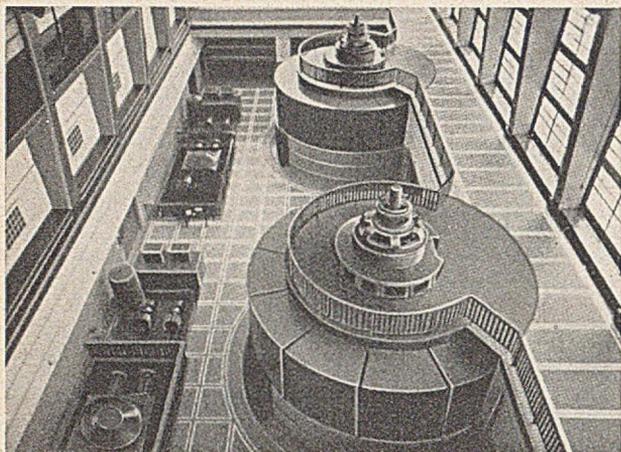


Abb. 6. Blick in das Innere des Maschinenraumes. Rechts die beiden Maschinengruppen, links die Servomotoren der Schieber und die Regler.

Der Überbau des Krafthauses besteht aus 700 t Stahl. Im Maschinenhaus können zwei 100-t-Laufkrane zusammen die sich drehenden Teile einer Gruppe von 200 t einbauen. Der erzeugte Strom wird beim Kraftwerk auf 220 kV umgespannt. [Nach Technique des Travaux 29 (1953) S. 105-125.]

Dr. Orth, Berlin.

Neuartige Brückenform.

Bei einer Straßenbrücke über den Rio Blanco in der Nähe von Vera Cruz in Mexiko wurde eine übermoderne „Korbhenkel-Form“ nach einer Idee von Th. C. Kavanagh, dem Vorstand des department of civil engineering am College of Engineering der New Yorker Universität angewandt. Die 75 m lange, vollkommen geschweißte Brücke mit zwei gespreizten Bogen trägt drei Fahrspuren. Die Bogenrippen sind gegeneinander geneigt und im Scheitel miteinander verbunden. Das so entstandene Raumfachwerk, das frei von lästigen Querverbänden ist, fesselt das Auge aus jeder Richtung (Abb. 1). Die Korbhenkel-Wirkung wird durch einen eigenartigen Anstrich

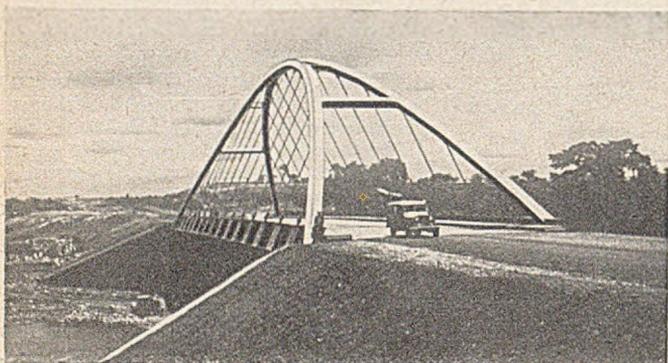


Abb. 1. Geschweißte Brücke in „Korbhenkel-Form“.

noch erhöht. Die Bogenrippen sind orange und die waagrechten Untergurte kirschrot gestrichen. Die Brücke wurde im Mai 1953 in Betrieb genommen. Da alle Touristen bei ihrer ersten Fahrt über die Brücke anhalten, um die auffallende Formgebung zu bewundern, ist hier ein gewisses Verkehrsproblem entstanden. Ungewöhnlich ist auch die Ausbildung der Fahrbahn, wo sich ein diagonal angeordneter Trägerrast wirtschaftlicher als die übliche Fahrbahn erwiesen hat. [Nach einer Mitteilung des Informationsbüros der Universität New York.]

E. Weiß, Berlin.

Brücken aus Fertigbetonbalken über die Tampa-Bucht von Florida.

Eine 24,3 km lange Straße, enthaltend 5 Brückenbauten und Dämme, die im Wattenmeer auf hydraulisch hergestellter Füllung ruhen, ist über die Tampabucht an der Westküste von Florida im Bau und wird die letzte Lücke in der Küstenstraße schließen. Bisher führt nur eine zeitraubende Fährverbindung über die Bucht (Lageplan Abb. 1).

Brückenabschnitt A besteht aus einer Klappbrücke von 37,3 m Öffnung, an die beiderseits Gerüstbrücken mit je 14 Öffnungen

von je 11 m Stützweite anschließen, der Abschnitt B aus einer 25 m-Brücke für kleine Fahrzeuge, an die beiderseits je 20 Öffnungen von 11 m Stützweite anschließen. Brückenabschnitt C (Abb. 2) gehört mit 6,76 km Länge zu den längsten Brücken. (Die Brücke über die Chesapeake-Bucht ist 6,6 km, die Brücke über die San Francisco-Bucht 6,9 km lang.) Das Hauptbauwerk, eine Auslegerbrücke von 110 + 263 + 110 m Stützweite, bietet den Seeschiffen eine Durchfahrt von 243,8·45 m. Die Abschnitte D und E sind Gerüstbrücken von je 7·14,6 m.

Aus den Angeboten der Unternehmer auf die Gerüstbrücken ging hervor, daß Fertigbalken mit schlaffer Bewehrung billiger als in Schalung an Ort und Stelle betonierte Brücken und nach Lee-McCall-System vorgespannte Balken am

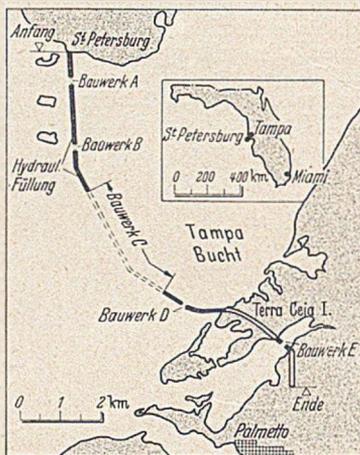


Abb. 1. Lageplan.

billigsten waren. Eine weitere Ersparnis ergab sich im Brückenabschnitt C durch Vergrößerung der ursprünglich vorgesehenen Stützweite von 11 m auf 14,6 m. Ein weiterer Vorteil der Fertigbalken war, daß man weitgehend von den Gefahren des offenen Wassers unabhängig wurde.

Der Fahrweg ist zwischen den Bordkanten 8,53 m breit. Mit Schrammbord und Gehwegen für Fischer ist die Gesamtbreite 11,3 m. Jede 14,6 m-Öffnung enthält 6 vorgespannte Balken von 14,25 m Länge, 1,016 m Höhe und 36 cm Breite. Sie haben I-Querschnitt mit 10 cm starkem Steg, an den Drittelpunkten für den Anschluß der Querverbindungen rechteckigen Querschnitt. Sie sind mit 3 hochfesten Rundstählen von 1 Zoll Durchmesser vorgespannt. Zwei gerade Stähle liegen im Untergurt, der dritte verläuft in einem Bogen von Mitte Untergurt nach oben.

Die Joch bestehen aus 4 Stahlbetonpfählen 50·50 cm. An jedem dritten Joch werden die Längskräfte von vier zusätzlichen Schrägpfehlen aufgenommen. Die Pfehle werden durch an Ort und Stelle betonierte Riegel vereinigt.

Die ganze Baustellenarbeit wird mit schwimmenden Geräten geleistet. Nach Fertigstellung der Joch wird eine Schiffsladung von 12 Balken an einen Schwimmkran gefahren, der sie versetzt und die Abstände zwischen ihnen mit 12 cm starken Zwischenriegeln festlegt. Eine Stange aus hochfestem Stahl wird durch Balken und Riegel hindurchgeschoben, mit einer Presse gespannt,

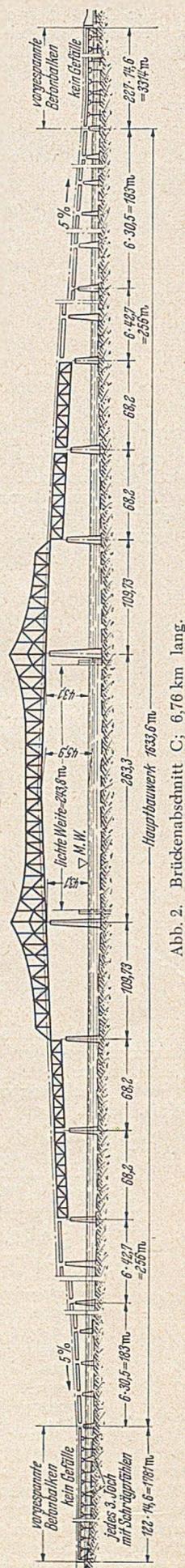


Abb. 2. Brückenabschnitt C; 6,76 km lang.

mit einer Mutter verankert und vermörtelt. Nach Vergießen der Zwischenräume zwischen zwei aufeinanderfolgenden Überbauten wird die Fahrbahnplatte auf Schalung betoniert. Wie Abb. 3 zeigt, wird durch hervorsteckende Bügel und Dübel der Verbund zwischen Balken und Platte erreicht.

Bei den 11 m-Gerüstbrücken werden 63 t schwere Einheiten von halber Brückenbreite, Balken mit Platte zusammen hergestellt, durch einen 100 t-Schwimmkran zur Baustelle geschwommen und versetzt. In Mitte des Jochs aufgesetzte Füh-



Abb. 3. Obergurte der 14,6 m-Balken.

rungen richten aus (Abb. 4). Der Brückenteil wird auf vier auf dem Joch aufgestellte Pressen aufgesetzt, die sie ohne Stoß genau auf die mit Graphit geschmierten Auflagerplatten absetzen. Jedes vierte Joch besitzt Schrägpfähle. Dementsprechend werden je 3 Öffnungen durch Zusammenschweißen der Bewehrung zu durchlaufenden Balken vereinigt.

Der Auftrag für die 14,6 m-Brücken wurde im September 1951 erteilt. 2178 Balken waren herzustellen. Die Herstellung der Formen und die Lieferung der hochfesten Stähle von England benötigte ein halbes Jahr. Nachdem zwei Probekonstruktionen die gewünschten Eigenschaften gezeigt hatten, lief die Fabrikation an. Ende des Sommers 1952 lieferte die Betonieranlage 24 Balken in der Woche. Da die Gerüstbrücken auf diese Weise erst September 1954 fertig geworden wären, steigerte der Unternehmer von Dezember 1952 ab die Lieferung mit einer zweiten Anlage auf 36 Balken wöchentlich.

In der Mitte der Anlage an der Tampabucht laufen ein Drehkran und die Normalspurgleise für die Anfuhr. Auf einer Seite, auf der auch die Schiffe anlegen, liegen 4 Felder mit je 12 Formen, auf der anderen 2 Felder und die Formen für die Stahlbetonpfähle. Den Boden jedes Feldes bildet eine Betonplatte 15·15 m groß mit erhöhten Formen für 12 Balken nebeneinander. Darauf werden Schalungen aus 5 mm starkem Stahlblech gesetzt und gegen Pflöcke im Betonbett verkeilt. Die

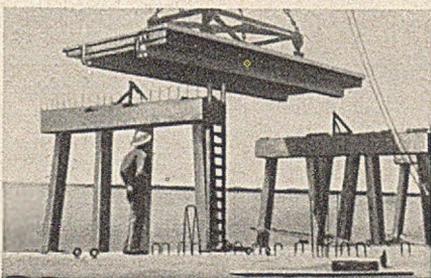


Abb. 4. 11 m-Brücken.

Schalungen für die Balkenköpfe werden angeschraubt. Die hochfesten Stahlstangen sind genau abgelängt und am gestauchten Ende mit Gewinde versehen, das so bemessen ist, daß Gewinde und Mutter 96—98 % der Tragfähigkeit des Gesamtquerschnitts aufnehmen können. Eine Stange wiegt 58 kg, wird mit einer Metallhülse umgeben und auf kleinen Gestellen befestigt. Nach Verlegen der Bügel werden 12 Balken mit einem 0,75 m³ großen Behälter, den der Drehkran über das Feld schwenkt, in einem halben Tag betoniert. Die Formen werden von außen vibriert. Die Abstandhalter werden sogleich nach dem Betonieren herausgezogen. Der Beton soll nach 28 Tagen 350 kg/cm² Festigkeit haben, die aber meist schon nach 7 Tagen erreicht wird. Die Stahlschalungen werden nach 1—2 Tagen entfernt und sogleich zum nächsten Feld versetzt, so daß sie wöchentlich zweimal gebraucht werden. Wenn nach 7 Tagen eine Betonfestigkeit von wenigstens 280 kg/cm² festgestellt ist, werden die Stangen mit 37 t Zug auf 6650 kg/cm² mit einer tragbaren Presse gespannt, die an einer Spezialmutter

angreift und sich auf eine in einer Vertiefung des Balkens sitzende Druckplatte abstützt. Der Zug wird durch die an einem Nonius an der Presse abgelesene Verlängerung der Stange festgestellt. Geschlitzte Unterlagscheiben werden zwischen Mutter und Druckplatte eingeschoben und die Ringmutter angezogen, bis die Entlastung der Presse anzeigt, daß sie die Last übernommen hat. Die Vorspannung nimmt durch Schwinden und Kriechen um schätzungsweise 1060 kg/cm² ab. Die Metallhülsen um die Stangen werden durch ein vor dem Betonieren eingelegtes schräges Röhrchen von 6,5 mm ausgespritzt, das mit dem unteren Ende die Hülse berührt und am Ende des Balkens herausragt. Nach dem Vorspannen wird ein Bohrer in das Röhrchen eingeführt, die Hülse angebohrt und durch eine Pumpe mit Mörtel ausgefüllt. Die hierdurch erreichte Haftung der Stangen entlastet die Ankermuttern von der Verkehrslast und ihren Stößen. Nunmehr sind 12 Balken für die Verschiffung und Verlegung fertig.

Auch an der Tampabucht liegt in etwa 1,6 km Entfernung die Anlage eines zweiten Unternehmers für die Fertigung von wöchentlich 7 Einheiten, bestehend aus zwei Balken und Platte für die 11 m-Gerüstbrücken. Für die Herstellung von 136 Einheiten werden etwa 6 Monate gebraucht. 7 Betonierfelder liegen in einer Reihe vor einer Anlegebühne, wo ein 100-t-Schwimmkran die fertigen je 62 t schweren Einheiten auf das vor ihm liegende Deck absetzt und zur Baustelle fährt. Auf der Landseite der Felder läuft ein Gleis für Anfuhr und ein Gleis für einen Lokomotivkran, der die Lasten bei Mischen und Betonieren bewegt.

Die Brückenhälfte ist 5,7 m breit und rechts und links gleich. Die Platte von 19 cm Dicke liegt auf zwei Balken von 0,91 m Höhe und 0,54 m Breite. Drei Querriegel an den Enden und in der Mitte ragen 0,61 m unter der Platte hervor. Die Ränder sind zum leichteren Abheben von den Formen abgekantet. Jede Formenplatte ist bewehrt, an den Kanten mit Blech verkleidet und ruht zur Vermeidung von Setzungen auf Pfählen. Die Einheiten werden durch eine sinnreiche Einrichtung von den Formen abgehoben. Im Boden der Form liegt unter Balken und Riegeln eine 13 mm dicke und 20 cm breite Stahlplatte über einem Kanal, der von einem 10 cm dicken Feuerwehrschauch ausgefüllt wird. Dieser ist durch unterirdische Rohre mit einem Luftkompressor verbunden. Wenn für den Beton nach 5 Tagen 140 kg/cm² Festigkeit nachgewiesen sind, so werden die Einheiten mit dem Schlauch durch Druckluft von 2 atü 4 cm hoch angehoben. Mit einem rechteckigen Rahmen, der an den vier Ecken mit je 2 Bolzen angreift, wird die Einheit angehoben und wie schon beschrieben auf die Joche versetzt (Abb. 4). 30 Mann brauchen auf der Betonieranlage 2 Tage zum Freimachen, dem Wiederherrichten der Formen, Verlegen der Bewehrung und Betonieren, so daß mit 5 Tagen Abbindezeit ein Arbeitsgang von 7 Tagen für jede der 7 Formen abgewickelt ist. (Nach Eng. News-Record vom 26. Februar 1953 S. 36.)

Wilhelm Ihlenburg, Frankfurt (Main).

Probekonstruktion mit Probeflächen verschiedener Größe.

In New York wurden Probekonstruktionen mit Probeflächen von etwa 0,19 m² (entspricht etwa 42·42 cm) und etwa 0,37 m² (entspricht etwa 60·60 cm) durchgeführt. Nach den dort gültigen Baupolizeibestimmungen soll bei einer Probefläche von etwa 60·60 cm in der ersten Versuchsstufe die entwerfsmäßige Sohlpressung aufgebracht werden. Diese Belastung wird so lange gehalten, bis innerhalb eines Zeitraumes von 24 Stunden keine Setzung mehr beobachtet wird. Dann wird die Last um 50 v. H. gesteigert und ebenfalls das Eintreten des Beharrungszustandes abgewartet.

Der Versuch wird als unbefriedigend angesehen, wenn sich bei der ersten Laststufe mit der Entwurfsbelastung eine Setzung von mehr als 1,9 cm zeigt oder wenn die Setzung für die zweite Laststufe mit der anderthalbfachen Entwurfsbelastung die unter der ersten Laststufe eingetretene Setzung um 60 v. H. überschreitet. Nach den mit einer Platte von etwa 42·42 cm ausgeführten Versuchen konnte man als Sohlpressung den Wert von rd. 4,4 kg/cm² zulassen. Später wurden für dasselbe Bauvorhaben Belastungsversuche mit der größeren Probefläche von rd. 60·60 cm durchgeführt, auf Grund deren man sich zu einer Sohlpressung von 6,55 kg/cm² entschloß, weil die größere Probefläche den Fundamentabmessungen besser entsprach. [Nach Eng. News Rec. 150 (1953) vom 16. April 1953, S. 51.]

H. Petermann, Bremen.

Die Maggia-Kraftwerke.

Die Maggia-Kraftwerke AG. bezweckt die Nutzbarmachung der Wasserkräfte der Maggia und ihrer Zuflüsse bis zum Langensee. Der Ausbau soll in drei Etappen geschehen, deren erste die Erstellung folgender Anlagen vorsieht (Abb. 1): Speicherbecken Sambuco, Zentralen Peccia, Cavigno und Verbano.

Eine Talsperre staut ein Becken in Sambuco mit einem Inhalt von $60 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ ein (Abb. 2). Das gespeicherte Wasser wird durch einen Druckstollen zum Wasserschloß und weiter durch einen Druckschacht zum Kavernenkraftwerk Peccia geleitet. Ein Ausgleichbecken bei Piano die Peccia sammelt das in der Zentrale Peccia verarbeitete Wasser sowie die Zuflüsse aus den Seitentälern, und der anschließende Druckstollen mit Schacht führt das Wasser dem Kavernenkraftwerk Cavigno zu. Ein Freispiegelstollen leitet das Wasser von hier in das Ausgleichbecken (Abb. 3) bei Palagnedra und faßt dabei unterwegs die Zuflüsse aus den Seitentälern. Von diesem Ausgleichbecken wird die Zentrale Verbano durch einen Druckstollen mit Schacht versorgt, die das Betriebswasser unterirdisch in den Langensee einleitet. Somit erfordert die erste Etappe den Bau

von über 60 km Freispiegel- und Druckstollen. Der zweite Abschnitt sieht vor den Bau von: Speicherbecken Naret, Cavagnoli und Robiei. Kraftwerke Robiei, Bavano und Erweiterung des Kraftwerkes Cavigno.

Für den dritten Bauabschnitt sind geplant: Speicherbecken Laghi della Crosa und Zöt. Speicherwerk Zöt und Laufwerk Cevio.

Die Hauptdaten der Anlagen der ersten Baustaple sind:

1. Wasser- und Energiewirtschaft:

	Peccia	Cavigno	Verbano
a) Wasserwirtschaft			
Einzugsgebiet km^2	63,3	131,4	713,5
Wassermenge 10^6 m^3	100	191	846
max. Nutzfallhöhe m	394	497	275
mittlere Nutzfallhöhe m	362	496,5	272,7
b) Jahresleistung (10^6 kWh)			
Winter	62	107	188
Sommer	19	103	314
Gesamt	82	210	502

Somit beträgt die Gesamtjahresleistung der drei Stationen 794 Mio kWh.

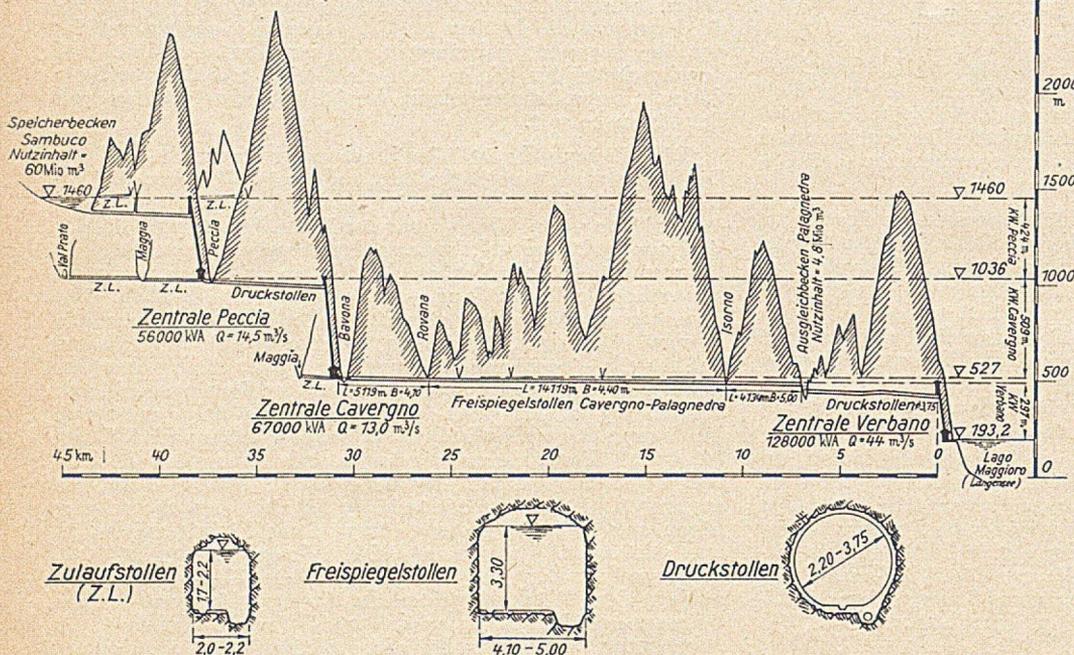


Abb. 1. Maggia-Kraftwerke. Längsschnitt durch die erste Baustaple.

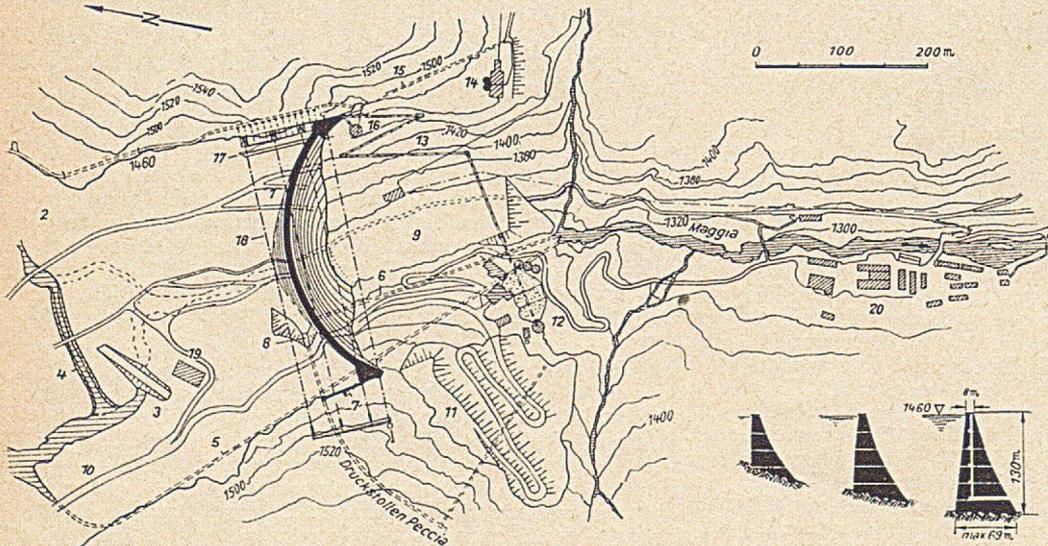


Abb. 2. Staumauer Sambuco.

- 1 Staumauer, 2 Speicherbecken, 3 Fangdamm, 4 Bachumleitung, 5 Umlaufstollen (Grundablaß /), 6 Grundablaß //, 7 Überlauf der Hochwasserentlastung, 8 Einlauf zum Druckstollen Peccia, 9 Lagerung von Aushubmaterial und Sandüberschuß, 10 Zufahrtsstraße zum Baggerfeld, 11 Lagerung von Kies-Sand, 12 Aufbereitungsanlage, 13 Transportbänder für Kies und Sand, 14 Seilbahnstation mit Zementsilos, 15 Straßenstollen und Zementleitung, 16 Betonturm, 17 Betonaufgabe, 18 Fahrbare Kabelkrane, 19 Fahrzeughalle, 20 Barackendorf.

Die Energie soll in den Zentralen von 12kV Spannung der Maschinen auf 225 kV transformiert und über die bestehenden Hochspannungsleitungen nach der Nordschweiz geleitet werden.

2. Staumauer und Speicherbecken Sambuco (Abb. 1 und 2).

Staumauer, Typ Bogengewichtsmauer
max. Mauerhöhe rd. 130 cm
max. Dicke am Fuß 69 m
Kronenlänge 340 m
Kronenbreite 8 m
Krümmungsradius, wasserseits 200 m
Betonkubatur 722 000 m^3
Speicherbecken $60 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

3. Kraftwerk Peccia (Abb. 1).

Druckstollen: Länge 5 340 m, Durchmesser 2,20 m,

Wasserschloß: Vertikalschacht 130 m, Durchmesser 5 m,

Druckschacht: Länge 790 m, Durchmesser 1,80 m,

Zentrale: 2 horizontalachsige Zwillingen - Pelton-turbinen je 23 500 kW, $Q = 7,25 \text{ m}^3/\text{s}$, 2 Pumpengruppen je 11 000 kW für 2,25 m^3/s bei 400 m Förderhöhe.

4. Kraftwerk Cavigno (Abb. 1).

Druckstollen: Länge 6 810 m, Durchmesser 3 m,

Wasserschloß: Vertikalschacht 50m, Durchmesser 8 m,

Druckschacht: Länge 865 m, Durchmesser 2,50 m,

Zentrale (vorläufig):

2 horizontale Zwillingen-Pelton-turbinen je 27 500 kW, $Q = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ (nach späterem Ausbau des Bavona-Tales ist Verdoppelung vorgesehen).

5. **Staumauer und Ausgleichsbecken Palagnedra** (Abb. 1 u. 3).
Staumauer: max. Mauerhöhe 72 m, Kronenlänge 120 m, Betonkubatur 65 000 m³
Ausgleichsbecken: Nutzinhalt 4,8 · 10⁶ m³ bei 30 m Absenkung.

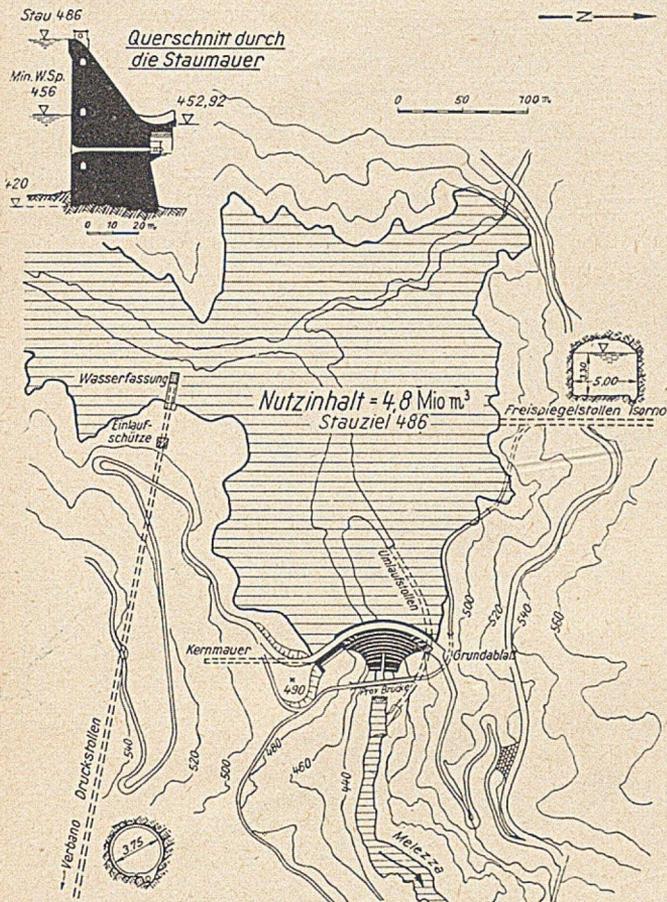


Abb. 3. Staumauer und Ausgleichsbecken Palagnedra.

6. **Kraftwerk Verbano** (Abb. 1),

Freisiegelstollen: Länge 23,990 m, Durchfluß 28 bis 36 m³/s.

Druckstollen: Palagnedra-Verbano, Länge 7450 m, Durchmesser 3,75 m.

Wasserschloß: Vertikalschacht 83 m, Durchmesser 11 m.

Druckschacht: Länge 574 m, Durchmesser 3,0–2,85 m,

Zentrale: 4 vertikalachsige Francis-Turbinen je 25 150 kW, Q = 11 m³/s. (Nach Unterlagen der Gesellschaft).

Dr.-Ing. G. Wickert, Karlsruhe.

Weitgespannte Stahlbeton-Bogenbrücken in Venezuela.

Venezuela hat in den letzten Dezennien eine außergewöhnliche wirtschaftliche Entwicklung erfahren. Die Hauptstadt Caracas hat von 1941 bis 1951 ihre Einwohnerzahl von 359 000 auf 750 000 erhöht, d. h. in 10 Jahren mehr als verdoppelt. Dementsprechend ist der Verkehr gestiegen, und die Leistungsfähigkeit der Straße, die die Stadt Caracas mit ihrem Hafen La Guaira bei einem Höhenunterschied von 900 m verbindet, ist völlig unzureichend geworden, weshalb auch z. Z. eine neue Straße gebaut wird.

Die alte Straße hat eine Länge von 30 km, eine Regelbreite von 7,50 m und weist 395 Kurven mit einem geringsten Radius von 15 m und einer größten Steigung von 12 % auf. Die neue Straße kommt mit 36 Kurven, einem geringsten Radius von 300 m und einer größten Steigung von 6 % aus. Abb. 1 zeigt einen Regelquerschnitt. Die Erdarbeiten hatten einen entsprechenden Umfang; insgesamt sind 24 Mio m³ bewegt worden, hiervon etwa 60 % Felsen. Die Einschnitte haben eine Tiefe bis zu 90 m und die Dämme eine Höhe bis zu 45 m.

Im Zuge der neuen Straße sind drei bemerkenswerte weitgespannte Stahlbeton-Bogenbrücken als Zweigelenkbögen geplant, von denen die eine bereits fertig und die zweite im Bau ist. Die Bogenspannweiten dieser Brücken betragen 150 m, 154 m und 138 m (Abb. 2). Bemerkenswert sind diese Brücken besonders durch zwei Eigentümlichkeiten: Die weitgehende Verwendung von Fertigbauteilen bei der Herstellung der Fahrbahn und der Rampenbrücken, sowie insbesondere durch die kühne Lehrgerüstkonstruktion.

Die Gewölbeform ist bei den drei Brücken die gleiche, so daß das Lehrgerüst für alle drei Brücken verwendet werden kann. Die verschiedenen Spannweiten kommen dadurch zustande, daß die Gelenke entsprechend angeordnet werden. Abb. 3 zeigt einen schematischen Querschnitt und Abb. 4 einen Teil dieses Querschnitts in isochromatischer Darstellung. Die Bögen haben einen Kastenquerschnitt, dessen Breite über die Bogenlänge bis nahe an den Gelenken konstant ist

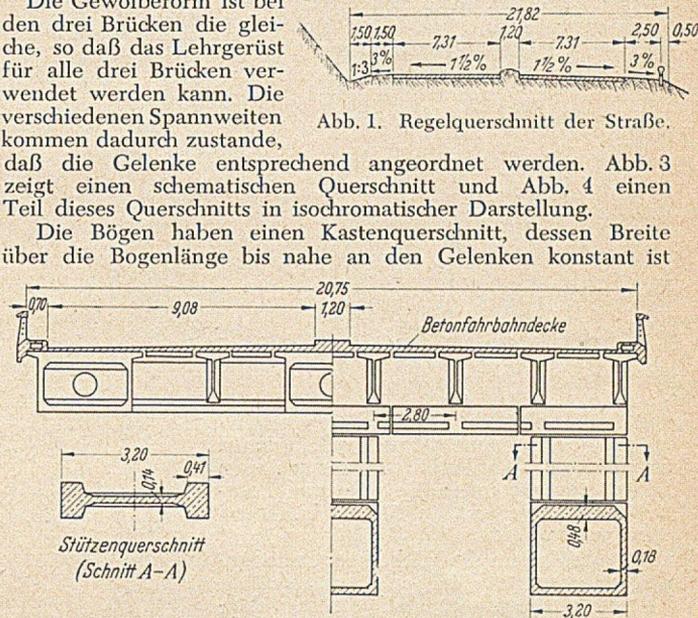


Abb. 3. Brückenquerschnitt.

und sich dort vergrößert, um die Aufnahme der Windkräfte sicherzustellen. Die Höhe des Bogenquerschnitts ist ebenfalls nahezu konstant und beträgt 2,90 m in der Nähe der Widerlager und 3 m im Scheitel. Bemerkenswert gegenüber deutschen Verhältnissen ist die mit rd. 250 kg/m² in die Berechnung eingesetzte Windbelastung. Die Bögen sind auf Knicken untersucht, und zwar ist die Berechnung auf dem Iterationswege

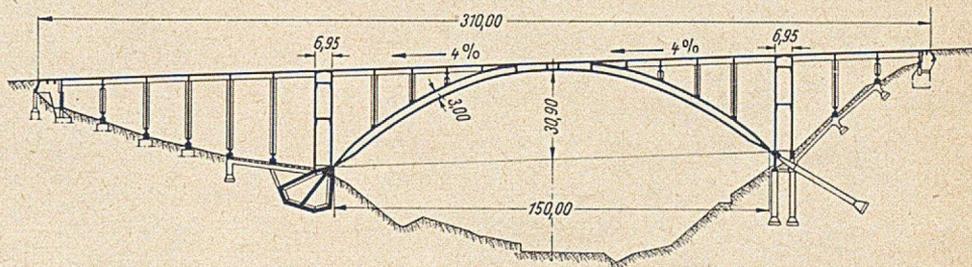


Abb. 2. Längsschnitt durch die Brücke.

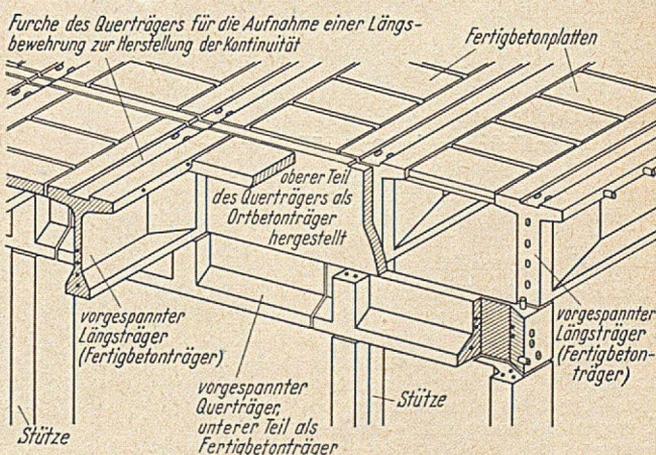


Abb. 4. Teil des Brückenquerschnitts in isochromatischer Darstellung.

durchgeführt. Genaueres ist hierfür nicht gesagt. Vermutlich ist das auf die Bogenkonstruktionen adaptierte Vianello-Verfahren verwendet worden [1]. Der Entwurfsverfasser ist

über das Ergebnis überrascht, daß sich für den Zweigelenbogen keine größere Knicklast ergab als für einen Dreigelenkbogen. Das ist jedoch nach den Ergebnissen der zu [1] genannten Arbeiten nicht verwunderlich, denn dort ist gezeigt, daß für steile Dreigelenkbögen ebenfalls dehnungsloses bzw. asymmetrisches Knicken in Betracht kommt, d. h. die gleiche Knickstelle wie beim Zweigelenbogen. Die Knicksicherheit ist zu fünf ausgewiesen.

Der Bauvorgang ist in Abb. 5 schematisch dargestellt. Die schwarz ausgezogenen Linien zeigen den in jedem Bauabschnitt betonierten Gewölbeteil. Es ist von der Methode Gebrauch gemacht, von dem kastenförmigen Bogen zunächst im wesentlichen die untere Lamelle zu betonieren, um deren Tragfähig-

Die mittlere Stärke des Gesamtgerüsts einschließlich der Schalung ist mit 16 cm angegeben. Dies dürfte nur ein Bruchteil der mittleren Stärke sein, die für ein abgeundenes, auf dem Boden stehendes Gerüst erforderlich wäre.

Als Entwurfsverfasser zeichnet Freyssinet, und insbesondere geht auf ihn der Vorschlag der überaus kühnen Lehrgerüstkonstruktion zurück.

Zum Schluß einige interessierende Zahlen über den außerordentlich hohen Kostenaufwand: Die Straße einschließlich Kunstbauten ist auf 3,75 Mio Dollar je km, die drei Bauten einschließlich der Rampenbauwerke mit rd. 16 000 m² Brückenfläche auf 5,5 Mio Dollar veranschlagt. [Nach Civil Engineering 23 (1953) S. 149.]
A. Mehmel, Darmstadt.

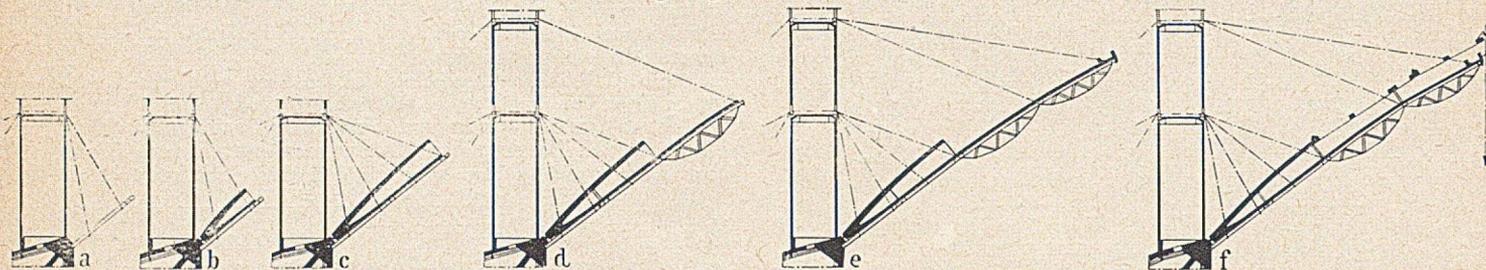


Abb. 5 a bis f. Schematische Darstellung des Bauvorganges.

keit während des Bauvorganges auszunutzen und auf diese Weise das Lehrgerüst zu entlasten. Die Verteilung der weiteren Betonlasten auf untere Lamelle und Lehrgerüst ist eingehend an einem Modell 1:5 untersucht worden.

Die beiden an die Widerlager anstoßenden Bogenviertel sind, wie aus den Abbildungen hervorgeht, auf einem Schalgerüst erstellt worden, das an vier Kabel aufgehängt war. Um die Bogenbrücke von den Rampenbrücken klar zu trennen, wurde zwischen den beiden Bauwerken ein kräftiger trennender Pfeiler angeordnet. Dieser Pfeiler ist als dünnwandiger, etwa 10 cm starker Kasten mit aussteifenden Wänden ausgebildet. Die vier je die beiden Bogen-

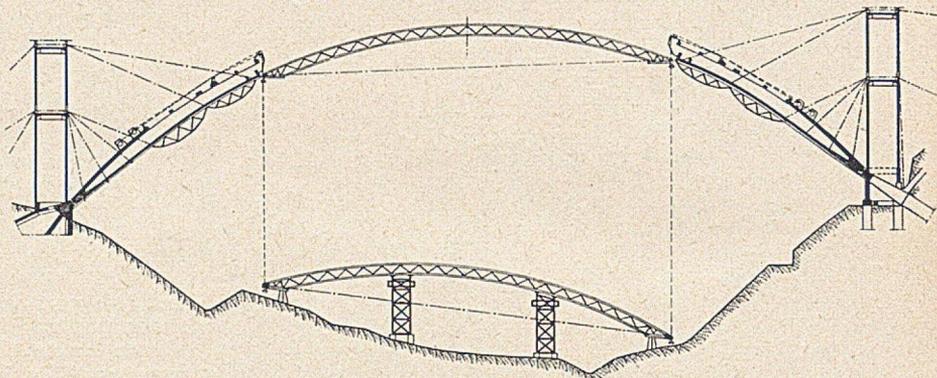


Abb. 6. Eingefahrener mittlerer Lehrgerüstteil.

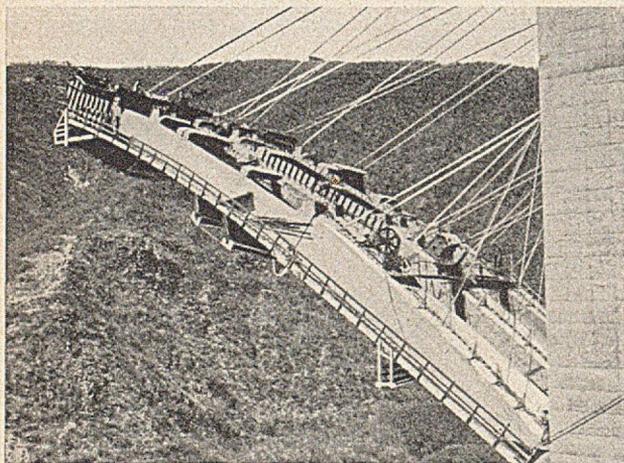


Abb. 7. An den Kabeln aufgehängte Schalung der Bogenviertel.

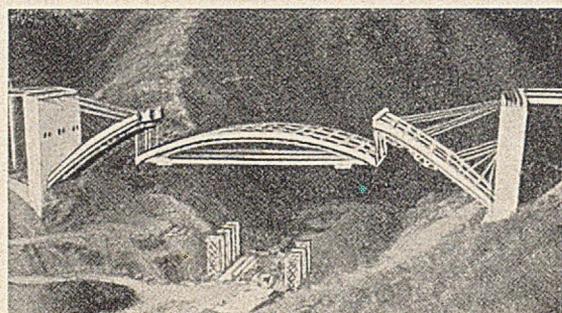


Abb. 8. Hochheben des mittleren Lehrgerüstteiles.

viertel tragenden Kabel wurden über diese Pfeilerbauten und von da in Fundamente der anschließenden Rampenbrücken geleitet.

Das Lehrgerüst für den mittleren Gewölbeteil besteht aus einem Holzfachwerkbogen mit Zugband. Es wurde unterhalb der Brücke zusammengebaut, nach Fertigstellung der beiden äußeren Gewölbeteile hochgezogen und gegen die fertigen Bogenviertel abgestützt (Abb. 6). Abb. 7 zeigt die an den Kabeln aufgehängte Schalung eines Bogenviertels, Abb. 8 den Bauzustand in dem Zeitpunkt, in dem das mittlere Gerüst hochgehoben wurde. Abb. 9 zeigt die fertige Brücke.

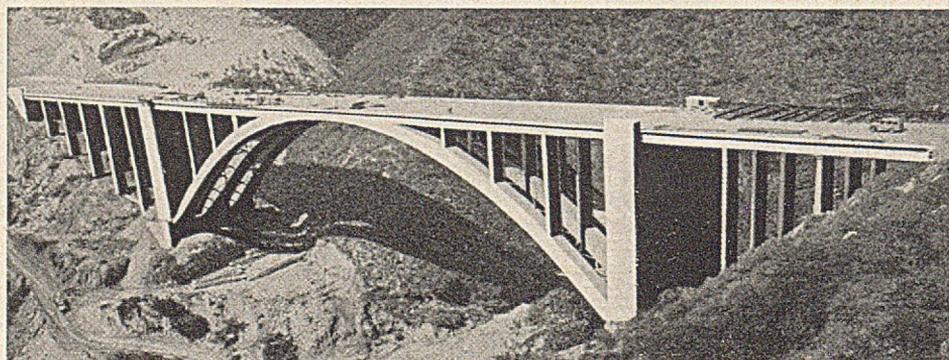


Abb. 9. Fertige Brücke.

Literatur.

- 1. Fr. Stüssi: Schweiz. Bztg. 53 (1935) S. 119.
- Fr. Dischinger: Bauingenieur 19 (1937) S. 487.
- E. Mörsch: Statik der Gewölbe u. Rahmen, Teil B, Stuttgart 1947, S. 40.

Der Hafen von Stockholm.

Stockholm nahm im Laufe des 19. Jahrhunderts mit der allgemeinen industriellen Entwicklung Schwedens einen starken Aufschwung. Die Bevölkerungszahl der Stadt überschreitet zur Zeit 750 000. Bei Einbeziehung der Vororte in „Groß-Stockholm“ übersteigt sie die Million und umfaßt damit $\frac{1}{6}$ der Gesamtbevölkerung Schwedens. Die Entwicklung des Hafens hält mit der Zunahme der Bewohner des Stadtgebietes Schritt. Stockholm ist zu einem der bedeutendsten Wasserumschlagplätze an der Ostsee geworden. Die Stadt liegt sehr günstig an der Ausmündung des Mälarsees. Die Hafenanlagen sind durch zahlreiche größere und kleinere Inseln gegen Strömungen und Stürme geschützt. Die Stadt und der Hafen lassen sich durch mehrere Wasserläufe erreichen. Auf Abb. 1 sind die verschiedenen Zufahrten kenntlich gemacht. Von Norden her durch eine Wasserstraße mit 7,90 m Tiefe, die an Arholma

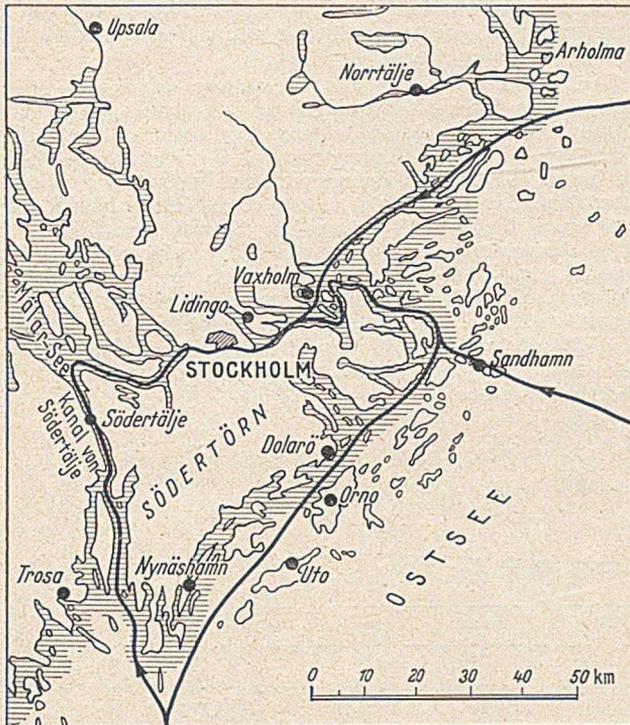


Abb. 1. Zufahrtswasserstraßen nach dem Hafen von Stockholm.

vorbeiführt; von Osten über Sandhamn mit 10 m Tiefe. Im Süden ist der Hafen zugänglich durch den 5,9 m tiefen Kanal von Södertälje, der die Ostsee mit dem Mälarsee verbindet. Bei Dalarö ist eine Durchfahrt für 9,15 m tief gehende Schiffe vorhanden.

Es gibt bekanntlich drei Großschiffahrtswege, um von der Nordsee nach der Ostsee zu gelangen: den Nord-Ostsee-Kanal, den Großen Belt und den Sund. Stockholm und die Vororte sind mit Kanälen durchzogen, die in der Mehrzahl vom Mälarsee ausgehen; dieser hat eine Länge von etwa 130 km und eine Schiffahrtstiefe von 6,10 m. Stockholm ist darüber hinaus durch den Kanal von Göta unmittelbar mit der Nordsee verbunden — allerdings nur für Schiffe mit 2,75 m Tiefgang —, der bei Göteborg endet, dem größten Hafen und der zweitgrößten Stadt Schwedens. Der Kanal von Göta kann über den Kanal von Södertälje erreicht werden, wodurch die Entfernung zwischen der Ostsee und der Nordsee um 390 km verkürzt wird. Das Wasser des Mälarsees ist Süßwasser. Das Wasser der Meeresarme zwischen Stockholm und der Ostsee hat einen Salzgehalt von ungefähr 0,3% an der Oberfläche und von 0,5% an der Sohle. In Stockholm gibt es keine Ebbe und Flut und keine Strömungen. Der mittlere Unterschied zwischen den niedrigen Wasserständen im Herbst und den hohen im Frühjahr beträgt etwa 60 cm im Mälarsee und 90 cm in den Wasserarmen der Ostsee. Diese Umstände erleichtern den Bau von Kais und Molen wesentlich. Die mittlere Lufttemperatur schwankt zwischen -2°C im Januar und Februar und $+17^{\circ}\text{C}$ im Juli. Die Temperatur des Wassers an der Oberfläche folgt allgemein der der Luft im Zeitabstand von einigen Wochen. Die Winde kommen überwiegend aus Südwest und Südsüdwest. Die Zufahrten frieren fast immer im

Januar zu und tauen erst im April wieder auf. Staatliche Eisbrecher von 1200—4000 PS halten die Zufahrtsrinnen im Winter offen.

Die ältesten Hafenanlagen entstanden an der Ostseite der Altstadt. Allmählich dehnte sich der Hafen nach Norden und Westen über den früheren Festungsgürtel hinaus aus. Es folgte der Bau von Anlagen im Süden der Stadt; sie bestanden aus einfachen hölzernen Bühnen, die die Böschung des Hafenufers überbrückten. In späteren Jahren war man gezwungen, diese Plattformen weiter in das Wasser vorzutreiben, d. h. sie zu verbreitern, da die Tiefen als Folge des größeren Tiefganges der Schiffe und als Folge des Ansteigens des Geländes unzulänglich wurden. Man ging dann zum Bau von Steinkisten mit Aussteifungen aus schweren Hölzern und Draht-

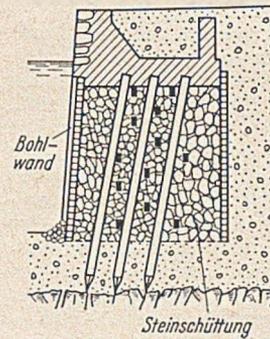


Abb. 2. Querschnitt durch eine Kaimauer.

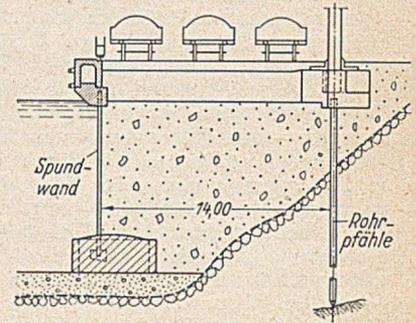


Abb. 4. Querschnitt durch einen Kai.

verspannungen über; das hölzerne Gerippe eines solchen Bauwerkes setzte man auf die Hafensohle; wenn diese nicht fest genug war, mußten die Kisten durch eingerammte Pfähle verstärkt und der Widerstand gegen waagrechte Kräfte vergrößert werden. Abb. 2 zeigt einen Schnitt durch eine derartige Uferbefestigung. Die Ausführungsweise dieser Bauten herrschte bis zum 19. Jahrhundert vor. Die Verwendung von Beton erlaubte den Übergang zu festeren Bauwerken. Die Mitverwen-

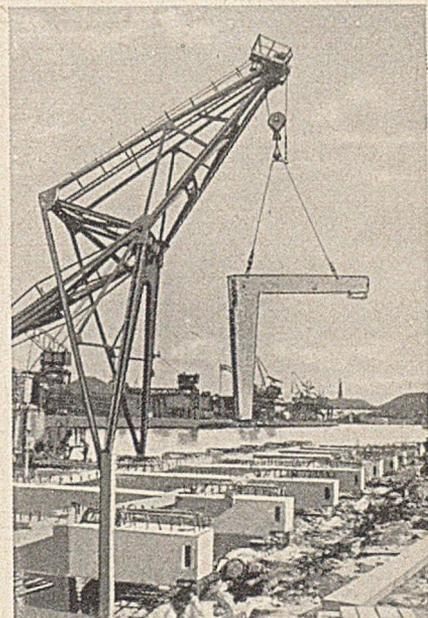


Abb. 3. Einbau eines halbtorförmigen Baugliedes in eine Kaimauer.

nung von Bohlenwänden aus Stahl führte sich um das Jahr 1920 ein. Diese Art der Ausführung wurde jedoch bei den gestiegenen Preisen für die Steinkisten und für die überwiegende Handarbeit sehr kostspielig, so daß man sich bald zum Einbau von fertigen stahlbewehrten Bauteilen entschloß. Abb. 3 zeigt, wie ein halbtorförmiges Bauglied mit einem Kran versetzt wird; es soll die Böschung überspannen und eine bewehrte Platte aufnehmen. Es wiegt 14 t und ist das Hauptelement der Konstruktion. Eine andere Art der Kaibefestigung wird auf der Abb. 4 im Querschnitt dargestellt; es ist eine etwas absonderliche Kaibegrenzung; sie besteht aus einem Be-

tonblock, der mit breiter Fläche auf dem Untergrund liegt, aus Stahlspundwänden, aus schweren Betonbalken und weit gespannten Platten, aus einem abschließenden durchgehenden Mauerkörper an der Wasserseite und aus stützenden Rohrfähren an der Rückseite.

Das Ansteigen des Geländes ist für die skandinavische Halbinsel allgemein festgestellt. Zurückzuführen ist diese Erscheinung darauf, daß durch das Abschmelzen der Gletscher nach der Eiszeit die Auflast geringer wurde. Es ist erwiesen, daß das Ansteigen der Erdkruste dort am größten war, wo die Eisdecke nach den geologischen Forschungen am stärksten gewesen sein muß. Auf diese geologischen Veränderungen muß beim Bau der Hafenanlagen Rücksicht genommen werden. In unserem Zeitalter erreicht das jährliche Ansteigen des Bodens im Norden von Schweden immer noch ein Maß von 11 mm und von 0,4 mm im Küstengebiet von Stockholm.

Der Untergrund nördlich vom Mälarsee besteht aus Granit, weiter nach Süden aus Gneis. Darüber lagern aus der Eiszeit Moränen, die aus Steinen und Kies in stark wechselnden Schichten gebildet und mit tonigem Boden durchsetzt sind. Die Lagen haben oft eine große Widerstandsfähigkeit. Die zu rammenden Pfähle müssen meistens mit Stahlschuhen versehen werden. Dort wo die Tragfähigkeit der Schicht nicht ausreicht, waren voneinander abweichende Gründungen vorzunehmen. Bei nur dünnen tonigen Schichten bis zu 2–3 m Stärke hat man Steine und Kies aufgeschüttet, um den weichen Untergrund zu verdichten. Bei stärkeren Lagen war man gezwungen, sie abzubaggern, bevor man an das Aufschütten heranging. Wenn das nicht genügte, sprengte man Löcher von 5–7 cm Weite. Durch die Erschütterungen verringerte sich der Widerstand des durch den tonigen Boden zusammen-

Die Hafenzirke verteilen sich auf die verschiedenen Stadtteile. Sie und die unterschiedlichen Zweckbestimmungen einzeln aufzuführen, würde über den Rahmen eines kurzen technischen Berichtes hinausgehen. Die Oberflächen der Schuppen und Speicher umfassen 120 000 m². Einige haben Kühlräume erhalten. Durch ein Netz von 65 km staatlicher Eisenbahngleise werden die Hafenanlagen versorgt. Ein Muster der neuesten Kais zeigt der Querschnitt durch einen Schuppenpeicher des Freihafens (Abb. 5). Die Freihafen-Gesellschaft wurde 1925 gegründet. Der Schuppenpeicher ist zur Aufnahme von Durchgangsgütern und für Waren bestimmt, die auf Groß-Stockholm verteilt werden sollen.

Erwähnenswert ist ein großes Kohlenlager für die Gaswerke. Die Kohlen lagern zwischen zwei Steinkistendämmen, von denen einer eine Breite von 23,5 m und der andere in etwas seichterem Wasser eine solche von 20,6 m erhielt. Das Lager überspannt eine Kranbrücke von 120 m Länge. Bis zu $\frac{2}{3}$ der Kohlenmenge wird unter Wasser gelagert, um die Feuersgefahr zu vermindern. Vorgesehen ist ein neuer Petroleumhafen für neuzeitliche große Tanker.

Der Hafen untersteht der Verwaltung durch die Hafendirektion von Stockholm (Stockholms Hamnstyrelse); sie wurde 1909 ungefähr zur gleichen Zeit mit der Londoner Port Authority gegründet. Die Schiffe werden von im Staatsdienst stehenden Lotsen bis an die Hafeneinfahrten geführt; von dort ab leiten städtische Lotsen sie an die vom Hafekommandanten bestimmten Liegeplätze weiter; die Schiffsführer haben sich dessen Anweisungen zu fügen. Es gibt hierfür jedoch keinen Lotsenzwang. Die Stadt selbst besitzt nur zwei kleinere Schlepper; zwei private Gesellschaften verfügen über 17 Schlepper; die größten haben 800 PS. Im laufenden Jahr wird noch ein Schlepper von 1020 PS in Dienst gestellt, der auch zur Feuerbekämpfung Verwendung finden kann und als Eisbrecher dienen soll.

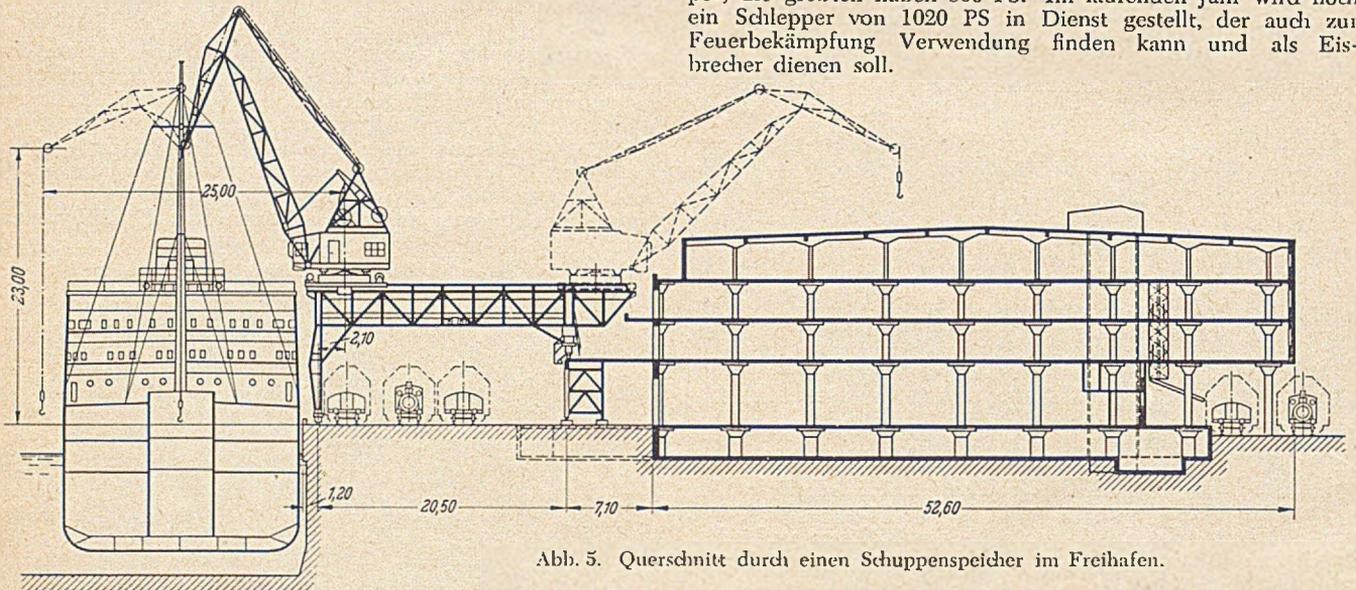


Abb. 5. Querschnitt durch einen Schuppenpeicher im Freihafen.

geballten Gemisches, so daß die Steine und der Kies auf den Grund absanken.

Die Gesamtfläche der Hafenanlagen von etwa 1500 ha Größe erstreckt sich von Westen nach Osten auf eine Länge von 10 km. Die Kais messen 20 km. Über 170 Krane sind in Betrieb, von denen 10 mit einer Hubkraft von 2–60 t auf Pontons stehen. Vor kurzer Zeit ist die Ausrüstung neuzeitlich ausgestaltet worden. Leichte Krane auf Treckern und Karren mit Gabelstaplern wurden in Dienst gestellt.

Die Stadtverwaltung von Stockholm ist zur Zeit mit der Aufstellung eines allgemeinen Bebauungsplanes beschäftigt. Daß die Rücksichtnahme auf die Hafenbelange hierbei eine hervorragende Bedeutung hat, ist selbstverständlich; denn der Hafen ist in erster Linie ein Einfuhrplatz für die Bedürfnisse der Stadtbevölkerung und für die Rohstoffversorgung der Industrie in unmittelbarer und mittelbarer Nähe der Stadt. [Nach Dr. Paul Leimdorfer: Le Génie Civil 130 (1953) Nr. 3352, S. 241.] Erich Bunnies, Hamburg.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Mittag, Martin: Baukonstruktionslehre. Ein Lehr- und Handbuch für den Bauschaffenden über Grundnormen, Baustoffe, Verbindungen, Konstruktionssysteme, Bauteile und Bauarten. Mit den deutschen Normen und techn. Baubestimmungen. 332 S., Gr. 22 · 30 cm, mit 7650 Zeichnungen, 8 vierfarbigen Kunstdrucktafeln. Gütersloh: Verlag C. Bertelmann, 1952. Ganzl. DM 42,—, bei Zahlungen in 6 Monatsraten von je DM 7,70 = 46,20.

Der Berichtersteller hat lange gezögert, dieses Buch zu besprechen, da ihm noch nie ein Buch vorgelegen hat, das mit solch großen Ansprüchen auftritt und auf der anderen Seite

geradezu ein Bemühen zeigt, möglichst eigene Gedanken nicht in Erscheinung treten zu lassen, sondern Inhalt und Aufmachung anderen Veröffentlichungen anzugleichen. Nur in einer Hinsicht trifft dies nicht zu: In dem Bestreben des Verfassers, die verschiedenartigsten Dinge gleich groß darzustellen, wodurch allerdings Wirkungen erzielt werden, die keineswegs einem Buch förderlich sind, das ein „Lehrbuch“ sein will. Es wird damit erreicht, daß z. B. Gewölbe der verschiedensten Größen nicht im gleichen Maßstab, sondern nur gleich groß und damit irreführend erscheinen, während auf der anderen Seite z. B. die Profile der Stahl- und Holz-Fenster viel zu groß wiedergegeben sind. Dadurch wird nicht eine Einheitlichkeit, sondern eine Eintönigkeit erreicht, die durch ein über fast alle

Darstellungen hinweggezogenes Einheitsraster und durch die meist zu kleine Schrift erhöht wird. Die Zeichnungen werden damit auch größtenteils so stark aneinandergerückt, daß sich ihre Begrenzungen kaum voneinander unterscheiden lassen. Damit schadet der Verfasser seinen offenbaren Absichten und dem Fleiß, mit dem er die Dinge zusammengetragen hat. Auffällig ist auch, daß versucht wird, selbst wenig glückliche Bestimmungen der Normen durch Darstellungen zu rechtfertigen, die mit den Normen nicht vertraute Benutzer zu Irrtümern führen müssen. Merkwürdig muß auch die Auswahl des Stoffes berühren. Wenn man eine „Konstruktions-Lehre“ bieten will, so ist die ungenügende Darstellung der Baustoffe unvorteilhaft. Ebenso muß man sich fragen, wieso im haustechnischen Teil nur Zentralheizungen und keine Öfen gezeigt werden, die ja schließlich im sozialen Wohnungsbau immer noch die bedeutendere Rolle spielen. Es wäre also eine gründliche Überarbeitung notwendig, um das zu erreichen, was der Verfasser offenbar beabsichtigt hat.

L. Sautter, Stuttgart

Bautechnik-Archiv, Heft 7. 102 S., Gr. DIN A 5, mit 64 Abb. Berlin: W. Ernst & Sohn, 1953. Geh. DM 9,60.

Das Heft enthält die folgenden Beiträge aus dem Gebiet der Festigkeitslehre:

1. J. J. Rieve: Stabilität I-förmiger Querschnitte unter der örtlichen Lasteinleitung. — Nach Ermittlung der Spannungsverteilung zwischen Gurt und Steg infolge einer Einzellast folgt die Beuluntersuchung mit Hilfe des Ritzschen Verfahrens, die Auswertung von Versuchen und deren Vergleich mit den Rechnungsergebnissen.

2. H. Sasse: Die Typenwertmethode, ein neues Verfahren zur Berechnung von bewehrten und unbewehrten Baukörpern. — Der Vorteil dieser in erster Linie für bewehrte Querschnitte bestimmten Methode ist darin zu sehen, daß mit Hilfe der für den quadratischen Einheitsquerschnitt ermittelten und aus Schaubildern zu entnehmenden Typenwerte durch einfache Ähnlichkeitsbeziehungen die Bemessungsdaten für beliebige Rechteckquerschnitte gefunden werden, so daß die Benutzung von Zahlentafeln entbehrlich wird.

3. E. Gruber: Gekrümmte Faltwerke. — Die Theorie der prismatischen Faltwerke wird auf kreisförmig gekrümmte ausgedehnt und ein Näherungsverfahren für schwach gekrümmte Faltwerke entwickelt.

R. Barbré, Dortmund.

Handbuch für Hafenbau und Umschlagstechnik, herausgegeben von der „Hansa“, Zeitschrift für Schifffahrt / Schiffbau / Hafen, im Auftrag der Hafentechnischen Gesellschaft e. V. 230 Seiten, Gr. 21,5 · 30 cm. DM 15,—.

Die Buchveröffentlichung mit einem Vorwort von Prof. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Agatz, dem Vorsitzenden der HTG, enthält eine ausgewählte Sammlung der in den hafentechnischen Heften der „Hansa“ in den Jahren 1951/1952 veröffentlichten Artikel, der Tagungsvorträge und Ausschlußberichte. Die Mitglieder der Gesellschaft haben damit erstmalig neben den regelmäßig erscheinenden Jahrbüchern Beiträge von grundsätzlichem und bleibendem Wert aus den Arbeitsgebieten der Gesellschaft in einem geschlossenen Band erhalten.

Die Aufsätze sind nach Arbeitsgebieten geordnet. Damit die Leser aus dem umfangreichen Buch, das vorzüglich illustriert ist, leicht die sie interessierenden Artikel entnehmen können, ist dem Inhalt des Buches ein alphabetisches Orts- und Gewässerverzeichnis sowie ein Sach- und ein Verfasserverzeichnis vorausgeschickt. Das Buch gliedert sich nach sechs Hauptabschnitten, und zwar I. Berichte über die Arbeiten der Hafentechnischen Gesellschaft, II. See- und Binnenwasserstraßen, III. Seeschifffahrt und Seehäfen, IV. Binnenschifffahrt und Binnenhäfen, V. Neuere Bauverfahren und Bauwerke in Seehäfen, VI. Hafenumschlagstechnik.

Auf die Abhandlungen im einzelnen einzugehen, würde im Rahmen einer Buchbesprechung zu weit führen. Im Abschnitt I verdienen die Ausschlußberichte über Vereinfachung und Vereinheitlichung der Berechnung und Gestaltung von Uferauffassungen, über Hafenverkehrswege und über Hafenumschlagstechnik besondere Beachtung, im Abschnitt II Aufsätze über die Zufahrten für See- und Binnenschiffe nach den großen deutschen Nordseehäfen, über die Leistungsfähigkeit des Rhein-Herne-Kanals und über die Erosion des Niederrheins und ihr Einfluß auf die Häfen. Im Abschnitt III sind Erfahrungen einer Reise durch die nordwesteuropäischen Häfen, Angaben über den Wiederaufbau der französischen Seehäfen und ihres Verkehrs nach dem zweiten Weltkrieg, über den Hafen von Triest und den Hafen von Alexandria niedergelegt. Im Abschnitt IV nehmen die Beschreibung der Absenkung der Marientor-Sperrschleuse in Duisburg und der Hafenanlagen beider Basel einen breiteren Raum ein. Abschnitt V berichtet

über Spannbeton im Hafenbau, über neuere Ausführung von Seeschiffkajen, über Stahlbetonpontons im Hafenbetrieb, über die neueren Hamburger Kaischuppen-Wettbewerbe in konstruktiver und wirtschaftlicher Beurteilung, über den Wiederaufbau des Europahafens in Bremen und über den Columbusbahnhof in Bremerhafen. Im Abschnitt VI werden Betrachtungen angestellt über den Menschen als Faktor des Hafenumschlags, über Kranausrüstung von Stückguthäfen, über Bewegungsstudien von Stückgutkränen, über moderne Anlagen für Stückgutumschlag und Stand der Umschlagstechnik in den Seehäfen der U.S.A., über allgemeine Hafenprobleme und Umschlagsmethoden im Ausland, insbesondere in den Westhäfen, über Kaigestaltung und Flurförderung, über die Aufgabe der Elektrotechnik in Seehäfen und über die Stromarten für Kaikrane.

Die vorstehende Aufzählung gibt nur annähernd ein Bild von der Vielseitigkeit des Inhalts. Das Buch sei dem Bauingenieur und dem Umschlagsfachmann bestens empfohlen.

Erich Bunnies, Hamburg

VOB-Richtlinien des Bundesministers der Finanzen, Ausgabe 1953, nebst ergänzenden Erlässen mit Erläuterungen von Oberregierungsrat **Walter Daub**, Bonn, 72 S. DIN A 5 mit 6 Anlagen. Düsseldorf-Lohausen: Werner Verlag G.m.b.H., 1953. Kart. DM 4,—.

Die „Vorläufigen Richtlinien für die VOB., Teil A und B“, nach dem Erlaß vom 27. Juli 1953 regeln das künftig bei der Vergabe von Bauarbeiten des Bundes einzuhaltende Verfahren. Nach einer Vereinbarung mit den Bundesministern für Verkehr und für Post- und Fernmeldewesen sollen nach Vorliegen von Erfahrungen „Gemeinsame Richtlinien“ erlassen werden.

Die an die Zusammenstellung der Richtlinien und der einschlägigen Erlasse anschließenden Erläuterungen befassen sich mit kalkulatorischen und kostenkritischen Fragen. Bei der Bewertung von Angeboten, denen nach den neuen Richtlinien Preisergliederungen bestimmter Art beizufügen sind, kommt diesen Fragen besondere Bedeutung zu. Die Veröffentlichung wird dem Unternehmer, der sich um öffentliche Bauten bewirbt, ebenso willkommen sein wie dem Baubeamten.

G. Merkle, Düsseldorf.

Troche, Alfred, Dr.-Ing., o. Prof. an der Techn. Hochschule Hannover: **Holzbau-Bemessungstabellen**, 87 S., DIN A 4, mit 37 Tafeln und 66 erläuternden Beispielen. Hannover: Hermann Schroedel Verlag KG. DM 14,—.

Der Verfasser hat hier seine in den verschiedenen Fachzeitschriften in den letzten 10 Jahren veröffentlichten Holzbau-Bemessungstabellen zusammengestellt und durch einige weitere Tafeln ergänzt. Diese Zusammenstellung kann als ein gelungener Versuch bezeichnet werden, praktisch sämtliche für die Bemessungsaufgaben im Holzbau vorkommenden Rechnungsgänge sowie die erforderlichen statischen Querschnittswerte zusammengefaßt in Tafeln darzubieten, so daß unter Ausschaltung von Zahlenrechnungen — oder oft auch von mehreren Proberrechnungen — rasch dimensioniert werden kann. Neben den Stützen aus Rund- und Kantholz sowie den mehrteiligen Druckstäben werden Biegeträger mannigfacher Querschnittsformen sowie verschiedene Arten des Versatzes behandelt. Die Tafeln für Kehlriegeldächer und Hängewerke gestatten eine rasche Berechnung dieser statisch unbestimmten Tragwerke. — Die gedrängte Form, die oft auf Hilfsgrößen zurückgreifen muß, sollte allerdings jeden Benutzer dieser Tafeln veranlassen, die Ableitungen für die angewandten Berechnungsverfahren in der jeweils angegebenen Veröffentlichung nachzulesen, wodurch in vielen Fällen erst eine sinnmäßige Anwendung möglich und die erforderliche Einsicht in die Zusammenhänge gewahrt wird. — Dem laufend mit der Bemessung von Holztragwerken beschäftigten Ingenieur werden die Tafeln sicherlich gute Dienste leisten. Auch bei Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen können sie mit Vorteil herangezogen werden.

O. Steinhardt, Karlsruhe.

Press, Heinrich, Dr.-Ing., o. Prof. an der Techn. Universität Berlin-Charlottenburg: **Stauanlagen und Wasserkraftwerke**, 1. Teil: Talsperren, 212 S., Gr. 18 · 24,5 cm, mit 326 Abbildungen. Berlin: W. Ernst & Sohn, 1953, DM 26,— geh., DM 30,— geb.

Die zunehmende Bedeutung des Wasserrückhaltes in Stauseen für die Gesamtwasserwirtschaft hat in den letzten Jahren die Weiterentwicklung der Talsperren sowohl in ihrer Gestalt als auch in Bezug auf den Baustoff im In- und Ausland entscheidend gefördert. Es ist daher durchaus angebracht, die neuesten Erkenntnisse beim Bau von Talsperren zusammenfassend der Fachwelt zugänglich zu machen. Von diesem Ge-

sichtspunkt aus ist das vorliegende Werk, welches in übersichtlicher und verständlicher Weise das Gebiet des Talsperrenbaues behandelt, sehr zu begrüßen. Neben dem deutschen Talsperrenbau sind dabei auch ausländische Ausführungen weitgehend berücksichtigt.

Zuerst werden die allgemeinen wasserwirtschaftlichen und bautechnischen Fragen behandelt, die bei jeder Ausführung einer Talsperre vorangehen. Es folgen die Berechnungsweisen und die konstruktiven Einzelheiten der Gewicht- und Bogengewichtsmauern, der Bogenstaumauern, der Schalen- und Kuppelstaumauern sowie der aufgelösten Staumauern.

Anschließend werden die Hochwasserentlastungsanlagen, Grundablässe und Einlaufbauwerke ebenfalls eingehend behandelt. Den Abschluß bilden die Staudämme, die heute eine besondere Bedeutung haben und zur Zeit noch in der Entwicklung begriffen sind.

Die zahlreichen und klaren Abbildungen von in- und ausländischen Sperrn, bei denen die neuen Richtlinien des Fachnormenausschusses berücksichtigt sind, geben dem Praktiker wertvolle Anhaltspunkte für Bau und Berechnung. Das Buch kann sowohl den Wasserbauingenieuren als auch den Studierenden bestens empfohlen werden. P. Böss, Karlsruhe.

Troche, Alfred, Dr.-Ing. ord. Prof. TH. Hannover: Grundlagen des Stahlbetonbaues. 2., Neubearb. u. erweitt. Aufl. (= Samml. Götschen, Bd. 1078). 208 S. mit 75 Abb., 17 Bemessungstabellen und 20 Rechenbeispielen. Berlin: Walter de Gruyter & Co., 1953. DM 2,40.

Es ist nicht einfach, alle Grundlagen, die für die Berechnung der Stahlbetonbauten benötigt werden, auf den Umfang eines Götschenbändchens zu bringen. So liegt der Schwerpunkt des nach langer Pause in zweiter Auflage erschienenen Bändchens auf dem Gebiete der Bemessung der Stahleinlagen. Die einleitenden Kapitel und Abschnitte, insbesondere über die Grundformen des Stahlbetonbaues sowie über den Baustoff, sind außerordentlich stark zusammengedrängt. Die Überarbeitung der alten Auflage ist hier nicht in allen Teilen gelungen.

So hätte beispielsweise bei den Ausführungen über die Sicherheitsfrage die unterschiedliche Behandlung der Beton- und Stahlseite berücksichtigt werden sollen. Für Biegung über zwei Achsen sind keine Angaben gemacht. Die Bemessungsverfahren können nicht alle als glücklich bezeichnet werden. Bei der Bemessung für Biegung wird der Richtwert $\sigma_c/n \sigma_b = v$ eingeführt. Für die vielerlei Stahlspannungen, die heute möglich sind, muß daher zumeist interpoliert werden, was m. E. den Vorteil des geringeren Tafelumfangs nicht wett macht. Die Anwendung der Tafeln über Biegung mit Druck bedingt ebenfalls, daß sich der Benutzer eingehender als bei anderen Büchern mit der Handhabung vertraut machen muß. Die reichliche Beispielsammlung gibt hierfür allerdings eine gute Hilfe. Das Buch bringt weiterhin Angaben über Verbundträger, Verdrehungsbewehrung und über die Bemessung von Spannbetonquerschnitten. Im Hinblick auf die noch nicht sehr umfangreiche Literatur auf diesem Gebiete kann es schon deshalb empfohlen werden. Wer sich mit den Besonderheiten der Bemessungsverfahren vertraut gemacht hat, wird es gut gebrauchen können.

Zähringer, Frankfurt/M.

Schneider, Wilhelm, Dipl.-Ing., Berufsschuldirektor, Bad Kreuznach: Technisches Zeichnen für die Praxis. Eine Einführung in die Grundlagen des technischen Zeichnens. (= Westermanns Fachbücher zur Berufsausbildung). I, 280 S., Gr. DIN C5, mit 590 Abb., Braunschweig: Georg Westermann Verlag 1953. Hln. DM 8,80.

Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau. Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover. Heft 4. 172 S., Gr. 15 · 21,5 cm, mit vielen Abbildungen, Tafeln und Tabellen. Eigenverlag der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover, Hannover 1953.

75 Jahre Staatstechnikum Karlsruhe. Heft 4 der Zeitschrift Baden, Monographie einer Landschaft, 5. Jahrgang 1953. 88 S., Gr. 21 · 30 cm, mit vielen Abbildungen. Karlsruhe: Verlag G. Braun 1953.

Verschiedenes.

Baurat Treiber — 70 Jahre.

In diesen Tagen vollendete Herr Baurat Emil Treiber sein 70. Lebensjahr. Das Lebenswerk dieses hervorragenden Maschinenbauingenieurs ist dem Ausbau unserer Wasserkraft gewidmet. Seine Tätigkeit hat nicht nur auf die Entwicklung seines engeren Faches, sondern auch auf die entwerfsmäßige

und bautechnische Entwicklung unserer Wasserkraftanlagen überhaupt einen tiefgehenden Einfluß ausgeübt.

Am 3. 11. 1883 ist er in Stuttgart geboren: in einer der Hauptstädte des schwäbisch-alemannischen Stammes, dem offenbar für den Maschinenbau im allgemeinen und für den Turbinenbau im besonderen eine ganz außergewöhnliche Begabung gegeben ist. Seine Jugend verbrachte er in Stockerau bei Wien, wo sein Vater eine Maschinenfabrik besaß. Seine Studien schloß er 1908 mit der Diplomprüfung an der T.H. Stuttgart ab.



Nach kurzer Tätigkeit bei den Maschinenfirmen Rieter in Winterthur — der späteren Firma Escher-Wyss, Zürich — und Voith in Heidenheim übernahm er 1912 für den Ruhrtalesperrenverein die Bearbeitung der Turbinen der Möhne- und Listeralsperren. Damit begann jene Richtung seiner Tätigkeit, der er seitdem durch mehr als 40 Jahre treu geblieben ist: die Bearbeitung des maschinellen Teiles von Wasserkraftanlagen für den Bauherrn. Es können hier nur die wichtigsten Anlagen genannt werden, die er in der Folge betreut hat: das Murgwerk, das Schwarzenbachwerk und das Schluchseewerk, die Anlage Klingnau an der Aare, die Kraftwerke Töging, Wasserburg, Teufelsbruck, Gars, Ering, Eggling, Neu-Ötting und — als vorläufig letztes Innwerk — Braunau am Inn. Für die Innwerk AG. war Treiber erstmals 1919 verpflichtet. Seit 1934 ist er bis heute ohne Unterbrechung dort tätig. Als im Jahre 1938 dem Konzern der VIAC, dem seinerzeit die Innwerk AG. angehörte, große Aufgaben in Österreich zufielen, übernahm T. in gewohnter Weise den maschinellen Teil. Hier sind vor allem

das Tauernkraftwerk Kaprun und die Draukraftwerke Schwabegg, Lavamünd, Unterdrauburg und Marburg zu nennen.

Neben der Bearbeitung dieser und einer großen Zahl von weiteren kleineren Werken, deren maschineller Teil ihm im ganzen anvertraut war, lief die Beratung für eine Unzahl von weiteren Anlagen. Als eine der markantesten davon sei hier das Rheinkraftwerk Ryburg-Schwörstadt genannt. Es wird in Süddeutschland und in Österreich kaum eine größere, mit Wasserkraftanlagen befaßte Unternehmung geben, die nicht zumindest in Sonderfragen bei Treiber Rat und Hilfe gesucht und gefunden hat. Zahllose Anregungen für den Entwurf haben sich dabei ergeben. Der Turbinenbau sowie der Stahlwasserbau verdanken seiner Tätigkeit den Anstoß zu einer großen Zahl von teilweise umwälzenden Neuerungen.

Neben seiner praktischen Tätigkeit fand T. auch Zeit zu literarischer Betätigung. Dem Bauingenieur ist von seinen Veröffentlichungen wohl am bekanntesten der maschinentechnische Abschnitt in dem Werke von Ludin über Wasserkraftanlagen.

Wir wünschen unserem Jubilar noch viele Jahre erfolgreicher Tätigkeit!
H. Grassberger, Steyr.

W. Bernatzik †.

Am 19. September 1953 verschied Herr Prof. Dr. techn. Walter Bernatzik in Benediktbeuren (Obb.) im Alter von 54 Jahren; er folgte wenige Monate später seinem Bruder, dem bekannten Afrikaforscher Hugo Bernatzik.

B. studierte an der Techn. Hochschule Wien und begann seine praktische Tätigkeit im Projektionsbüro der Fa. Wayss & Freytag AG. 1926 in Düsseldorf und später in Berlin. 1929 trat er in die Dienste der türkischen Regierung als Bauleiter der Angora-Sperre. 1931 kam er an die Techn. Hochschule Wien zu Prof. K. v. Terzaghi als Assistent, wo er 1932 mit der Dissertation „Die Formänderungen von Schüttungen unter kreisförmigen Lastflächen“ zum Dr. techn. promovierte.

Auf Anregung von v. Terzaghi, der 1931 für die Mailänder Firma G. Rodio die Abdichtung des Untergrundes der Bou Hanifia-Sperre in Nordafrika studierte, trat Bernatzik in die Dienste dieser Firma und leitete 1932 Großversuche auf der Baustelle. Er übernahm anschließend die Leitung des bodenmechanischen Institutes der Firma Rodio in Paris und erwarb sich eine ausgedehnte Kenntnis der Verprefstechnik, die ihm den Ruf eines hervorragenden Fachmannes auf diesem

Gebiet im In- und Ausland eintrug. 1938 schied er bei der Firma Rodio aus und übernahm nach einjähriger freiberuflicher Tätigkeit 1939 die Leitung des Erdbau-Laboratoriums an der Techn. Hochschule Dresden, wo er einen Lehrauftrag über Bodenmechanik erhielt und 1943 zum Honorarprofessor ernannt wurde. Beim Zusammenbruch verließ er 1945 die Ostzone und leitete bis 1948 die Filiale Innsbruck der Siemens-Bauunion. Von 1949 an widmete sich Bernatzik ausschließlich den Fragen der Zementeinpressung und der Möglichkeit von Bauwerkshebungen, letztere in Zusammenarbeit mit Dr.-Ing. Luetkens. Mit M. Pleinthner gründete er ein Beratungs- und Forschungsinstitut für Baugrundfragen. Als Leiter des Arbeitskreises „Untergrunddichtung“ in der „Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau“ versuchte er sein großes Wissen weitesten Kreisen zugänglich zu machen. Von seinen zahlreichen Veröffentlichungen seien nur die bedeutendsten 5, nämlich das Buch Baugrund und Physik, Zürich, 1947, ferner die Aufsätze Hebungsverfahren mit Zementeinpressungen, Der Bauingenieur 26 [1951], S. 107, Die Unterfangung der „Alten Karlsburg“ mit Zementeinpressungen, Die Bauwelt 43 (1952), S. 280, Anheben des Kraftwerks Hessigheim am Neckar mit Hilfe von Zementeinpressungen, Bautechnik-Archiv (1952), H. 8, besonders genannt. Seine letzte, noch nicht veröffentlichte Arbeit ist der Beitrag „Bohrungen und Injektionen“ im geplanten Grundbautaschenbuch.

Bernatzik hat sich einen anerkannten Platz in der Fachwelt erworben. Mit der Gediegenheit seiner Arbeit verband sich ein besonderer Weitblick und Beharrlichkeit. Seine Kollegen und Mitarbeiter sowie die Fachwelt werden ihm stets ein ehrendes Andenken bewahren.

R. Jelinek, München.

Hugo Seitz †.

Am 6. Oktober 1953 verschied Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Hugo Seitz in Dehra Dun (Indien) nach kurzer Krankheit im Alter von 61 Jahren. Ein weltweit geachteter Ingenieur mit hohen persönlichen Eigenschaften, ein lieber hilfsbereiter Freund, eine führende Persönlichkeit des Ingenieurholzbaues ist von uns gegangen.

Von 1919 bis 1946 war Hugo Seitz bei der Karl Kübler AG. Stuttgart tätig, schon frühzeitig als Oberingenieur der weithin bekannten Abteilung Holzbau; seit 1946 wirkte er als beratender Ingenieur und Leiter des Holzbauverbandes in Stuttgart. Er hat an der Entwicklung des Ingenieurholzbaues tiefgehend und umfassend teilgenommen und die Arbeit der Fachausschüsse für DIN 1052, 1074, 4074 usw. mannigfach angeregt und befruchtet; seine Veröffentlichungen, vor allem sein Buch „Grundlagen des Ingenieurholzbaus“, Aufsätze in der Bautechnik 7 (1929), S. 741, 10 (1932), S. 23, 14 (1936), S. 37, 17 (1939), S. 397, 18 (1940), S. 404, 19 (1951), S. 147, ferner in Holz als Roh- und Werkstoff (1940), S. 240 (1952), S. 357 und S. 432, auch seine Beiträge zum Taschenbuch Hütte gaben Zeugnis von uneigennützigem und sorgfältigen Untersuchungen für den Holzbau. Auch sei an die Untersuchungen über den Winddruck auf Funktürme [Bautechnik 10 (1932), S. 647] und an die vorbildliche konstruktive Gestaltung der Baracken des Reichsarbeitsdienstes, die Seitz mit der ihm eigenen Umsicht begleitete, erinnert.

Die Technische Hochschule Hannover hat an die Verdienste des Verstorbenen um die fortlaufende Verbesserung des Holzbaus und um die dabei geleistete wissenschaftliche Betrachtung im Jahr 1950 durch Verleihung der Würde des Dr.-Ing. E. h. erinnert. Im Frühjahr 1953 folgte Seitz einer Aufforderung der indischen Regierung als Berater für den Holzbau.

O. Graf, Stuttgart.

Grünzweig & Hartmann AG., Ludwigshafen am Rhein,

die größte und älteste Isoliermittelfabrik Europas für das Gebiet des Wärme-, Kälte- und Schallschutzes, feiert in diesem Jahr ihr 75jähriges Bestehen. Wer in der Industrie, besonders in der Wärme- und Kältetechnik oder im Bauwesen mit Isolierungen zu tun hat, kennt die Markennamen „SILLAN-Steinwolle“, „NOVOLAN-Steinwolle“, „EXPANSIT-Korkstein“, „IPORKA-Kunstharzschaumstoff“ und „DIATOMIT-Kieselgurstein“. Die Firma besitzt neben dem Stammhaus in Ludwigshafen am Rhein und den Zweigwerken in Hützel/Soltau und Kissing/Augsburg in allen größeren Städten Niederlassungen und Zweigbüros. Auch im Ausland hat das Unternehmen einen Namen durch seinen beachtlichen Export an Spezialisierstoffen und Montageleistungen in allen Erdteilen. Es dürfte sich auch in diesem Fall erweisen, daß Erfahrungen aus 75 Jahren Fabrikation und Anwendungstechnik und der damit errungene Ruf eines Unternehmens eine wertvolle Sicherheit für den Auftraggeber bedeuten.

Zuschrift

zu dem Aufsatz H. Körner: Der Zeiteinfluß bei der mechanischen Beanspruchung fester Stoffe. Bauingenieur 28 (1953), S. 12.

So beachtlich die Bemühung des Verfassers auch ist, die Maxwell'sche Relaxationstheorie für die plastische Verformung fester Stoffe auf die Materie Beton in Anwendung zu bringen, so kann doch der obige Aufsatz nicht ganz unwidersprochen bleiben.

Ein Vergleich der von Mörsch: Statik der Gewölbe und Rahmen, entnommenen Abb. 6, die den experimentell ermittelten Verlauf der Kriechfunktion darstellt, mit der entsprechenden Kurve in Abb. 4 ($t\epsilon$ -Ebene), die K. durch Auswertung des Ansatzes von Maxwell erhielt, ergibt eine ausgesprochene Divergenz.

Die Ursache dieser Nichtübereinstimmung dürfte zunächst darin zu suchen sein, daß der Maxwell'sche Ansatz, ursprünglich für amorphe Stoffe [1] aufgestellt, nicht ohne weiteres auf Beton angewendet werden kann. Er geht nämlich in keiner Weise auf den Mechanismus des Betonkriechens ein, der vorwiegend durch die Dynamik des Porenwassers beeinflusst wird, wie schon Pucher: Lehrbuch des Stahlbetons, ausführte.

Zum anderen aber kann aus dem „räumlichen“ Diagramm Abb. 4 bzw. 5 nicht nachträglich die Verformung bei konstanter bzw. linear mit der Zeit anwachsender Spannung abgelesen werden, denn diese „Spannungsfläche“ $\sigma = f(\epsilon, t)$ ist aus der Differentialgleichung (3) $\frac{d\sigma}{dt} = E \frac{d\epsilon}{dt} - \frac{\sigma}{T}$ dadurch entstanden,

daß bereits $\epsilon = \text{konst.}$ gesetzt wurde. Vielmehr kommt man direkt zu der von K. in Abb. 4 gesuchten Lösung, wenn man nunmehr $\sigma = \text{konst.}$ in Gl. (3) einsetzt. Die Integration der Gleichung $0 = E \frac{d\epsilon}{dt} - \frac{\sigma}{T}$ führt zu $\epsilon = \frac{\sigma}{E} \left(1 + \frac{t}{T}\right)$, welches ein zeitproportionales Kriechen bedeuten würde und dem tatsächlichen Verhalten des Betons eben nicht gerecht wird.

Wenn K. in Abb. 7 versucht, den Anschluß an den experimentellen Befund für die Lösung von Gl. (3) zu erreichen, so muß er feststellen, daß die Relaxationszeit T , die er als Konstante angesetzt hat, als eine ziemlich verwickelte Zeitfunktion herauskommt. Die Integration von Gl. (3) hätte demnach über ein zeitlich-variables T erfolgen müssen, was allenfalls über einen Potenz-Reihenansatz möglich wäre, aber zur Einführung von weiteren, physikalisch bedeutungslosen Konstanten zwingen würde. Von einem „Naturgesetzlichen Charakter“ des Maxwell'schen Ansatzes sollte man daher gerade in Bezug auf die Materie Beton vorerst nicht sprechen.

Der in Abb. 5 dargestellte Fall einer proportional der Zeit ansteigend aufgetragenen Spannung ist durch Einsetzen von $\sigma = at$ in Gl. (3) zu erledigen. Der Vollständigkeit wegen sei hier die Lösung $\epsilon = \frac{a}{E} \left(t + \frac{t^2}{aT}\right)$ angeführt.

K. hat sicher recht, wenn er in diesem Zusammenhang auf die Notwendigkeit hinweist, bei der Aufnahme der gewöhnlichen Spannungs-Dehnungslinien den Zeiteinfluß in stärkerem Maße als bisher zu beachten und etwa in einem Nebendiagramm anzugeben, wie die Belastung erfolgte.

Dipl.-Phys. E. Walloschke, Hannover

I. A. Kochendörfer; Z. angew. Phys. 5 (1953), S. 78.

Erwiderung.

Herrn Dipl.-Phys. E. Walloschke danke ich für seine Zuschrift und stimme ihm darin bei, daß von einem naturgesetzlichen Charakter des Maxwell'schen Ansatzes in Bezug auf die Materie Beton zunächst nicht die Rede sein kann.

H. Körner, München

Internationale Tagung der Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Materiaux et les Constructions (R. I. L. E. M.).

Die Tagung, die an 3 Tagen der am 11. Januar 1954 beginnenden Woche in Paris XV^e, 12, rue Brancion, stattfinden soll, wird das Problem der zerstörungsfreien Betonprüfung behandeln. Alle Fachkollegen, die sich mit dem Problem praktisch oder theoretisch beschäftigt haben, sowie alle sonstigen Interessenten sind zur Teilnahme eingeladen. Der genaue Termin und das Programm im einzelnen werden noch bekanntgegeben. Auskünfte erteilt: M. Robert L'Hermite, Directeur des Laboratoires du Bâtiment et des Travaux Publics, 12, rue Brancion Paris XV^e.

Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 80 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Schaufellader.

Unter den verschiedenen Ausführungsformen für *Schaufellader*, die auf der diesjährigen Technischen Messe in Hannover gezeigt wurden, fiel der neue Lader der Maschinenfabrik *Hubert Zettelmeyer*, Konz bei Trier, als eigens für die Ladearbeit konstruiertes Gerät gegenüber den Anbaugeräten auf serienmäßigen Schleppern auf. Abhängig vom Raumgewicht des Schüttgutes wird der Lader mit



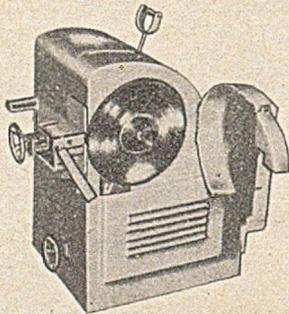
Zettelmeyer-Schaufellader HK I, 30 PS-Dieselmotor, Gewicht 3350 kg.

einer Schaufel von 400 l oder von 620 l Inhalt ausgerüstet. Die angetriebene Achse mit den auffallend großen Vorderrädern liegt unter der Ladevorrichtung, der Fahrersitz ist weit nach vorn gerückt, so daß die Hauptlast über der Treibachse zusammengefaßt ist. Als Antriebsmotor dient ein luftgekühlter 30 PS-Deutz-Dieselmotor mit 4 Vorwärts- und 4 Rückwärtsgängen für Geschwindigkeiten zwischen 3 und 20 km/h. Die Schaufelbewegungen werden vollhydraulisch gesteuert.

Hi.

Trennschleifmaschine.

Eine neuartige *Trennschleifmaschine* entwickelte die Firma *Lämmermann & Co.*, Zirndorf b. Nürnberg. Die verschiedenen Nachteile bisheriger Konstruktionen, u. a. zu kleine Schnittgeschwindigkeit und ungenügender Schnittdruck bei Abnutzung der Trennscheibe, Anlaufen des Materials und starke Gratbildung, sind bei diesem



Trennschleifmaschine Fabrikat Lämmermann, 12 PS-Motor.

Gerät behoben. Mittels Handrades kann die Drehzahl der Trennscheibe weitestgehend reguliert werden. Bringt man einen Markierungsstrich mit dem jeweiligen Trennscheibendurchmesser zur Deckung, ergibt sich automatisch die richtige Umfangsgeschwindigkeit.

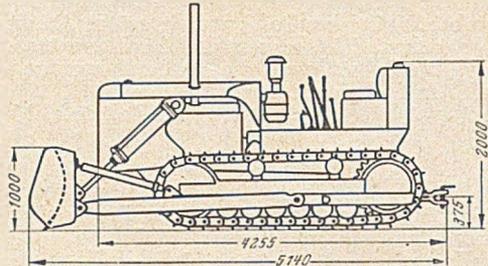
Bei Verstellung des Handrades wird gleichzeitig der Schwenkhebel, der die Trennscheibe trägt, verstellt, so daß der kleine, nur 2 mm betragende Anlaufweg der Scheibe zum Werkstoff bewahrt bleibt. Lange Anlaufwege bis zum Schnittanfang bewirken oft ein zu kräftiges Ansetzen der Trennscheibe an den Werkstoff und ver-

größern die Bruchgefahr. Der Antrieb der Schleifscheibe erfolgt durch einen 12 PS-Motor über Regelkeilriemen und Spezialflachriemen. Der Preis des Gerätes entspricht dem einer guten Bügelsäge. Die Trennscheiben stellen sich nicht wesentlich teurer als gute Bügelsägeblätter. Das Gerät eignet sich zum Trennen von Eisen und NE-Metallen aller vorkommenden Abmessungen. Der Zeitaufwand beträgt nur einen Bruchteil der Sägezeit.

Th.

Planierraupe.

Die steigende Bedeutung, die dem gleislosen Erdbau auch in Deutschland zuerkannt wird, spiegelt sich deutlich im Bauprogramm der Firmen *Carl Kaelble* und *Gmeinder & Co.*, Mosbach (Baden), wieder. Die neue 100 PS-Planierraupe Type PR 610, eine Gemeinschaftsarbeit beider Firmen, kann mit Quer- und Schwenkschild, mit Meiller Überkopflader und mit Doppeltrommelwinde ausgerüstet



Kaelble-Gmeinder-Planierraupe mit Schwenkschild, 100 PS-Dieselmotor, Gewicht 11 t.

werden. Die Lenk- und Schildbewegung wird hydraulisch gesteuert. Zu erwähnen sind ferner die verschiedenen Verbesserungen an der Planierraupe Type PR 630 gegenüber der bisherigen Type PR 125. Eine verbesserte Schaufelhydraulik gestattet ein genaueres Planieren, die im Blickfeld eingezogene Stirnwand und die neuartige Anordnung der Arbeitszylinder geben dem Fahrer eine bessere Sicht, eine größere Kupplung verringert den Verschleiß und die größere Kettenauflage bringt eine erhöhte Standsicherheit. Das Bauprogramm für geländegängige Erdtransportwagen wurde gleichfalls erweitert. In Verbindung mit der Firma F. X. Meiller, München, entwickelte Kaelble einen 2 Achs-Hinterkipper Type KV 832 E, 8,5 m³, Nutzlast 16 t und einen 3 Achs-Hinterkipper Type KDV 832 E, 10—12 m³, Nutzlast 22 t. Als Antrieb bei beiden Fahrzeugen dient ein 200 PS-Dieselmotor. Der hohe Kippwinkel von 70° gibt die Gewähr für eine einwandfreie und schnelle Entleerung. Interessant ist der Hebelmechanismus mit hydraulischem Rückzug für die Entleerung. Die Kippzeit beträgt etwa 18 sec. Das vielseitige Bauprogramm der Firma Kaelble umfaßt schließlich noch die bekannten Motorwalzen.

Th.

Fusion Dolberg — Glaser & Pflaum.

Die Firma Glaser & Pflaum, ein Tochterunternehmen der Firma Fried. Krupp, hat sich am 1. 10. 1953 mit der Firma R. Dolberg AG., Dortmund, deren Aktien sich seit einiger Zeit im Besitz der Firma Glaser & Pflaum bzw. der Firma Krupp befanden, zu der Firma *Dolberg — Glaser & Pflaum GmbH.* zusammengeschlossen. Sitz des neuen Unternehmens ist Essen. In der Bundesrepublik werden elf Niederlassungen unterhalten, während sich Fabriken in Dortmund und Berlin-Rudow befinden. Die Belegschaft zählt insgesamt rd. 900 Personen.

Das Unternehmen betreibt die Fabrikation von Industrie- und Feldbahnen, Baumaschinen und Baugeräten sowie den Handel hiermit. Neben anderen Geräten besteht eine besonders große Nachfrage für den vor etwa 2 Jahren entwickelten Kleinbagger, der sich infolge seiner vielseitigen Einsatzmöglichkeit und des leichten Transportes mittels Lastkraftwagen großer Beliebtheit erfreut.

Einbanddecken für „Bauingenieur 1953“.

Den Beziehern des „Bauingenieur“ stehen wieder Einbanddecken für den Jahrgang 1953 zur Verfügung. Preis der Decke DM 3,20. Bestellungen sind zu richten an Ihre Buchhandlung oder an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

