

DER BAUINGENIEUR

18. Jahrgang

10. Dezember 1937

Heft 49/50

REISEEINDRÜCKE VOM AMERIKANISCHEN ERDBAU.

Von Professor Dr. Georg Garbotz, Berlin.

Während im Wasserbau der Vereinigten Staaten wohl nur die Ausbildung der Fangedämme und im Betonbau vor allem die Einheitlichkeit in der Wahl der Mittel für die Aufbereitung, den Misch-, Förder- und Einbringvorgang bei dem deutschen Baufachmann nachhaltige Eindrücke hinterlassen, zeigt der Besuch amerikanischer Erdbaustellen Ausmaße und Mittel, die etwas völlig Neues darstellen. Dabei sollen im folgenden, um die Darstellung nicht zu sehr in die Breite gehen zu lassen, die zahlreichen Verwendungsmöglichkeiten der Bänder, die teilweise stark an unsere Absetzapparate erinnern oder das Lösen und Fördern der Massen bei Naßerbewegungen auf dem Wege des Abspritzens, der Saugbagger und Spüler nicht behandelt werden.

So wird die Größe der Aufgaben beispielsweise durch folgende Zahlen anschaulich:

1. Der Florida-Schiffahrtskanal von Mayport nach Port Inglis am Golf von Mexiko erfordert bei einer Länge von 135 km (ohne 160 km Flußvertiefungen) Erd- und Felsbewegungen in der Größe von $310 + 130$ Mio m^3 bei einem Kostenaufwand von etwa 365 Mio RM.
2. Beim San Gabriel Dam Nr. 1 sollen täglich 23 000 m^3 bis zu einer Gesamtmenge von 8 Mio m^3 eingebracht werden. [1]
3. Bei der Muskingum-Regulierung mit einem Einzugsgebiet von 10 000 km^2 werden 7 Mio m^3 Boden und 700 000 m^3 Fels für den Bau von 13 Dämmen mit einem Kostenaufwand von 94 Mio RM in zwei Jahren verarbeitet [2].
4. Bei der 750 km langen Blue Ridge Parkway-Straßenbauarbeit, durch die der National-Park in Virginia mit dem

National-Park in Nord-Carolina verbunden werden soll, sind etwa 7 Mio m^3 Erde und Fels unter schwierigsten Verhältnissen, aber meist auf kurze Entfernungen von $750 \div 2000$ m zu bewegen [3].

Schon bei Besprechung des amerikanischen Straßenbaues¹ wurde vom Verfasser darauf hingewiesen, daß zwei Dinge das Gesicht der amerikanischen Erdbaustelle beeinflussen: das zunehmende Eindringen neuartiger, teilweise den Transport mit übernehmenden Sondergeräten in die Arbeitsbereiche des Löffelbaggers und der völlige Ersatz des Schienentransportes durch geländegängige Fahrzeuge.

Wieweit dabei der Amerikaner sich bei der Wahl der Geräte zum Abtragen der Massen von den verschiedenartigsten Überlegungen, wie Gesamtmassen, Bauzeit, Gelände, Bauwerk, Leistung, Bodenart, Lage der Baggerschächte und Kippe, Wege zwischen beiden, Fahrwerk, Antriebsenergie, Ersatzteilbeschaffungs- und Reparaturmöglichkeit usw. leiten läßt, geht aus der Aufstellung hervor, mit der A. J. Ackerman, der leitende Maschineningenieur der Tennessee-Bauverwaltung, die auftauchenden Schwierigkeiten zusammenfaßt (Zahlentafel 1).

I. Die Geräte zum Abtragen der Massen.
Nach zwei Richtungen lassen sich die in Amerika verwendeten maschinellen Hilfsmittel beim Bodenabtrag gruppieren:

¹ Reiseeindrücke vom amerikanischen Straßen- und Erdbau. Straßenbau 28 (1937) S. 147. — Reiseeindrücke vom amerikanischen Straßenbau. Beton u. Eisen 36 (1937) S. 241.

Zahlentafel 1. Amerikanischer Erdbau. Die Einflüsse auf die Baggerleistung.

Baggerart	örtliche Verhältnisse	Bodenverhältnisse	Geräteverhältnisse	Betriebsverhältnisse
Eimerseil-, Löffel-, Kabel-Bagger, Bulldozer	<ol style="list-style-type: none"> 1. Art des Geländes 2. Untergrund <ol style="list-style-type: none"> a) schlammig, fest b) fest c) planiert d) nicht planiert e) sandig f) felsig 3. Förderweite 4. Förderhöhe 5. Aushubtiefe 6. Brennstoff- und Ersatzteilbeschaffungsmöglichkeiten 7. Wetter 8. Behinderung durch andere Bauwerke 9. Bauzeit 10. Energieart 11. Höhenlage 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Bodenart <ol style="list-style-type: none"> a) Sand b) Kies c) Fels d) Letten 2. Stückgröße 3. Feuchtigkeitsgehalt 4. Fremdkörper im Boden 5. Materialgewicht 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Art und Größe des Grabgefäßes 2. Drehwinkel 3. Nötige Reichweite vom Lösen bis Entleeren 4. Ausschütthöhe 5. Fahreigenschaften bei verschiedenem Untergrund 6. Geschwindigkeiten 7. Güte und Betriebssicherheit 8. Art und Zuführungsmöglichkeit des Brennstoffes 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Zahl der Geräte 2. Abbeförderungsart für den Aushub 3. Erfahrung und Leistung des Personals 4. Lage der Einschnitte, Rampen und Wege 5. Materialablagerung 6. Art der Kippen
Naßbagger	<ol style="list-style-type: none"> 1. Förderweite 2. Hindernisse wie Bäume, Wurzeln usw. 3. Land- oder Wasserweg zur Entladestelle 4. Saug- und Förderhöhe 5. Verankerungsmöglichkeiten 6. Brennstoff- und Ersatzteilbeschaffungsmöglichkeit 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Bodenart 2. Stückgröße 3. Verschleißwirkung des Materials 4. Fremdkörper im Boden 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Art der Pumpe, Saug- und Druckleitung 2. Länge der Leitung 3. Saughöhe 4. Druckhöhe 5. Antrieb des Cutters 6. Güte und Betriebssicherheit 7. Art und Zuführungsmöglichkeit des Brennstoffes 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Baggertiefe 2. Antriebsart 3. Führung des Druckleitungsendes 4. Ablagerung des Materials 5. Erfahrung und Leistung des Personals 6. Lage der Baggerstelle 7. Lage der Zusatzpumpen 8. Materialzufuhr zum Bagger, saugend oder zugespült

- a) nach der Abtragshöhe kann man die Löffel-, Greif-, Eimerseil-, Kabelbagger und anderen Geräte trennen von den nur für geringe Grabhöhe in Frage kommenden Gradern, Schrappern, Elevating-Gradern, Planier-Eimerkettenbaggern, Bulldozern u. ä.;
- b) nach der anschließenden Abbeförderung der Massen wird man die Löffel-, Greif- und Eimerseilbagger zusammenfassen mit den Planier-Eimerkettenbaggern, den Elevating-Gradern u. ä., die im Gegensatz zu den Kabelbaggern, Gradern, Bulldozern usw. für die Abbeförderung der Massen besondere Geräte erfordern, bei denen ja gegenüber der ersten Gruppe auf geringe Entfernung die Abbeförderung zusammen mit dem Lösen vom gleichen Gerät erledigt wird.

Der Löffelbagger. Selbstverständlich ist auch heute der Löffelbagger noch immer das am meisten gebrauchte Gerät für größere Abtragshöhen, wie schon aus der großen Zahl der Baggerfirmen der Liste auf S. 779 hervorgeht. Seine durch das Raupenfahrwerk und den Motorantrieb (in wachsendem Maße nicht zu schnellaufende Dieselmotoren) gesteigerte Freizügigkeit und die Ausstattung mit der Universalbaggerausrüstung [4] haben seine Beliebtheit in den letzten Jahren noch vergrößern können. Hinzukommt, daß man auch in Amerika durch die Aufnahme der Schweißung die Gewichte herunterzusetzen in der Lage war, daß vielfach Wälzlager und hochwertige Materialien ihn nahezu unverwundlich machen, und schließlich vor allem die Grabkräfte des Löffelbaggers diesen für schwersten Bodenabtrag, vor allem auch im Steinbruch, als bestgeeignet erscheinen lassen (Zahlentafel 2). Dabei ist auffällig, daß vor allem die kleineren Größen von 1—1,5 m³ Löffelinhalt bevorzugt, und daß damit ungewöhnlich hohe Leistungen erzielt werden (Abb. 1 u. Zahlentafel 3). Dem gegenüber tritt der Greifbagger, wie auch in Deutschland, zurück.

Der Eimerseilbagger. Dagegen hat der in Deutschland so gut wie gar nicht verwendete Eimerseilbagger, besonders vermöge seiner größeren Reichweite und seiner Fähigkeit, unter Planum und aus dem Wasser greifen zu können, dem Löffelbagger auf zahlreichen Gebieten des Erd- und Wasserbaues, vor allem bei

Zahlentafel 3. Amerikanischer Erdbau.
Höchstleistungen von Baggern.

Bodenart	Multiplikator		
	Löffel	Eimerseil	Greifbagger
Leichter bindiger Boden	1,00 ÷ 1,15	1,00 ÷ 1,15	1,00
Leichter Boden, Sand,			
Kies	0,80 ÷ 0,90	0,80—0,90	0,80
Letten mit Kies	0,65 ÷ 0,75	0,65—0,75	0,50
Schwerer Letten mit			
Steinen	0,50 ÷ 0,65	0,45—0,65	0,40
Gesprengrter Fels, harter,			
schwerer Letten	0,35 ÷ 0,45	0,30—0,40	0,20

den großen Flußregulierungen [5, 6], recht erfolgreiche Konkurrenz gemacht, besonders nachdem man in der verschiedenartigsten Ausgestaltung des Schürfkübels und seiner Aufhängung sowie den wechselnden Arbeitsgeschwindigkeiten Mittel gefunden hat, diesen weitestgehend der Bodenart und der Abtragshöhe oder -tiefe anzu-

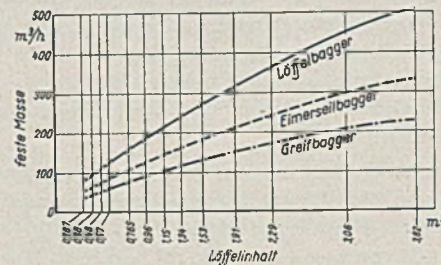


Abb. 1.
Leistungen von Baggern.

passen. Die Abstützung des Gerätes auf Schreitfüßen [7, 8] (Abb.2) durch die die Bodenpressung von 0,8 ÷ 1,1 kg/cm² auf 0,4 ÷ 0,5 kg/cm² heruntersetzt werden konnte und der Bagger von Witterungseinflüssen nahezu unabhängig wurde, und die dadurch stark vereinfachte Ortsveränderlichkeit und Steuerfähigkeit waren die Ursache, daß dieser Monighan-Bucyrus-Schreitbagger mit Inhalten

Zahlentafel 2. Amerikanischer Erdbau. Löffel-, Eimerseil- und Greifbagger.

Inhalt	Antriebsleistung	Fahrgeschwindigkeit	Löffelbagger						Eimerseil- u. Greifbagger								Kran			Dienstgewicht	Preis			
			Schwenken bei 90° Drehwinkel	Länge		Ausleger Neigung 45°		Inhalt	Ausleger-Länge	Eimerseilbagger				Greifbagger				Ausleger-Länge	Größte Tragkraft bei Ausladung			Größte Hakenhöhe		
				Ausleger	Löffelstiele	Ausschütthöhe	Reichweite bei größter Ausschütthöhe			Größte Reichweite	Neigungswinkel des Auslegers	Ausschütthöhe	Gewicht d. vollen Schürfkübels	Größte Ausschütthöhe	Größte Ausschütthöhe	Ausschütthöhe bei gr. Ausschütthöhe	Größe Reichweite		kg				m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	
m ³	PS	m/s	s	m	m	m	m	m	m ³	m	°	m	kg	m	m	m	m	m	m	kg	m	m	kg	RM
0,287	35	0,42	15	3,97	3,36	3,66	4,88	6,1	0,287	8,55	42	7,02	830	4,27	6,41	4,58	5,8	8,54	3170	3,05	8,24	7240	15000	
0,383	54	0,635	16	4,88	3,97	4,27	5,8	7,02	0,383	10,7	33	9,77	1270	4,58	7,94	6,1	9,15	10,7	5450	3,66	10,3	12700	17500	
0,478	60	0,36	17	4,88	3,97	4,27	5,8	7,02	0,478	10,7	35	9,77	1500	4,58	7,02	5,5	9,15	10,7	5900	3,66	10,3	14500	18750	
0,574	76	0,36	17	5,5	4,27	4,58	6,41	7,94	0,574	10,7	35	9,77	2270	4,58	7,32	6,41	10,7	10,7	9530	3,66	10,3	22700	26500	
0,765	105	0,36	18	5,8	4,58	4,88	7,63	8,85	0,765	12,2	30	12,2	2720	4,58	8,54	7,32	11,0	12,2	14500	3,66	11,9	31800	33000	
0,957	115	0,317	19	6,1	4,88	4,88	7,94	9,46	0,957	13,7	30	12,2	3090	4,88	9,76	8,24	10,7	13,7	17700	3,66	13,7	36700	36300	
1,15	132	0,317	20	6,41	4,88	4,88	7,94	9,46	1,15	13,7	34	12,8	3500	5,5	9,76	8,24	11,3	13,7	22200	3,66	13,7	43200	42000	
1,34	148	0,317	20	6,72	5,19	5,19	8,24	10,1	1,34	15,2	36	13,7	4080	7,02	11,0	9,15	13,1	15,2	27700	3,66	14,3	50000	49000	
1,53	170	0,37	21	7,02	5,5	5,8	8,85	10,1	1,53	15,2	38	13,7	5000	7,02	11,0	9,15	13,7	15,2	35000	3,66	16,8	61300	62500	
1,91	215	0,232	22	8,24	5,5	6,1	9,15	10,7	1,91	18,3	28	18,3	5900	6,1	13,7	10,7	18,3	18,3	43000	4,58	19,8	72700	97500	
Ward-Leonard-Schaltung																								
1,72	—	0,317	—	9,15	5,5	5,5	9,46	11,0	2,291	19,8	35	18,3	6350	8,75	—	—	—	—	—	—	—	—	77200	89000
1,91	—	0,37	—	9,15	5,8	7,02	10,7	12,2	2,295	18,3	35	19,8	7680	8,24	—	—	—	—	—	—	—	—	102800	120000
2,29	—	0,317	—	9,77	7,0	7,02	11,6	13,1	2,685	21,3	34	19,8	9000	8,24	—	—	—	—	—	—	—	—	124400	147500
3,06	—	0,384	—	9,77	7,0	6,41	11,9	13,7	3,445	24,4	35	22,0	11600	9,15	—	—	—	—	—	—	—	—	154300	175000

Siehe auch Zahlentafel 654 Handbuch, Bd. III/1.

von $0,75 \div 8 \text{ m}^3$ z. B. bei den Mississippi-Regulierungsarbeiten in einer großen Zahl von Ausführungen verwendet worden ist. Die Ausstattung dieser Geräte mit Aluminiumauslegern [9, 10] verteuert zwar den Preis um etwa 5%, vergrößert aber die Reichweite um 15% oder den Schürfkübelinhalt um 20%, erweitert also die Möglichkeit, den Eimerseilbagger bereits ohne Transportgeräte zum unmittelbaren Umsetzen des Materials zu verwenden.

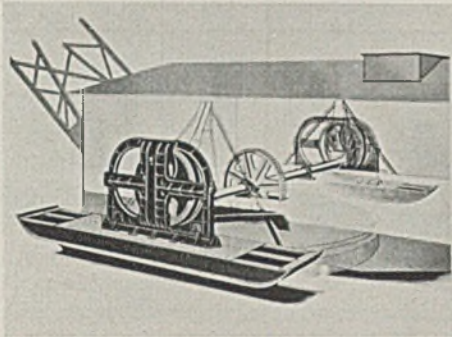


Abb. 2. Schreitbagger, Fahrgestell.

Die Hauptabmessungen und Leistungen derartiger amerikanischer Bagger sind in der nachfolgenden von Ackerman und Locher veröffentlichten Zahlentafel 4 zusammengefaßt [11]. Welche gewaltigen Leistungen mit diesen Geräten erzielt werden, geht z. B. aus der Tatsache hervor, daß am Florida-Kanal mit dem 6 m^3 -Bagger bei 25 m Ausladung Monatsleistungen von 225 000 m^3 entsprechend einer mittleren Tagesleistung von 7500 m^3 erzielt wurden

und daß der Einheitspreis für den m^3 mit $26 \div 40$ Pf. angegeben wird.

Der Kabelbagger. In das Gebiet der Hilfsmittel zum Lösen und Laden für größere Abtragshöhen, bei denen bereits der Abtrag mit dem Transport und Auftrag zusammengefaßt ist, fällt ein Gerät, das in Deutschland im wesentlichen bisher nur im Abraumbetrieb nach anfänglichen recht erheblichen Schwierigkeiten verwendet worden ist, der Kabelbagger (Abb. 3). Von seinen verschiedenen Ausführungsformen werden vor allem zwei, und zwar der Kabelbagger [12] und der Kabelschrapper [13, 14], in großem Umfange gleichfalls bei den Mississippi-Arbeiten verwendet [6]. Nicht weniger als $70 \div 80 \text{ Mio m}^3$ sind durch raupenfahrbare $8 \div 12 \text{ m}^3$ -Kabelbagger aus dem Vorgelände der Hochwasserschutzdämme mit $400 \div 500 \text{ m}^3/\text{h}$ ausgehoben und auf Entfernungen von $115 \div 750 \text{ m}$ (in Einzelfällen 1000 m) unmittelbar in die Dämme eingebracht worden. Die Grabgeschwindigkeit liegt dabei etwa bei 1 m/s, die Förder- bzw. Rücklaufgeschwindigkeit bei 3 m/s bzw. 6 m/s für die Kabelbagger, bei $2 \div 6 \text{ m/s}$ für die Kabelschrapper [15] (Zahlentafel 5). Die Kosten für diese Art der Bodenförderung liegen durch siebenjährige Erfahrung so fest, daß die Vergabe mit einem m^3 -Preis von $30 \div 40$ Cents erfolgt ².

Die Planier-Eimerkettenbagger. Die Reihe der Geräte zum Lösen und Laden, die für geringere Abtragshöhen und besondere getrennte Abbeförderung in Frage kommen, eröffnet der Planier-Eimerkettenbagger. Nach der Natur der geschlossenen Becherkette (wie beim Elevator) kommen nur leichte Bodenarten ohne Steine und Wurzelwerk für

² Garbotz: Handbuch des Maschinenwesens beim Baubetrieb Bd. III/1 S. 549. Berlin: Julius Springer 1937.

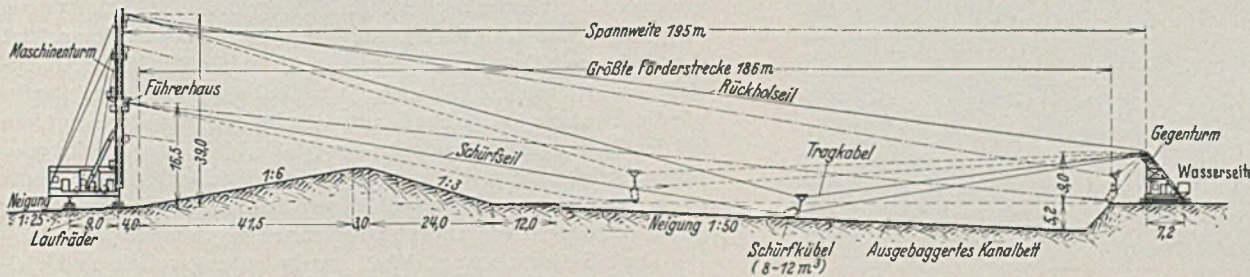


Abb. 3. Kabelbagger beim Kanalbau.

Zahlentafel 4. Amerikanischer Erdbau. Eimerseilbagger mit Schreit-Laufwerk.

Type	Schürfkübelinhalt m^3	Auslegerlänge m	Dieselmotor		Größe			Geschwdkt.		Spieldauer bei 110° für			Leistung bei			Dienstgewicht t	Preis RM ²
			Drehzahl min^{-1}	Leistung PS	Baggerweite m	Baggertiefe m	Ausschütthöhe m	Fahr- m/s	Hub- m/s	Boden s	Kies s	Gespr. Fels s	Boden 90% m^3/h	Kies 90% m^3/h	Gespr. Fels 60% m^3/h		
1W	1,15H	10,5			11,6	5,5	2,4										
	0,76H	12,2	650	80	12,8	6,1	2,7	0,12	5,7	30	33	39	124	114	64	35	42 500
	0,57H	13,7			15,9	7,6	3,9						62	57	92		
2W	1,53H ¹	18,3	360	110	18,9	9,8	4,6	0,10	7,1	36	40	47	140	126	71	73	78 800
	1,15H	21,3			22,0	11,6	6,7						105	156	54		
3W	2,7H	18,3			19,9	8,8	4,3						195	178	100		
	2,3H ¹	21,3	300	140	22,6	7,6	6,1	0,08	7,4	45	50	59	168	153	84	122	121 000
	1,9H	24,4			25,3	6,4	7,3						140	127	71		
4W	3,8H	24,4			25,9	13,1	6,1						254	228	129		
	3,0H	30,4	300	210	31,4	15,0	9,5	0,09	7,4	50	55	65	200	183	103	233	200 000
	2,3H	36,6			37,0	11,6	12,5						151	226	76		
5W	4,6W	24,4			25,0	14,0	6,1						344	318	178		
	3,8W ¹	27,4	360	250	27,8	15,9	7,9	0,08	7,6	43	47	56	288	265	148	150	171 000
	3,5W	30,4			30,4	17,7	8,9						260	237	133		
6W	4,6H ¹	30,4			31,7	17,7	7,9						272	248	138		
	3,8H	35,0	300	280	36,0	15,9	10,1	0,08	8,1	55	60	72	225	208	115	305	256 000
	3,8H	38,0			38,8	14,6	11,3						225	208	115		
6160	5,4H	42,6			43,0	24,4	13,1						290	264	148		
	4,6H ¹	48,6	360	420	49,1	22,0	15,6	0,08	7,8	60	66	78	248	225	127	445	288 000
	3,8H	53,3			53,5	19,5	18,0						208	188	106		
10W	8,5H	42,6			43,9	24,8	12,2						455	413	234		
	7,6H ¹	48,6	260	450	49,5	28,1	15,0	0,07	8,0	60	66	78	413	375	213	700	526 000
	6,1H	53,3			53,5	28,7	17,1						330	300	170		

H für schweren Boden.

¹ Normalausführung.

W für mittleren Boden. ² § = 2,50 RM.

Zahlentafel 5.

Amerikanischer Erdbau. Leistungen von Sauer mann-Kabelbaggern und -Schrappern.

Spannweite m	Förderweite m	Inhalt des Schürfkübels in m ³			
		0,76	1,53	2,29	2,68
122	76	40	77	119	139
183	107	34	67	101	119
244	137	—	55	83	95
305	168	—	52	78	91

Förderweite m	Inhalt des Schrapperkübels in m ³				
	3,06	4,6	6,12	7,65	9,2
31	245	367	490	612	735
61	129	194	257	321	388
92	86	129	171	214	257
122	66	97	132	163	193
153	52	80	104	132	159

Siehe auch Handbuch des Maschinenwesens beim Baubetrieb Bd. III/1 Tab. 773.

dieses Gerät in Frage. Die Eimerleiter dieses vornehmlich im Straßenbau verwendeten Gerätes ist längs einer die ganze Straße überspannenden Brücke verfahrbar und wirft den gelösten Boden auf ein Förderband zur Weitergabe an die Transportfahrzeuge ab. Das hergestellte Planum ist einwandfrei eben (Abb. 4).



Abb. 4. Planier-Eimerkettenbagger im Straßenbau.

Der Elevating-Grader. Diese Ebenheit der Oberfläche ist nicht in gleichem Maße vorhanden beim Elevating-Grader (Abb. 5). Hier wird durch eine Pflugschar vor allem bindiger, stein- und wurzelfreier Boden in starker Scholle von etwa 20 cm abgehoben und über ein Förderband gleichfalls dem Transportwagen



Abb. 5. Elevating-Grader beim Bodenabbau.

zugeführt. Über die Leistungen derartiger entweder von 50 ÷ 75 PS-Trekkern gezogenen oder selbstfahrbaren Geräte, die bei geringen Abtragshöhen heute im größten Ausmaße (nicht nur im Straßen- sondern im Erdbau ganz allgemein) zum Lösen und Laden mit

einem Einheitspreis von 5 ÷ 10 Pl./m³ verwendet werden, gibt die nachstehende Zusammenstellung Auskunft (Zahlentafel 6).

Zahlentafel 6.

Amerikanischer Erdbau. Leistungen/h (feste Masse) von Elevating-Gradern.

Förderbandbreite mm	Antrieb	Trekker PS	m ³ Boden		schwer m ³
			leicht	normal	
1067	vom Trekker	50	164	118	73
1067	eigene Maschine	50	210	153	103
1220	vom Trekker	75	248	183	114
1220	eigene Maschine	75	282	206	130

So wurden beim Fort Peck Dam für eine Erdbewegung von 3,1 Mio m³ in 120 Tagen neun Trekker-gezogene Elevating-Grader zum Lösen und Laden und 250 Autokipper zum Abtransport eingesetzt, die Spitzenleistungen bis zu 42 000 m³ in 14 Stunden [11], also Stundenleistungen von 330 m³ gegenüber 200 m³ beim Tappan Dam erreichten, Leistungen also, die bereits der eines 400 l-Doppelschütters entsprechen. Selbstverständlich spielen Bodenart, Leistung des Trekkers, Geländeverhältnisse, der Zeitverlust beim Wenden des Gerätes, Größe und Zahl der Transportfahrzeuge, die Durchgangshöhe unter dem Förderband für den Verkehr der Transportfahrzeuge und deren Wendigkeit für die Leistung eine ausschlaggebende Rolle.

Der Grader. Für kleinere Leistungen und kurz Förderweiten bis 100 m ohne besondere Transportgefäße bei sandigen sowie bindigen Bodenarten ohne Steine und Wurzelwerk wird der Grader benutzt. Eine Pflugschar mit Abmessungen bis 3600 × 600 mm, die in der Neigung verstellbar werden kann, löst den Boden mit Drücken bis 6000 kg und schiebt ihn bis zur Kippstelle vor sich her [16] (Abb. 6). Es wird also der Transport ebenso wie die etwa notwendige Planierarbeit auf der Kippe miterledigt, wobei der Grader entweder vom 40 ÷ 70 PS-Trekker gezogen wird oder Selbstantrieb besitzt. Es liegt auf der Hand, daß mit diesem Gerät nur geringe Entfernungen bewältigt werden können. Die Amerikaner geben Leistungen von 125 m³/h bei Förderwegen unter 50 m an.

Der Schrapper. Wohl das bedeutungsvollste und vielseitigste verwendete Gerät für alle nicht mit größeren Steinen durchsetzten etwas bindigen Bodenarten bei kleinen Abtragshöhen und geringen Förderweiten von 150 ÷ 300 m (selten 600 ÷ 1200 m) ist der Schrapper. Er erscheint in Größen von 0,37 m³ radlos und von Pferden gezogen bis hinauf zum 9 m³-Gerät auf vier und sechs mit Riesenreifen versehenen Rädern und in den verschiedensten durch Laufzeug und Entleerung bedingten Ausführungsformen [3, 11].

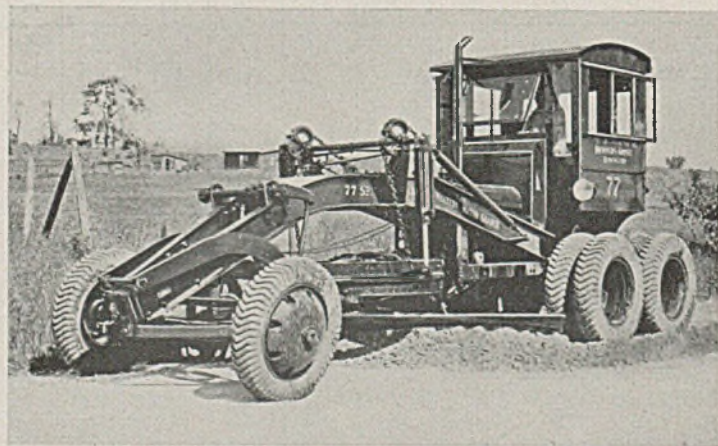


Abb. 6. Grader beim Bodenabbau.

Wie der Grader vereinigt der Schrapper den Abtrag mit dem Transport zur Kippe. Das Material bleibt aber während des Fördervorganges nicht mit dem Boden in Berührung sondern wird ähnlich wie beim Schürfkübel von dem Fördergefäß des Schrappers

auf einem Wege von $9 \div 40$ m in $15 \div 90$ s mit einer Schnittstärke von 10 cm aufgenommen und durch Raupen-Trekker von 40/60/75 bis 95 PS bei $4,6/6,1/9,2$ m³-Inhalt des Schrapppers (Preis etwa 11 200/13 800 M) zur Kippe gebracht (Abb. 7, 8, 9). Infolgedessen

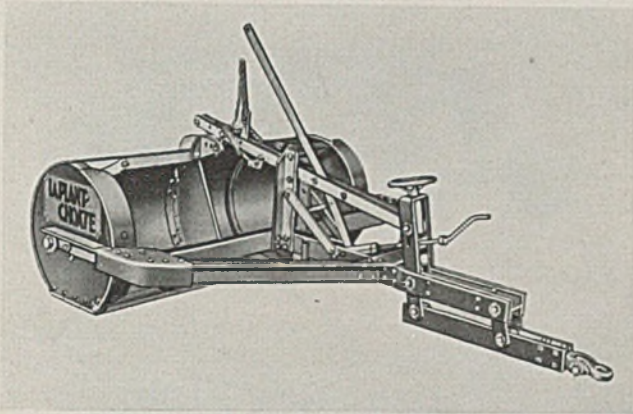


Abb. 7. Schrapper ohne Räder.

bereitet oft leicht fließender Sand bei der Füllung und bindiger Boden bei der Entleerung Schwierigkeiten. Dabei wird bei der Füllung mit Abtraghöhen von etwa 8 cm auf eine Länge bis zu 30 m gearbeitet, während die Entleerung je nach Bodenart etwa $5 \div 60$ s

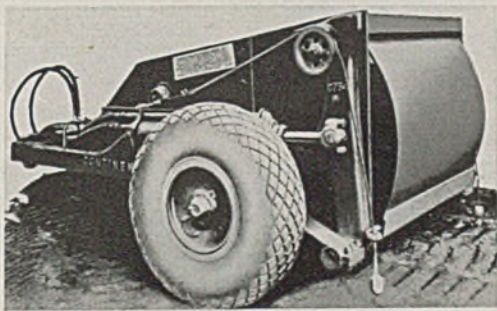


Abb. 8. Schrapper mit 2 Rädern.

beansprucht. Dreipunktstützung und mechanische, elektrische oder hydraulische Entleerung, die teils durch Herausschieben der Ladung vorn oder hinten, teils durch Kippen erfolgt, sorgen bei Fahrgeschwindigkeiten von 0,6 m/s für einen einwandfreien Lauf



Abb. 9. Schrapper mit 4 bis 6 Rädern.

und auf der Kippe für rasche Entleerung unter gleichzeitiger Planierung. Bei Förderweiten von etwa 180 m rechnet man mit einem Einheitspreis von $12 \div 25$ Pf./m³. Die Leistungen sind dabei naturgemäß von der Entfernung und der Bodenart abhängig. So werden bei einem größeren Straßenbau an einer Stelle für einen 9 m³-Schrapper mit einem 95 PS-Trekker und 300 m Entfernung 51 m³ Stundenleistung, an einer anderen Stelle 63 m³/h angegeben, während beispielsweise ein kleinerer $5,5$ m³-Schrapper mit einem 50 PS-Trekker, allerdings bei nur 100 m Förderweite, 75 m³/h leistete [11]. Andere Leistungsangaben enthält die folgende Zahlentafel 7.

Zahlentafel 7. Leistungen eines 9,2 m³-Schrapppers mit 75 PS-Trekker.

Förderweite	Stundenleistung m ³	Zeitdauer eines Arbeitsspiels Min.	Kosten je m ³ in Pfg. bei Vorhaltung des Trekkers mit RM/h		
			10 RM.	12,5 RM.	15 RM.
92	81	3	8,8	10,5	13
183	54	5,5	14	17,5	21,5
274	38	7,8	20	25	30
370	31	10,2	25,5	32,5	38
460	25	12,2	32	39	46
550	21	15	37,5	45	52,5
610	17	17,4	42,5	52,5	62,5

Der Bulldozer (s. S. 777).

II. Die Fördermittel vom Baggerschacht zur Kippe. Während in Europa für den Transport des Baggerschachtes zur Kippe das Rollmaterial auf Schienen vorherrscht, sind die Amerikaner bei ihren neueren Erdbewegungen nicht nur im Straßenbau und bei Talsperren-Dammbauten, sondern ganz allgemein bis zu den höchsten Leistungen ($40\ 000$ m³/Tag) andere Wege gegangen. Das geländegängige, ohne Schienen- oder Straßenweg arbeitende Fahrzeug beherrscht heute im amerikanischen Erdbau das Feld. Im Steinbruch wie im Erdbaggerschacht, für den



Abb. 10. Geländegängiges Fahrzeug im Steinbruch.



Abb. 11. Geländegängige Fahrzeuge im Erdbau.

Antransport der Zuschlagstoffe wie des Betons, überall fallen dem Beobachter die teils selbstfahrenden, teils von Trekkern bei Förderweiten bis 1500 m gezogenen Fahrzeuge auf (Abb. 10, 11, 12). Ihre Vorteile liegen in der universellen Verwendbarkeit, der teilweise recht hohen Fahrgeschwindigkeit und der ausgezeichneten Steigfähigkeit bei geringem Bodendruck, so daß sie sich allen Geländeverhältnissen anpassen und querfeldein den kürzesten Weg vom Baggerschacht zur Kippe einschlagen können. Kostspielige Gleisverlegungsarbeiten oder Wegebauten sind nicht erforderlich. Die Fahrzeuge sind wendig, leicht und schnell durch eine Kippmannschaft von nicht mehr als zwei Mann zu entleeren und werden beim Herauf-

fahren auf die Kippe auch wegen ihrer verdichtenden Wirkung auf die frische Schüttung, die noch durch den Trecker unterstützt wird, geschätzt (Abb. 13). Nachteilig ist die mit dem Einsatz dieser geländegängigen Fahrzeuge verbundene Vermehrung maschinell angetriebener, unter Umständen mit einem empfindlichen und zu Verschleiß neigenden Laufzeug versehener Geräte, die notwendige

Umstände Fahrzeugparks von 250 Wagen und mehr wie beim Fort Peck Dam für die Bewältigung einer Bodenmasse von 3 Mio m³ Boden in 120 Tagen oder in ähnlichem Ausmaße bei der Herrichtung des Weltausstellungsgeländes in New York eingesetzt

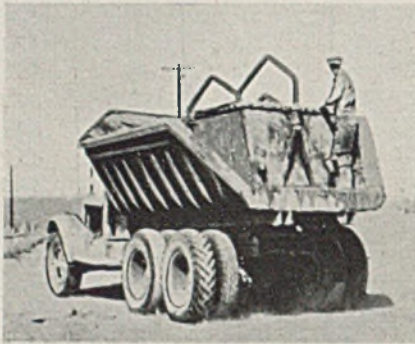


Abb. 12. Betontransport mit geländegängigem Fahrzeug.



Abb. 13. Geländegängiges Fahrzeug auf Raupen mit Treckerzug.

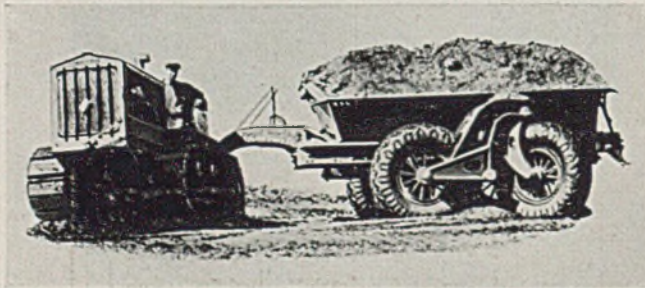


Abb. 14. Geländegängiges Fahrzeug auf Riesenreifen.

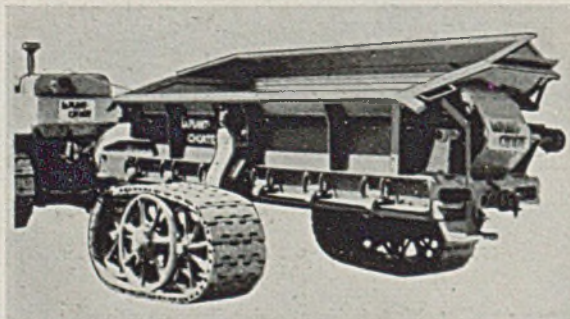


Abb. 15. Raupenerdtransportwagen mit schrägem Kasten für Beladung durch Elevating-Grader.

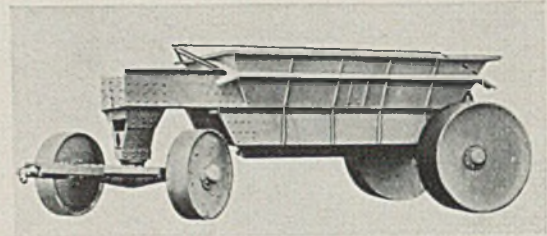


Abb. 16. Geländegängiges Fahrzeug mit Straßenrädern.

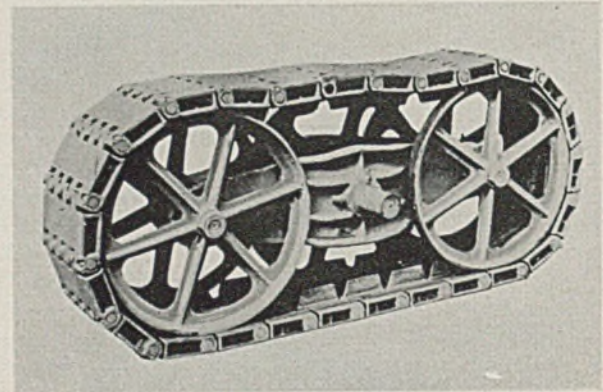


Abb. 17a.

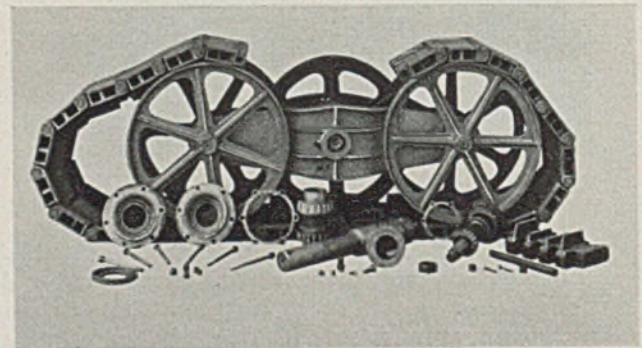


Abb. 17b. Raupenbandausführungen für geländegängige Fahrzeuge.

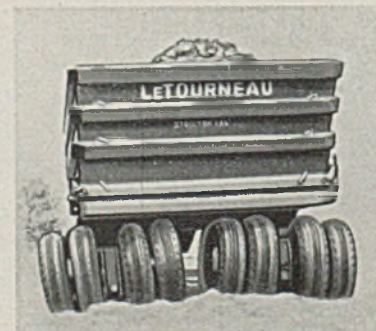


Abb. 18. 22 m³-Erdtransportwagen mit Schwingenlagerung der Gummiräder.

Personalvermehrung und die Gefahr, daß bei bindigen Bodenarten und Regenwasser evtl. der Untergrund stark zerpflegt und aufgewühlt wird, wodurch die Beanspruchungen in den Fahrzeugen naturgemäß erheblich gesteigert werden [17].

Trotzdem stellen sie in Amerika nahezu die einzige zur Zeit übliche Förderart vom Baggerschacht zur Kippe dar, wobei unter

werden. Die Wageninhalte gehen dabei bis zu 22 m³ hinauf. Jedenfalls treten die Fahrzeuge an die Stelle von Wagen mit den zugehörigen Lokomotiven und dem Oberbaumaterial — sie werden also von einem Bagger beladen und auf der Kippe entleert —, so daß sie als reine Transportfahrzeuge zu betrachten sind.

A u s f ü h r u n g s f o r m e n. Die Zahl der Spielarten ameri-

kanischer geländegängiger Fahrzeuge, die unter den verschiedensten Namen wie truck, buggy, trailer, cart, dumptor, auf den Markt gekommen sind, ist außerordentlich groß; trotzdem scheint sich eine Entwicklung offenbar durchzusetzen, das ist der Übergang zur Gummibereifung für das Laufzeug an Stelle der bisher verwendeten Raupenbänder (Abb. 14). Die höhere Fahrgeschwindigkeit und die größere Wendigkeit dürften hierfür ausschlaggebend gewesen sein [18, 19].

Der Aufbau des Fahrzeuges gestattet nun folgende Gruppen zu unterscheiden:

1. Nach dem Laufzeug:
 - a) Fahrzeuge mit eisenbereiften Rädern,
 - β) Fahrzeuge mit Raupenfahrwerk,
 - γ) Fahrzeuge mit gummibereiften Rädern.
2. Nach der Art der Entleerung:
 - a) Bodenentleerer,
 - β) Seitenkipper,
 - γ) Hinterkipper.
3. Nach der Art des Antriebes:
 - a) Selbstfahrer,
 - β) Anhänger,
 - γ) Halb-Anhänger.

In der Größe schwanken die Wagen von $4\frac{1}{2}$ – 22 m^3 Inhalt, wobei beispielsweise beim Mohicanville-Damm für eine Erdbewegung von $250\,000\text{ m}^3$ drei dieser großen, auf Gummirädern laufenden bodenentleerenden Anhänger von 22 m^3 -Inhalt genügen. Meist werden die Wagenkasten mit einer niedrigeren Seitenwand ausgeführt, um die Beladung mit dem elevating grader zu erleichtern (Abb. 15).

Das Laufzeug. Den interessantesten und wichtigsten Teil der geländegängigen Fahrzeuge stellt das Laufzeug dar. Bei den älteren Ausführungen versuchte man neben einer Dreipunkt-abstützung über eine kugelig gelagerte vordere Schwenkachse durch die einfache Verbreiterung der eisenbereiften Räder der vielerlei Anforderungen beim Fahren im Erdbau auf frisch geschüttetem, unter Umständen stark aufgeweichtem und zerpfügtem Boden Herr zu werden (Abb. 16). Diese Fahrzeuge, die nur als Anhänger gebaut werden, werden heute kaum mehr hergestellt.

Der nächste Schritt war die ja schon von den Baggern und Trekkern her bekannte und erprobte Verwendung von Raupenketten [20]. Wenige, meist nicht mehr als zwei große Rollen stützen das wesentlich leichter als bei den Baggern gehaltene Band ab. Kugellager sorgen für möglichst geringe Reibungswiderstände. Die Fahrzeuge haben keinen eigenen Antrieb, sind auch durchweg als Anhänger gebaut und kommen damit über die üblichen Fahrgeschwindigkeiten der Raupentrekker von $10\frac{1}{2}$ – 15 km/h nicht hinaus (Abb. 17a u. b). Ihr Fahrwiderstand ist wie bei allen Raupenfahrwerken höher als bei gut durchgebildeten Rädern. Durch Balancierabstützung der Raupenbandträger wird für eine Anpassung der Raupen an die Geländeunebenheiten und damit eine gleichmäßige Druckübertragung gesorgt.

Man scheint deshalb in jüngster Zeit allgemein zum gummibereiften Fahrzeug überzugehen, eine Ausführungsform, die naturgemäß bei den großen Wageninhalten nicht nur Riesenluftreifen und Doppelräder, sondern, wie z. B. bei den 22 m^3 -Wagen bis zu 16 Räder mit all den Verfeinerungen der Abstützung und der Lagerung, die ein möglichst gleichmäßiges Tragen und eine gute Übertragung der Zugkräfte auf den Boden gewährleisten, voraussetzt (Abb. 18). Der Fahrwiderstand wird hierbei gegenüber Eisenreifen mit nur einem Drittel angegeben. Die Leistungen der gummibereiften Fahrzeuge werden dabei infolge ihrer größeren Geschwindigkeiten etwa doppelt so hoch wie die der Raupenfahrzeuge angegeben, während die Erfahrungen über die Vor- und Nachteile bei regnerischem Wetter nicht einheitlich zu sein scheinen.

Die Entleerung. Boden- und Seitenentleerung scheinen vor allem für die größeren Wageninhalte am meisten bevorzugt zu werden (Abb. 19), während die sehr raschen und wendigen, mit drei Vor- und Rückwärtsbewegungen von $5,6\frac{1}{2}$ – 10 km/h arbeitenden 4 m^3 -selbstfahrenden wheel-dumptors von Koehring

als Hinterkipper ausgebildet sind (Abb. 20). Der Kasten ist so auf dem Fahrgestell gelagert, daß er durch das eigene Gewicht beim Lösen der Verriegelung mit einem Winkel von 90° kippt und nach Entleerung wieder in die Ladestellung zurückkehrt. Der gekippte Kasten kann auch als bulldozer zum Planieren bei Rückwärtsfahrt benutzt werden.

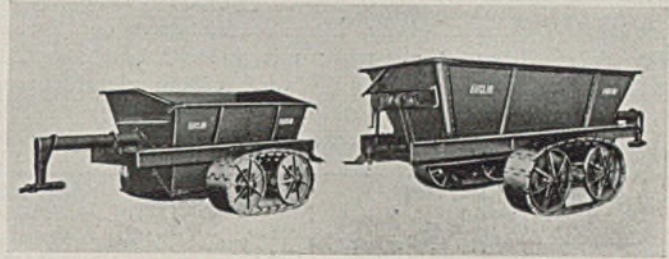


Abb. 19. Raupenerdtransportwagen mit Bodenentleerung.

Die Boden- und Seitenentleerer sind hauptsächlich als Anhänger ausgeführt. Während bei den ersteren zum Entleeren lediglich die Sperrvorrichtung freigegeben werden muß, benötigen die letzteren eine meist hydraulische, vom Trekker aus betätigte

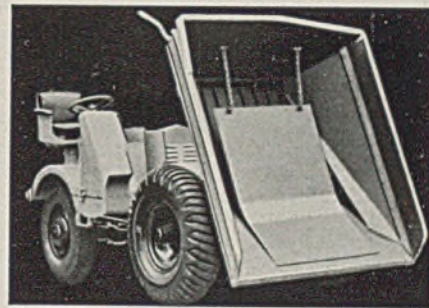


Abb. 20. Hinterkipper als Selbstfahrer.



Abb. 21. Seitenentleerer.

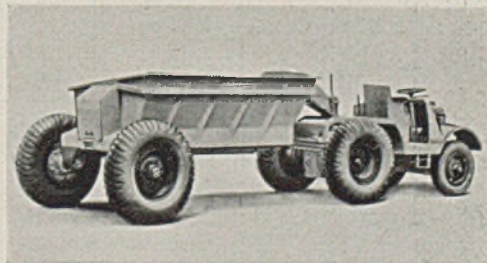


Abb. 22. Halb-Anhänger.

Kippwinde (Abb. 21). Dafür fällt hier die für die Herstellung der Ladestellung erforderliche, von der Achse oder von Hand aus betätigte mechanische Winde weg. Eine interessante Sonderausführung stellen die nach Art der Rahmenbodenentlader arbeitenden le Torneau Buggys dar. Hier wird durch eine Kabelwinde des Trekkers mit einem Entleer- und einem Schließseil der ganze

Wagenkasten auf seinem Boden nach hinten herausgeschoben; er gibt also nahezu die ganze Grundfläche für die Entleerung auch sehr großer Brocken frei.

Der Antrieb. Die meisten Erdtransportfahrzeuge, wenn es sich nicht einfach um für diese Zwecke im Laufzeug besonders hergerichtete Lastkraftwagen und kleinere Fahrzeuge wie die oben erwähnten Koehringdumpteurs handelt, laufen als Anhänger von normalen Trekkern mit 35÷90 PS Leistung und 5÷10 km/h Geschwindigkeit. Eine Sonderbauart der Trecker stellen dabei die auf Riesenreifen mit 30 km/h laufenden Zugmaschinen dar, die gleichzeitig die vordere Eimpunktstützung

der zweirädrigen hochgebauten 4,5÷8 m³-Trail-Dumps abgeben (Abb. 22). Diese Fahrzeuge arbeiten mit vier Vorwärtsgeschwindigkeiten von 6,4 ÷ 30 km/h und einer Rückwärtsgeschwindigkeit von 8 km/h.

Über die Hauptabmessungen einiger amerikanischer Erdtransportwagen gibt die Zahlentafel 8 Auskunft. Die Preise kann man etwa mit 0,45÷0,55 \$ = 1,10/1,25 RM/kg annehmen; es kosten beispielsweise

- ein 8 m³-Raupenwagen 7500÷8750 RM
- „ 13,7 m³-Reifenwagen 16 700 RM
- „ 17,6 m³- „ 18 000 „

Zahlentafel 8. Hauptabmessungen amerikanischer geländegängiger Fahrzeuge³⁾.

	Inhalt		Fabrikat	Type	Fahrwerk	Motorlsg. d. Wagens oder des Trekkers PS.	Geschwindigkeiten		Kleinst-Drehradius mm	Hauptabmessungen			Entleerung		Gewicht kg		
	gestr. m ³	gehäuft m ³					vorwärts km/h	rückwärts km/h		Länge mm	Breite mm	Höhe mm	Art	Kippwinkel °			
Selbstfahrer		4,8	Koehring	W 55	4 Gummiräder		7,2; 13,2; 25,6	7,2; 13,2; 25,6	4877	4114	2438	1956	Hinterkipper	90	6000		
Halbanhänger	4,37	5,32	Koehring	T 7	2 Gummiräder	—	5,6; 11,2; 16,8; 28,8	7,2	3048	7798	2755	1886	Bodenentleerg.	—	6720		
	—	22,8	Le Tourneau	Gradle Dump Buggy	4 Gummiräder	70÷90	—	—	—	8026	3099	3175	Seitenentleerg.	—	9680		
Vollanhänger	3,65	4,18	I.D. Adams Company	Mod. 55	Raupen	—	—	—	—	—	2642	1778	Bodenentleerg.	—	4360		
	—	4,56	The Euclid Crane & Hoist Co.	—		—	—	—	—	—	2819	2515	1829	„	—	4220	
	—	4,8	desgl.	—		—	—	—	—	—	2819	2515	1829	„	—	4050	
	4,56	4,8	Athey Truss Wheel Co.	C-5		40	—	—	—	—	3048	5385	3004	1753	„	—	4360
	3,95	4,95	I.D. Adams Company	Mod. 65		30÷60	—	—	—	—	—	—	2642	1778	„	—	4600
	4,18	5,32	Athey Truss Wheel Co.	C-6		40	—	—	—	—	3048	5385	3004	1753	„	—	4500
	5,09	5,70	I.D. Adams Company	Mod. 75		—	—	—	—	—	—	—	2755	1778	„	—	5850
	4,75	5,7	The Euclid Crane & Hoist Co.	—		—	—	—	—	—	—	3658	2515	1829	„	—	4540
	4,75	6,08	Athey Truss Wheel Co.	D-7		—	—	—	—	—	3353	5994	2634	1753	„	—	4820
	5,13	6,27	The Euclid Crane & Hoist Co.	—		—	—	—	—	—	—	3658	2515	1829	„	—	4770
	5,55	6,46	I. D. Adams Company	Mod. 85		60	—	—	—	—	—	—	2755	1778	„	—	6050
	5,13	6,84	Athey Truss Wheel Co.	D-8		—	—	—	—	—	3353	5994	2634	1753	„	—	4950
	6,84	8,36	„	E-10		—	—	—	—	—	3658	6299	2870	1981	„	—	6200
	7,6	9,89	„	E-12		—	—	—	—	—	3658	6299	2870	1981	„	—	6350
	—	7,22	La Plante Choate	DW-9		50	—	—	—	—	—	4166	1775	1626	Seitenentleerg.	—	5400
	—	7,6÷8,35	„	DW-10		50	—	—	—	—	—	3658	2921	1905	„	—	7250
	4,75	8,36	Athey Truss Wheel Co.	DA-31		50	—	—	—	—	3810	5969	3124	1879	„	—	7320
	4,94	8,35	„	D-31		50	—	—	—	—	3658	5690	2997	1956	„	80	6700
	—	9,5	La Plante Choate	DW-12		75 u. 70	—	—	—	—	—	4293	1918	1917	„	—	5900
	6,46	10,6	Athey Truss Wheel Co.	E-31		75 u. 70	—	—	—	—	4420	6096	3200	2032	„	80	8800
	6,08	10,65	„	EA-31		75	—	—	—	—	4572	6375	3353	2006	„	—	9360
	—	10,6÷11,4	La Plante Choate	DW-14		75 u. 70	—	—	—	—	—	3962	3200	1930	„	—	8800
	5,32	7,6	Athey Truss Wheel Co.	D-32		50	—	—	—	—	3353	4877	2743	1886	Bodenentleerg. u. nach beiden Seiten	—	6580
6,84	9,89	„	E-32	75 u. 70	—	—	—	—	3962	5486	2870	1990	Hinterkipper und nach beid. Seit.	50	7800		
—	5,32÷6,08	La Plante Choate	—	—	—	—	—	—	—	5029	1092	2019	Hinterkipper und 2 Seitenkipper.	48	5180		
3,8	6,08	Athey Truss Wheel Co.	DT-1100	40	—	—	—	—	3048	4750	2413	1829	„	—	8000		
5,32	7,6	„	ET-1080	50	—	—	—	—	3658	4775	2591	2083	„	—	8050		
5,32	7,6	La Plante Choate	DW-8	50	—	—	—	—	—	5029	2616	2019	„	—	8900		
6,84	9,89	Athey Truss Wheel Co.	E-33	75 u. 70	—	—	—	—	3962	4724	2743	2083	„	—	3640		
3,65	4,18	I.D. Adams Company	Mod. 54	4 Eisenräder	30÷60	—	—	—	—	—	2159	1778	Bodenentleerg.	—	3780		
3,95	4,95	„	Mod. 64	8 Gummiräder	30÷60	—	—	—	—	—	2159	1778	„	—	8170		
—	19	Le Tourneau	25-Yard	8 Gummiräder	75 u. 70	—	—	—	—	8332	3048	2673	Boden-, Rahmenentl. u. nach beid. Seiten	—	9550		
13,7	18,5	„	24-Yard Buggy	16 Gummiräder	75	—	—	—	—	8306	4039	2718	Hinterkipper	—	10450		
17,5	22,8	„	30-Yard Buggy	16 Gummiräder	75	—	—	—	—	8534	4039	2048	„	—	10450		

³⁾ Nach G. Garbotz: Handbuch des Maschinenwesens beim Baubetrieb, Band III/2. S. 208. Berlin VDI-Verlag. 1937.

ein 23 m ³ -Reifenwagen	20 600 RM
„ 7 m ³ -Halbanhänger auf Gummireifen mit Zugmaschine	16 700 „
„ 35 PS-Trekker	11 200 „
„ 50 PS- „	16 000 „
„ 75 PS- „	17 500 „

Die Wirtschaftlichkeit. Ob und wie weit diese amerikanischen geländegängigen Fahrzeuge auf andere Verhältnisse zu übertragen sind, wird im einzelnen, wenn nicht andere Gesichtspunkte ausschlaggebend sind, allerdings von einem sorgfältigen wirtschaftlichen Vergleich abhängig gemacht werden müssen. Schon die sehr rohe Gegenüberstellung aller Anschaffungskosten zeigt, daß hier ganz andere Überlegungen als beim normalen Gleistransport ausschlaggebend werden müssen. Denn den Fahrzeugen auf der einen Seite mit ihren Zugmaschinen stehen Wagen, Lokomotiven und Oberbaumaterial auf der anderen Seite gegenüber. Hinzukommt, daß die Bewältigung größerer Massen auf der Kippe unter Umständen noch den Einsatz besonderer Absetzer erforderlich macht, während die geländegängigen Fahrzeuge dieser Hilfsmittel auf der Kippe nicht bedürfen. Auch bei der Gegenüberstellung der Betriebskosten darf nicht vergessen werden, daß zwar die geländegängigen Fahrzeuge je einen Fahrer, die entsprechenden Züge aber vielleicht nur den vierten Teil an Personal und auch einen geringeren Energieaufwand je Kubikmeter geförderten Materials erfordern, wohingegen die Unterhaltung und die ständige Verlegung des Gleises, die Versperrung der Baustelle und die Schwerfälligkeit in der Entwicklung der Zufuhr zu ungunsten des Schienentransportes gewertet werden müssen. Im allgemeinen rechnen die Amerikaner nach ihren Erfahrungen auf einen 1½ m³-Löffelbagger bei Entfernungen von 150 ÷ 300 m etwa 2 ÷ 4 Treckerwagenzüge bei Raupenfahrzeuge von 6 ÷ 9 m³ Inhalt, während bei gummibereiften Geräten etwa die Hälfte genügt. Nur von Fall zu Fall kann hier unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse die richtige Entscheidung getroffen werden.

III. Die Hilfsmittel auf der Kippe. Die Planierung. Soweit nicht durch die Grader oder Schrapper auf der einen Seite und die geländegängigen Fahrzeuge mit ihren Trekkern etwa beim Rückwärtsfahren mit gekipptem Kasten auf der anderen Seite eine ständige Einebnung der Kippe sowie ein Verdichten erfolgt, werden auch hier in Deutschland nicht übliche Sondergeräte benutzt. Das bekannteste, um die Ablagerung des Bodens in Schichten von etwa 15 ÷ 20 cm Stärke zu gewährleisten, ist der Bulldozer (Abb. 23), der entweder als Einzelgerät oder als Zusatzeinrichtung zum



Abb. 23. Bulldozer mit Schaffußwalzen.

Raupentrekker, wie etwa die Kran-, Bagger- und Windwerkseinrichtungen, geliefert wird [11]. Eine heb- und senkbare, horizontale, evtl. etwas schräg zur Fahrtrichtung stehende Pflugschar dient bei bindigen schwersten Bodenarten bis zum Fels dazu, das Haufwerk auseinanderzuziehen (evtl. sogar bei leichten Bodenarten ähnlich wie der Grader mit recht guten, von der Rampenneigung abhängigen Leistungen, den Boden, vor allem bei der Mutterbodenbeseitigung, zu lösen und zur Kippstelle zu fördern). Durch die Raupen des Trekkers von etwa 50 PS findet eine Art Vorverdichtung statt. Die Leistungen werden nach den Ermittlungen des

Bureau of Public Roads bei Förderweiten von 10 m für eine 1,2 × 3 m-Pflugschar und eine Geschwindigkeit von 0,6 m/s mit 1,5 ÷ 2 m³ je Spiel bei einem Preis von 13 ÷ 24 Pf./m³ angegeben. Für Steigungen kann das Gerät nicht benutzt werden, wohl aber im Gefälle (vgl. Zahlentafel 9).

Zahlentafel 9.

Amerikanischer Erdbau. Leistung/h (feste Masse) eines Bulldozers mit 50 PS-Trekker.

Förderweite m	bei 10% Steigung m ³	in der Horizontalen m ³	im Gefälle	
			10% m ³	20% m ³
15	38	61	114	153
30	23	38	69	99
61	11	20	38	53
91	8	13	23	34
122	5	9	18	25

Die Verdichtung. Den Schluß bildet unter gleichzeitigem Berieseln mit 2 ÷ 4% Wasser die Schaffußwalze. Bei den größten Ausführungen sind auf einem Zylinder von 1500 mm Ø und Länge 108 schaffußartige Dorne von 170 mm Länge in Abständen von 280 mm angeordnet, durch die die Flächenpressung an der Auflagestelle erheblich vermehrt, das geschüttete Material also durchgeknetet und dabei mit einer Oberfläche versehen wird, die eine gute Verzahnung aller folgenden Schichten ergibt [21]. Die Walzen werden bei Wasser- oder Sandfüllung in Normalgrößen von 1400 mm Ø und 1200 mm Länge mit Gewichten von 2 ÷ 2 × 12 t, um eine lineare Pressung von 20 ÷ 65 kg/cm zu erzielen, einzeln und in Tandemanordnung verwendet, wobei Raupentrekker von 40 ÷ 95 PS bei Geschwindigkeiten von 0,6 ÷ 10 m/s als Zugmaschinen benutzt werden. Bei der Doppelwalze muß durch eine Art Kreuzgelenklagerung jeder Walze dafür Sorge getragen werden, daß beide sich allen Bodenebenen anpassen können. Man arbeitet bei den schwersten Aggregaten etwa mit sechs Walzgängen bei Tandem- und zwölf bei Einfachanordnung, sonst bei normalen Einzelwalzen mit bis zu 20 ÷ 24 Walzgängen, um eine Verdichtung auf etwa zwei Drittel zu erzielen.

IV. Die Muskingum-Regulierung als Erdbaubeispiel. Neben den im Zuge der Straßenbauten und zur Herrichtung des New Yorker Weltausstellungsgeländes, wo bis zu 40 000 m³ täglich von Eimerseilbaggern und geländegängigen Fahrzeugen bewegt werden, war die Muskingum-Regulierung eins der interessantesten Beispiele für die neuartigen Methoden des amerikanischen Erdbaus. Dreizehn Erddämme mit Bodenbewegungen von 200 000 bis 1,50 Mio m³ und Felsaushubmassen von 15 000 ÷ 440 000 m³, bei Gesamtmassen von 7 000 000/700 000 m³ für Boden und Fels werden im Verlaufe von zwei Jahren erstellt, um den Wasserzulauf zu dem Ohio in einem Gebiet von 10 000 km² zu regulieren [2] (Abb. 24 u. Zahlent. 10). Mit peinlichster Sorgfalt wurden nicht nur die Untergrundverhältnisse studiert, sondern auch in einem eigens in Zanesville hierfür eingerichteten Erdbaulaboratorium die an den verschiedensten Stellen gewonnenen Bodenarten auf ihre Eignung für die Zwecke des Dammbaus, auf die Anpassung der Einbaustelle an die Eigenschaften des Materials usw. untersucht. Gerade in der Möglichkeit der Rücksichtnahme auf diese notwendigen Zusammenhänge zwischen Gewinnung und Einbau liegt wohl die größte Stärke der von allen festliegenden Schienen- und Straßenwegen unabhängigen geländegängigen Fahrzeuge. Wie weit dabei nicht nur die Überlegungen über den Aufbau des Dammquerschnittes sondern vor allem die Arbeitsvorbereitung bei der Planung der Massenverteilung und der hierfür notwendigen Wege geht, wo man die benötigten Mengen wasserdurchlässigen und undurchlässigen Schüttungsmaterials jeweils aus Seitenentnahmen oder dem normalen Baugrubenaushub hergenommen hat, mögen das nahezu ideale Querprofil und der Lageplan des Mohawk-Dammes zeigen (Abb. 25 u. Zahlentafel 11).

Zu Beginn jeder der Erdbewegungsarbeiten wurde der Mutterboden etwa 25 cm tief mit Gradern abgehoben, von allen organischen

Zahlentafel 10. Muskingum-Regulierung. (Zu Abb. 24.)

Massen	Massen					Kosten RM 1 \$ = 2,5 RM	Termine	
	Erdaushub m ³	Fels- aushub m ³	Beton m ³	Damm- schüttung m ³	Stein- schüttung m ³		Beginn	Fertigstellung
Atwood . . .	239 000	14 350	8 870	208 500	15 270	1 085 000	3. VII. 1935	22. VII. 1937
Beach City . .	1 090 000	119 200	21 900	764 000	23 450	2 910 000	28. II. 1935	14. XI. 1936
Bolivar . . .	1 795 000	124 400	28 550	1 644 000	33 740	5 100 000	2. VII. 1936	3. XII. 1937
Charles Mill .	460 000	33 800	12 500	291 600	8 020	1 300 000	5. XII. 1934	17. VIII. 1936
Clendening . .	213 000	80 500	3 660	182 900	10 430	1 055 000	7. II. 1935	30. VIII. 1936
Leesville . . .	512 000	120 200	6 030	437 700	11 680	1 575 000	28. V. 1935	27. XII. 1936
Mohawk . . .	1 730 000	470 000	41 000	1 514 000	448 000	5 775 000	28. III. 1935	30. VIII. 1937
Mohicanville .	256 000	45 500	10 600	216 000	13 350	1 110 000	7. V. 1935	27. XII. 1936
Piedmont . . .	573 000	84 500	5 270	498 000	64 500	1 515 000	22. IV. 1935	23. V. 1937
Pleasant Hill .	451 000	165 700	15 950	385 500	166 900	2 600 000	28. VI. 1935	9. X. 1937
Senecaville . .	340 000	41 000	14 950	280 800	61 300	1 335 000	29. IV. 1935	20. I. 1937
Tappan . . .	626 000	57 400	5 800	622 000	50 500	1 505 000	30. XI. 1934	1. VIII. 1936
Wills Creek . .	458 500	153 500	20 600	376 500	91 200	2 600 000	23. I. 1935	13. VII. 1937

Bestandteilen, Wurzelwerk usw. befreit und durchgepflügt. Auch bei jeder neu wieder aufgenommenen Schüttung wurde durch Bulldozer die oberste trockene Schicht abgetragen und das alte Material für den guten Anschluß des neuen aufgeraut. Sorgfältig wurde durch die zeitliche Reihenfolge der Schüttung darauf geachtet, daß alles Regenwasser sofort abfloß und nicht erst auf den Dämmen stehen blieb. Durch Berieselung mit 2÷4%, bei Tonschiefer bis 10% Wasser im Durchschnitt, wobei am Morgen weniger, am Mittag mehr Wasser gegeben wurde, sorgt man für einen dichten Anschluß der einzelnen Schüttungsschichten.

Die einzelnen Baustelleneinrichtungen der 13 Erddämme weichen naturgemäß nach den örtlichen Verhältnissen, also vor allem den Ent-

Zahlentafel 11. Bodenverteilung — Mohawk-Damm. (Zu Abb. 24).

Bezeichnung	I	II	III	IV	V	VI	Ins- gesamt m ³
	Damm m ³	Wehrbau m ³	Auslässe m ³	Ober- u. Unter- graben m ³	Seitenentnahmen m ³ m ³		
Mutterbodenabhub .	65 300	—	—	—	—	—	65 300
Baugrubenaushub .	191 400	229 500	41 100	513 000	—	—	975 000
Seitenentnahmen .	—	—	—	—	187 500	187 500	375 000
Felsabhub	1 100	224 700	101 300	29 300	—	—	356 400
Tunnelaushub . . .	—	—	12 000	—	—	—	12 000
Unverdichtete Hinterfüllung	—	—	10 000	—	—	—	10 000
Verdichtete Hinterfüllung	—	—	530	—	—	—	530
Undurchlässiges Füllmaterial	916 500	—	—	—	—	—	916 000
Durchlässiges Füllmaterial	319 500	—	—	25 500	—	—	475 400
Felsmaterial	384 000	—	3 200	—	—	—	387 200
Steinschlag	15 000	—	—	33 800	—	—	48 800

Zahlentafel 12.

Baustelleneinrichtungen für Lösen und Laden

Damm	Massen m ³		Lösen Löffel- und Eimerseilbagger Elevating-Grader	Transport	Leistung	
	Boden	Fels			je Tag	je h
Charles Mill . .	462 000	34 000	2 × 1 m ³ -L.-B.	4 × (75 PS-Trekker + 2 Raupenwagen 7,5 und 5,5 m ³) 6 Halb-Anhänger auf Gummireifen 4,5 m ³	4 600	300
Mohicanville . .	260 000	45 000	1 × 1,5 m ³ -L.-B.	3 × (75 PS-Trekker + 22 m ³ -Anhänger auf Gummireifen)	1 500	75
Leesville	510 000	120 000	1 × 1,3 m ³ -E.-S.-B. 1 × 1,3 m ³ -L.-B. 1 × 1 m ³ -L.-B. 1 × Elev.-Grader 1 × Elev.-Grader, klein	6 Halb-Anhänger auf Gummireifen 4,5 m ³ 2 × (75 PS-Trekker + Anhänger auf Raupen 7,5 m ³) 1 Anhänger auf Raupen 6 m ³ 8 Lastwagen 3 m ³ (Miete)	1 100	110
Tappan	715 000	57 000	3 × 1,3 m ³ -L.-B. 1 × 1 m ³ -L.-B. 1 Elev.-Grader 1,2 m ³	8 Halb-Anhänger auf Gummireifen 6 m ³ 3 × (75 PS-Trekker + Anhänger auf Raupen 7,5 m ³) 5 Lastwagen 3 m ³ 14 „ „ (Miete)	4 200	280
Mohawk	1 740 000	470 000	9 × 1 m ³ -L.-B. 1 × 1,5 m ³ -L.-B. 1 × 1,4 m ³ -L.-B.	50 Lastwagen 5 m ³ 24 Halb-Anhänger auf Gummireifen 7,5 m ³ 5 × (75 PS-Trekker + Raupenwagen 9 m ³)	15 000	1050

- | | | |
|---|--|---|
| 12. Universal Power Shovel Co., Detroit (Mich.). | Kleine Löffelbagger bis zu etwa 1 m ³ . | [15] Franke, W.: Neuere Fortschritte im Bau amerikanischer Förderanlagen. Wasserwirtsch. 25 (1932) S. 271. |
| 13. Manitowoc Eng. Works, Manitowoc (Wis.). (The Moore Speedcrane.) | Löffelbagger bis zu etwa 2 m ³ . | [16] v. Willmann: Amerikanische Hilfsmittel für den Erdbau. Zbl. Bauverw. 50 (1930) S. 119. |
| 14. Industrial-Brownhoist Corp., Cleveland (Ohio). | Löffelbagger bis 1,5 m ³ , Grabenbagger, Schwerlastkrane usw. | [17] Garbotz, G.: Handbuch des Maschinenwesens beim Baubetrieb Bd. III ² (Abschnitt: Andere Wege der Massenförderung zur Kippe). Berlin, VDI-Verlag. 1937. |
| 15. The Ohio Power Shovel Co., Lima (Ohio). | Löffelbagger bis zu etwa 2 m ³ . | [18] Transporte mit geländegängigen, gummibereiften Fahrzeugen. Construction Methods 18 (1936) S. 36. |
| 16. Austin Machinery Corp., Muskegon (Mich.). | Grabenbagger, Zufüller, Löffelbagger bis zu etwa 1,5 m ³ . | [19] Gummibereifte Fahrzeuge für Erdbewegungen. Construction Methods 18 (1936) S. 28, 36 u. 55. |
| 17. The Browning Crane Co., Cleveland (Ohio). | Autokrane, Löffelbagger bis 1 m ³ | [20] French: Die Verwendung von Schlepperfahrzeugen im Deichbau. Engng. News Rec. 109 (1932) S. 215. |
| 18. The General Excavator Co., Marion (Ohio). | Löffelbagger bis zu etwa 2 m ³ . | [21] Große Schaffußwalzen beim Verdichten des San Gabriel Dam No. 1. Construction Methods 18 (1936) S. 25. |
| 19. The Star Drilling Mach. Co., Akron (Ohio). | Löffelbagger (Sonderbauart) bis 1 m ³ , Gesteinsbohrmaschine usw. | |
| 20. The Buckeye Traction Ditcher Co., Findlay (Ohio). | Grabenbagger, Zufüller, Löffelbagger bis zu etwa 1 m ³ . | b) Im Text nicht erwähnt. |
| 21. Page Engineering Co., Chicago (Ill.). | Spezialwerk für Schürfkübel, Löffelbagger, Kabelbagger usw. | Moreau, Ing. Ch.: Neuzeitliche Baugeräte: Schleppschaufelbagger. Sci. et Ind. 17 (1933) S. 407. |
| 22. Bay City Shovels, Inc., Bay City (Mich.). | Löffelbagger bis 1 m ³ . | Moreau, Ch.: Das moderne Gerät für öffentliche Arbeiten: Erdarbeiten, „Moningham“-Bagger und andere. Sci. et Ind. 17 (1933) S. 501. |
| 23. The Parsons Co., Newton (Iowa). | Grabenbagger, Zufüller usw. | Rohde: Über die Ausführung von Erdbewegungen am Boulder-Dam. Bauing. 14 (1933) S. 585. |
| 24. Monihan Machine Co., Chicago (Ill.). | Eimerseilbagger (Sonderbauart auf Schreitfüßen mit Dieselantrieb). | Vom amerikanischen Straßenbau. Verkehrstechn. 15 (1934) S. 19/20. |
| 25. Haiss Manufacturing Co., New York (N. Y.). | Auflader, auch als Bagger arbeitend. | Hydraulisch angetriebener Elevator und Pflug. Construction Methods 16 (1934) S. 44. |
| 26. Sauerman Bros., Inc., Chicago (Ill.). | Kabelbagger, Schrapper. | Neue Arbeitsgeräte, geländegängige Kippförderwagen. Construction Methods 16 (1934) S. 38. |

Schrifttum.

a) Im Text erwähnt.

- [1] Der Florida-Schiffahrtskanal, Baggermethoden und Geräte. Construction Methods 18 (1936) S. 34.
- [2] Erstellung von 13 Erddämmen bei den Muskingum-Talsperren. Construction Methods 18 (1936) S. 29.
- [3] Der Bergstraßenbau des Blue Ridge Parkway. Construction Methods 19 (1937) S. 44.
- [4] Neuer, umwandelbarer Bagger der Bucyrus Erie Co. Compressed Air Magazin 39 (1934) S. 4407.
- [5] French: Die Verwendung von Eimerseilbaggern im Deichbau. Engng. News Rec. 108 (1932) S. 796.
- [6] Franke, W.: Flutschutzbauten am Mississippi. Werft Reed. Hafen 16 (1935) S. 7.
- [7] Franke, W.: Sonderkonstruktionen des amerikanischen Baggerbaues. Fördertechn. 26 (1933) S. 244.
- [8] Franke, W.: Eimerseilbagger auf Schreitfüßen. Wasserwirtsch. u. Techn. 28 (1935) S. 125.
- [9] Hoppe: Aluminium als Baustoff für Ausleger und Schürfkübel von Baggern in Amerika. Bauing. 14 (1933) S. 399.
- [10] Dürbeck, A.: Baggerkrane mit Auslegern und Schürfkübeln aus Aluminium und Stahl. Fördertechn. 28 (1935) S. 12.
- [11] Ackermann, A. I. u. C. H. Locher: Entwurf und Baustelleneinrichtung für Großerdarbeiten (No. 12: Baggergeräte und ihre Leistung). Construction Methods 18 (1936) S. 40.
- [12] Moreau, Ch.: Neuzeitliche Baustelleneinrichtungen (Kabelbagger). Sci. et Ind. 17 (1933) S. 450.
- [13] Franke, W.: Der Schrapper als neues Fördermittel im Baubetrieb. Bauing. 12 (1931) S. 142.
- [14] Neuer Schrapper. Roads and Streets 56 (1933) S. 246.
- Der Bau des Bouquet Canyon-Dammes zur Wasserversorgung von Los Angeles. Engng. News Rec. 112 (1934) S. 811.
- Cushingu, Stokstad: Die Bodenausfüllung für Straßen in sumpfigem Gelände: Bauverfahren und Kosten. Engng. News Rec. 114 (1935) S. 126.
- Franke, W.: Fördertechnik beim Bau des Madden-Staudammes. Bauing. 16 (1935) S. 54.
- Haller: Baustellenleitung und Löffelbaggerleistung beim Straßenbau. Bautechn. 13 (1935) S. 121.
- Morton: Bodenuntersuchungen bei Straßenbauten (New-Hampshire). Engng. News Rec. 114 (1935) S. 706.
- Franke, W.: Fördertechnik am Panama-Kanal. Fördertechn. 28 (1937) S. 150.
- Die wirtschaftliche Verwendung von Baggern. Engineering 142 (1935) S. 446.
- Walch: Entwurf und Ausführung von Staudämmen und Kanaldämmen. Berlin, Julius Springer, 1936.
- Knappen: Die Entwicklung der Baustelleneinrichtung für Erdbewegungen. Civ. Engng. 6 (1936) S. 143.
- Clemens: Die Regulierung des Mississippi. Engng. News Rec. 116 (1936) S. 126.
- Über die Herstellung des Quabbin-Deiches. Engng. News Rec. 116 (1936) S. 706.
- Simons, H.: Neuere amerikanische Geräte für Erdgewinnung und Erdbewegung. Bauing. 17 (1936) S. 323.
- Loos, W.: Neuere amerikanische Erdbaugeräte. Bauing. 17 (1936) S. 541.
- Hydraulisch betriebener Schürfwagen. Construction Methods 18 (1936) S. 36.

ÜBER DIE ANLAGE VON NEUZEITLICHEN VERKEHRSFLUGHÄFEN IM AUSLANDE¹.

Von Oberreg.-Baurat Dr.-Ing. Bilfinger und Dipl.-Ing. Rapp.

Übersicht: I. Einleitung. — II. Beschreibung der Flughäfen: A. Los Angeles-Burbank; B. Lydda, Haifa; C. Rhode Island State Airport; D. Paris-Versailles. — Zusammenfassung und Schlußfolgerung.

I. Einleitung.

Der Drang nach immer schnellerer Überwindung von Raum und Zeit hat in den letzten Jahren zu einem ungeahnten Aufschwung des europäischen Luftverkehrs geführt, obwohl die verkehrsfeindlichen politischen und wirtschaftlichen Grenzen in Europa für den Luftverkehr eine außerordentliche Erschwernis bedeuten. Im Gegensatz hierzu konnte sich der Luftverkehr in

Amerika, hauptsächlich in den Vereinigten Staaten, begünstigt vor allem durch die Weiträumigkeit des Landes, ungehemmt entwickeln. Nicht umsonst marschiert heute der amerikanische Luftverkehr zahlenmäßig an der Spitze. Aber auch die Bodenorganisation hat dort immer neuen Auftrieb bekommen und wir müssen heute leider anerkennen, daß die Vereinigten Staaten auch bezüglich Bodenorganisation erwiesenermaßen einen erheblichen Vorsprung haben. Da sich ohne eine einwandfreie Gestaltung der Verkehrsflächen, d. h. der Rollfelder, die notwendige Sicherheit des Start- und Landevorganges bei starker Verkehrshäufung nicht erzielen ließ, war man dort sehr bald gezwungen, diesem Problem des Flughafenbaues näherzutreten. Das moderne Flugzeug mit

¹ Freigegeben durch Reichsluftfahrtministerium, Pressestelle, vom 5. Oktober 1937.

seiner hohen Fluggeschwindigkeit verlangt trotz Anwendung aller modernen Start- und Landhilfen größere Start- und Landelängen als früher. Außerdem erscheint es in der Verkehrsfliegerei immer schwerer vertretbar, Flüge wegen schlechten Wetters ausfallen zu lassen. Die dafür notwendigen Aufwendungen auf dem Flughafen in Gestalt der Einflugschneisen, an die hinsichtlich der Hindernisfreiheit besondere Ansprüche gestellt werden müssen, fordern heute eine entsprechende Sorgfalt bei der Auswahl und Gestaltung der Flughäfen. Startbahnen sind in Deutschland noch so gut wie unbekannt. Das Ausland mußte in dieser Beziehung schon sehr früh an die Lösung dieser schwierigen Probleme herangehen, da die zum Teil anders garteten klimatischen Verhältnisse dazu zwangen.

Im Zusammenhang mit der Inangriffnahme des Neubaus von drei großen deutschen Verkehrsflughäfen in

Berlin-Tempelhof,
München-Riem,
Stuttgart-Echterdingen,

dürfte es für die Fachwelt doch nicht ohne Interesse sein, auch den Stand der Entwicklung im modernen Flughafenbau des Auslandes kennenzulernen. Es sollen deshalb nachstehend die Anlagen einiger bemerkenswerter Beispiele des Auslandes beschrieben und der Versuch gemacht werden, aus dem zur Verfügung stehenden Material des Auslandes die notwendigen Folgerungen zu ziehen.

II. Beschreibung der Flughäfen.

A. Los Angeles - Burbank.

Wohl einer der verkehrsreichsten und bekanntesten Flughäfen der Vereinigten Staaten von Amerika ist der Hauptflughafen von Los Angeles-Burbank. Die Zeit seiner Entstehung liegt schon einige Jahre zurück. Die Grundsätze, die bei seiner Planung auf-

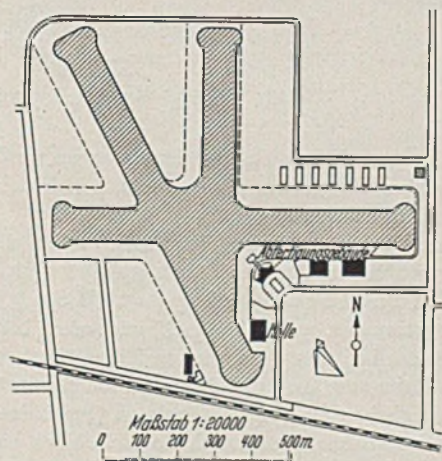


Abb. 1.
Flughafen
Los Angeles-
Burbank, USA.

gestellt wurden, sind jedoch heute noch richtungsweisend und eilten damals für europäische Begriffe der Entwicklung weit voraus. Man war in Europa gewohnt, als Grundform des Flughafens den Kreis bzw. das umschriebene Quadrat und zum Teil auch die Rechteckform anzusehen, wobei die Flughafengebäude, wie Abfertigungsgebäude, Werft, Flugzeughallen und sonstige technische Gebäude am Rand einer dieser geometrisch einfachen Figuren peripherisch aufgereiht wurden. Diese Entwicklung, die auch in Amerika zu Beginn des Luftverkehrs vorherrschte, wurde dort mit dieser Lösung grundsätzlich verlassen. Dafür trat, wie aus Abb. 1 zu ersehen ist, eine neue Form des Flughafens² oder, besser ausgedrückt, des Rollfeldes hervor, die man nach der geometrischen Form und Lage als Keilbebauung bezeichnen kann. Ursächlich dürfte diese Form durch die in ihrer Art erstmalige Betrachtung eines Flughafens als Betriebsfläche für ein schnelles Verkehrsmittel entstanden sein, das zur sicheren Bewerksstellung des Start- und Landevorganges eine betriebstechnisch einwandfreie Lösung in der Anlage des Rollfeldes verlangt. Dieser Forderung ist bei seiner Herrichtung entsprochen worden, indem ein Teil desselben nach einem bestimmten System künstlich befestigt wurde, um die Flä-

² Pirath: Forschungsergebnisse des Verkehrswissenschaftlichen Instituts für Luftfahrt, Heft 4, S. 88. München u. Berlin: R. Oldenbourg 1931.

chen von den jeweiligen Witterungsbedingungen unabhängig zu machen. Das kalifornische Klima weist infolge der seltenen Regenfälle für eine Grasnarbe ungünstige Vegetationsbedingungen auf. Sie hat infolgedessen während der heißen Jahreszeit keinen Bestand und wird, soweit sie infolge der sendenden Sonnenstrahlen noch nicht ausgebrannt ist, vom Verkehr vollends zerstört. Beim Flughafen Burbank wurde deshalb von vornherein auf die Erhaltung einer Grasnarbe auf den stark beanspruchten Teilen des Rollfeldes verzichtet und an ihrer Stelle das in Abb. 1 abgebildete Startbahnsystem angelegt. Die Startbahnen wurden auf Grund der Windhäufigkeitsrose so angelegt, daß die am häufigsten vorkommenden Windrichtungen Berücksichtigung finden. Die durch die örtlichen klimatischen, topographischen bzw. orographischen Verhältnisse bedingte Windhäufigkeitsrose zeigt als häufigste Richtung Wind aus Südosten; dann folgen entsprechend der Häufigkeit Winde aus Süden und Norden mit den verhältnismäßig seltenen Windrichtungen aus Osten und Nordosten. Vergleicht man damit das gewählte Startbahnsystem, dann erkennt man, daß außer der Nordost- bzw. Südwestrichtung sämtliche anderen Hauptwindrichtungen der achteiligen Windrose berücksichtigt sind. Die beiden letzteren Windrichtungen stellen jedoch nur etwa 12% der Windhäufigkeit dar, und konnten außerdem auch infolge ihrer geringen Stärken vernachlässigt werden.

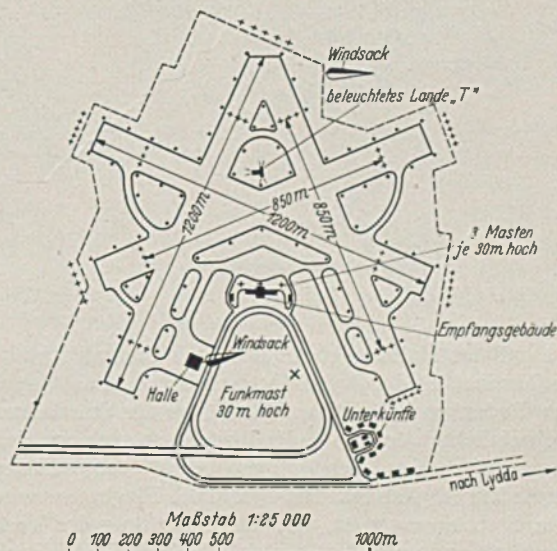


Abb. 2. Flughafen Lydda.

Als zweites Merkmal ist der bereits oben erwähnte Versuch zu verzeichnen, die notwendigen Flughafengebäude dem Startbahnsystem bzw. dem Flugbetrieb so anzupassen, daß durch ihre Errichtung keinerlei zusätzliche Flughindernisse entstehen. Durch das keilförmige Verschieben der Bebauung werden hier zwei Vorteile gegenüber der Randbebauung erreicht. Erstens wird dadurch der Betriebsschwerpunkt der Abfertigung nähergerückt, was sich durch Verkürzung der Rollwege sowohl wirtschaftlich wie auch betrieblich wertvoll bemerkbar macht. Zweitens wirken die Gebäude bei dieser Anordnung trotz der Betriebsnähe nicht störend, da das Starten und Einschweben nach bzw. von allen Richtungen hindernisfrei erfolgen kann.

Läßt diese Planung vielleicht auch noch manche Wünsche unerfüllt, so ist doch den betrieblichen Forderungen weitgehend schon entsprochen.

B. Lydda - Haifa.

Die englischen Kolonialflughäfen Lydda (Abb. 2), Haifa (Abb. 3) und Singapore, die durch ihre Lage an der englischen Indienstrecke als Zwischenlandeplätze eine große Bedeutung besitzen, zeigen bezüglich der Grundrißform der Bebauung die folgerichtige Weiterentwicklung des zuvor erwähnten Beispiels. Der Grundriß der Bebauungsfront, der bei Los Angeles-Burbank noch einen Winkel von 90° aufweist, ist bei Lydda bereits auf 45° verringert und stellt dadurch in flugtechnischer Hinsicht für startende

und landende Flugzeuge kein Hindernis, welches auf dem Rollfeld irgendwelche tote Zonen entstehen lassen könnte, mehr dar. Die Bebauung ist so großzügig angelegt, daß immer noch mindestens weitere fünf Hallen der bereits vorhandenen Größe gebaut werden können, ohne hierdurch zusätzliche Hindernisse zu schaffen. Das Abfertigungsgebäude liegt wiederum zu dem betrieblichen Schwerpunkt sehr günstig, wodurch, wie bereits vorher erwähnt, eine erhebliche betriebliche Verbesserung gegenüber der Randbebauung gegeben ist.

Das Startbahnsystem von Lydda ist um eine weitere Startbahn vermehrt worden und zeigt nun vier Startbahnen, die acht verschiedenen Windrichtungen dienen, da eine Startbahn zweientgegengesetzten Windrichtungen genügt.

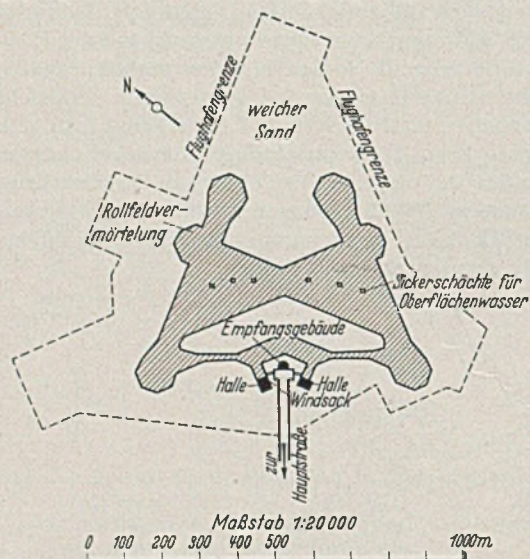


Abb. 3. Flughafen Haifa.

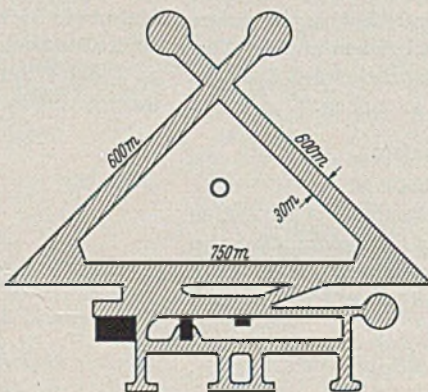


Abb. 4. Flughafen Abilene, USA.

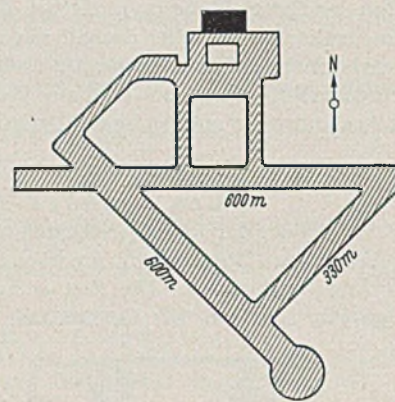


Abb. 5. Flughafen Indianapolis, USA.

Der Flughafen Haifa zeigt ein ähnliches Bild wie Lydda. Jedoch ist er hinsichtlich der Rollfeldbefestigung mehr auf den augenblicklichen Bedarf zugeschnitten. Die Länge der Startbahnen beträgt durchschnittlich 600 m; sie sind jedoch so angelegt, daß eine Erweiterung auf 1000 m innerhalb des bereits vorgesehenen Geländes bei Bedarf möglich ist. Der Umriß des Flughafens wird, wie deutlich in Erscheinung tritt, von der Gestaltung der Verkehrsfläche beeinflusst und weist demzufolge keine Kreis- oder Rechteckform auf, wozu auch nach der heutigen Auffassung über die Anlage eines Flugplatzrollfeldes keine Notwendigkeit besteht. Es ist übrigens bemerkenswert, daß der Flughafen Haifa sehr stark von der Anlage des Flughafens New Orleans (USA.) beeinflusst ist³. Die Betriebsgebäude sind wiederum in Keilform so angelegt, daß ein Überfliegen derselben bei keiner Windrichtung notwendig wird. Eine Beeinflussung der Größe des nutzbaren Rollfeldes tritt dadurch nicht auf. Der Flughafen ist deshalb in bezug auf die Weiterentwicklung des Flugzeugbaus hinsichtlich der flachen Gleit- und Steigwinkel unempfindlich, sofern bei zu erwartenden Neukonstruktionen nur gewährleistet ist, daß eine bestimmte Rolllänge bei Start und Landung nicht überschritten wird. In diesem Zusammenhang muß bemerkt werden, daß eine weitere Zunahme der reinen Start- und Landelängen nach diesseitigen Erachten durch entsprechende konstruktive Maßnahmen auf jeden Fall verhindert werden sollte. Es könnte sonst der Zustand eintreten, daß hochwertige, schnelle Flugzeuge deshalb unbrauchbar werden, weil sie nur auf wenigen, besonders groß angelegten Flughäfen landen können.

Auch die amerikanischen Flugplätze Abilene (Abb. 4) und Indianapolis (Abb. 5) sind hinsichtlich ihrer Rollfeldgestaltung bemerkenswert. Bei diesen Flughäfen sind die Startbahnen in der Form eines Dreiecks, dem sog. Dreieckssystem, das hinsichtlich der Sicherung des Rollbetriebes, der Übersichtlichkeit und vor allem der Wirtschaftlichkeit erhebliche Vorteile aufweist, angelegt worden. Wenn auch beide Flughäfen nicht die ideale Form des Drei-

ecksystems besitzen, so ersieht man doch, daß ein reibungsloser Ablauf des Verkehrs dadurch gewährleistet wird, daß jeweils zwei von den drei Startbahnen als Zubringer- bzw. Abrollbahnen dienen können. Es muß allerdings dabei vorausgesetzt werden, daß die Maschine nach der Landung so lange auf der Bahn weiterrollt, bis sie auf eine nach rechts bzw. links abzweigende Rollbahn trifft und damit sofort die Bahn für den nächsten Start- oder Landevorgang freimacht. Grundsätzlich ist zu bemerken: Ein Zurückrollen auf derselben Bahn muß unter allen Umständen vermieden werden, da außer der dabei entstehenden Gefahr eines Zusammenstoßes eine wesentliche Herabsetzung bis zu einem Drittel der normalen Leistungsfähigkeit eines Flughafens eintritt. Um Unfälle zu vermeiden, müßten dann die Start- und Landebahnen in einer derartigen Breite angelegt werden, daß auf der befestigten Fläche eine neutrale Zone zum Rollen abgesteckt werden könnte. Da jedoch die übrigen zwei Bahnen während der Benutzung einer Bahn nicht für den Start- und Landebetrieb benötigt werden, ist es nur folge-

richtig, daß jene zusätzlich zum Rollen herangezogen werden. Die Bebauung der beiden Flughäfen bietet sonst hinsichtlich ihrer Form nichts Bemerkenswertes.

Im Gegensatz zu diesen beiden Flughäfen stellen die Startbahnsysteme der Flughäfen Basrah (Marzil) Irak (Abb. 6) und Rhode Island State Airport (USA.) (Abb. 7) das sog. Scherensystem dar, welches jedoch, wie sofort bei näherer Betrachtung zu sehen ist, den wesentlichen Mangel aufweist, daß ein- und dieselbe Bahn zum An- und Zurückrollen benutzt werden muß, da ein Ringverkehr wegen des Mangels an Querbahnen nicht möglich ist. Die Startbahnen in Basrah überschneiden sich unter einem Winkel von 45° , so daß bei auftretendem Seitenwind dieser höchstens unter $22,5^\circ$ auftreten kann. Sehr starke Winde bedeuten jedoch gleichzeitig eine wesentliche Verkürzung der Start- und Landestrecken und können deshalb durch schräges Starten oder Landen zum Teil noch berücksichtigt werden. Untersuchungen über dieses Problem sind zur Zeit im Gange, ihr Ergebnis wird voraussichtlich eine entscheidende Bedeutung bei der zukünftigen Flughafengestaltung haben.

Der vorläufige Ausbau von Basrah mit Startbahnen von 580—675 m Länge und 30 m Breite scheint im Hinblick auf das heiße Klima und die dadurch bedingten schlechten Starteigenschaften der Flugzeuge etwas gering. Man muß jedoch berücksichtigen, daß die dort vorhandene hindernisfreie Anschwebemöglichkeit eine restlose Ausnutzung der Startbahnlängen gestattet. Der endgültige Ausbau sieht jedoch Längen von 750—975 m, i. M. 890 m mit einer Breite von 125 m vor und dürfte damit voraussichtlich allen Anforderungen gewachsen sein.

Mit diesem endgültigen Ausbau ist allerdings die Entwicklungsmöglichkeit des Platzes erschöpft. Der Platz kann, da er in fast allen Richtungen von Wasserläufen begrenzt ist, auf die infolge ihrer Verkehrsbedeutung für das dortige Wirtschaftsleben nicht verzichtet werden kann, ohne kostspielige Verlegungen der Wasserläufe in keiner Richtung mehr vergrößert werden.

³ Mehmel: Bauing. 15 (1934) S. 398.

C. Rhode Island State Airport.

Rhode Island State Airport stellt heute einen der neuzeitlichsten Flughäfen der Vereinigten Staaten dar. Seine Anlage in der jetzigen Form entsprang dem Umstand, daß auf ihm der Betrieb früher während der nassen Jahreszeit eingestellt werden mußte. Dieser unhaltbare Zustand veranlaßte die amerikanische Regierung im Jahre 1933 mit einem Aufwand von 450 000 Dollar das vor-

Gründlichkeit in betriebs- und bautechnischer Hinsicht bearbeitet worden. Es sei hier nur kurz angeführt, daß ehe mit der eigentlichen Planung begonnen wurde, eingehende betriebstechnische, klimatologische, topographische und bautechnische Voruntersuchungen geführt wurden. Der vorliegende Plan zeigt diese vielen Einzelarbeiten leider nicht mehr. Es muß deshalb auf das angegebene Schrifttum verwiesen werden.

Wenn sich Taliaferro nicht eingehender mit der Form der Bebauung beschäftigt, dann rührt das daher, daß bekanntlich infolge der Dezentralisation bei der amerikanischen Verkehrs-Luftfahrt die Bildung von großen Endflughäfen vermieden wurde, und damit auch das Problem der Unterbringung einer großen Anzahl von Flugzeugen auf einem Platz nicht in dem Umfange notwendig wurde, wie in den europäischen Ländern. So besitzt z. B. Los Angeles 14 Flughäfen, die teils der Verkehrsluftfahrt und teils dem in Nordamerika sehr hoch entwickelten Privatluftverkehr dienen; Detroit etwa 12 Flughäfen, New York 7 Flughäfen, während in Europa, um Beispiele zu nennen, London 6, Berlin 3 und Paris 3 Flughäfen besitzt.

Infolgedessen ist der Umfang der Hallenbauten auf den amerikanischen Flughäfen verhältnismäßig gering, so daß dadurch Schwierigkeiten in betriebs- und flugtechnischer Hinsicht kaum auftreten. So weist z. B. Rhode Island nur zwei kleine Hallen und ein Abfertigungsgebäude auf. Los Angeles-Burbank weist dagegen bereits drei Hallen und ein Abfertigungsgebäude auf und zeigt deshalb schon die Keillösung, um ohne Störung des Flugbetriebes die Bebauung unterzubringen.

Bei der Anlage der Startbahnen ist das Scherensystem angewandt, welches hier unter Vermeidung der Nachteile der Lösung bei Basrah bereits durch Verbindungsrollbahnen wesentlich leistungsfähiger gemacht wurde. Die Ost-West-Startbahn wurde nach Angabe des Verfassers der Entwürfe an ihrem östlichen Ende durch die Verbindungsrollbahn deshalb nicht angeschlossen, weil die Geländeverhältnisse in diesem Rollfeldteil dies nicht ohne sehr großen Kostenaufwand zuließen. Die Länge der Startbahnen wurde mit 900 m (3000 Fuß) angenommen bei einer Breite von 50 m (150 Fuß). Die Verbindungsrollbahnen besitzen demgegenüber eine Breite von etwa 16 m. Diese Werte dürften etwa auch für deutsche Verhältnisse passen. Die Startbahnen schneiden sich unter 50,55 und 75°. Diese verhältnismäßig großen Winkelöffnungen stellen wohl das äußerste Maß dar, das bei der Anlage von großen Verkehrsflughäfen angewandt werden darf.

Die Befestigung besteht bei den Start- und Landebahnen aus Beton und bei den Verbindungsrollbahnen aus Asphaltmakadam auf einer 15 cm starken Tränkdecke mit Oberflächenbehandlung. Taliaferro führt zugunsten des Betons an, daß er billig in der Unterhaltung, gut sichtbar von oben und für die dortigen Verhältnisse besonders geeignet sei. Für deutsche Verhältnisse dürfte dies nicht zutreffen, da die Unterhaltung sich in Deutschland streckenweise als ebenso teuer wie die von Teer- bzw. Asphaltbelägen erwies. Es würde den Rahmen dieser Abhandlung überschreiten, wollte man hier auf das Für und Wider der einzelnen Befestigungsarten und die wichtigsten Planungseinzelheiten eingehen. Dies wird voraussichtlich der Inhalt einer weiteren Abhandlung werden, die sich ausschließlich diesem Problem widmen wird.

Interessant sind die nachfolgenden Zahlen, die auf Grund einer amtlichen Veröffentlichung (Descriptions of Airports and Landing Fields in the United States, Washington 1937) ermittelt wurden. Von 2253 Flugplätzen, wovon etwa 700 als Flughäfen (Airports) und der Rest als Flugplätze mit dem Charakter eines Hilfslandeplatzes (Landing Fields) zu bezeichnen sind, besitzen 606 Startbahnen (Runways). Dies bedeutet, daß nahezu alle Flughäfen Startbahnen besitzen. Von diesen 606 Flughäfen ist leider nur bei 148 die Art der Befestigung angegeben. Es entfallen 22% auf Beton, während der Rest mit Bitumen und anderem befestigt ist. Es kann jedoch nicht ohne weiteres daraus geschlossen werden, daß das Gesamtverhältnis bei den 606 Flughäfen ähnlich ist. Die Entwässerung der Startbahnen und des Rollfeldes, deren Bedeutung oft unterschätzt wird, ist als Oberflächenentwässerung

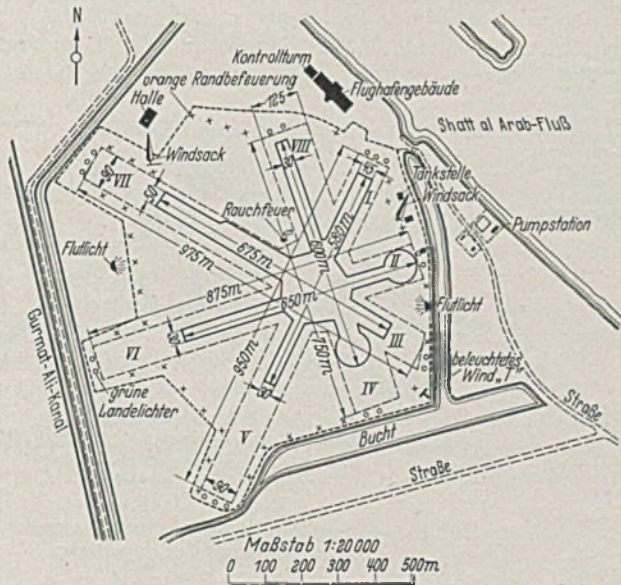


Abb. 6. Flughafen Basrah (Margil), Irak.

handene Rollfeld weitgehend zu verbessern. Diese Arbeiten wurden von A. P. Taliaferro, Jr., einem der angesehensten Flughafenbauer der Vereinigten Staaten von Amerika, durchgeführt. Taliaferro war von 1929 bis 1934 Chef der Flughafenabteilung des United States Department of Commerce und hat durch diese Tätigkeit

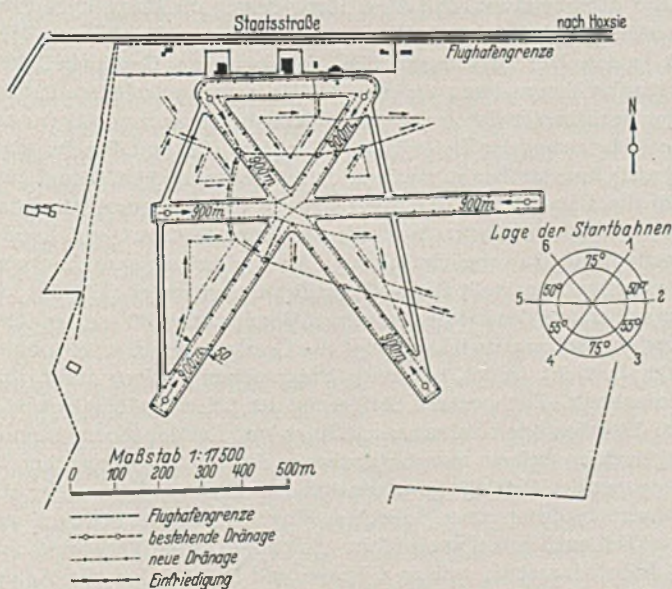


Abb. 7. Rhode Island State Airport, USA.

wohl den besten Überblick über das Flughafenproblem erhalten. Aus seinen zahlreichen und richtungsweisenden Veröffentlichungen seien hier nur zwei genannt: „Die Neugestaltung des Rhode Island State Airport“⁴ und „Wahl und Entwurf von Landflughäfen“⁵. Der Verfasser beschreibt hier die Grundlagen, die zu dem gewählten Entwurf des Flughafens Rhode Island geführt haben. Wohl noch nie ist ein Flughafenentwurf mit einer derartigen Umsicht und

⁴ Taliaferro, A. P. Jr.: Modernizing the Rhode Island State Airport. Aero Dig., Februar 1935, S. 24-26.

⁵ Taliaferro, A. P. Jr.: Aero Dig., Oktober 1935, S. 30.

ausgeführt. Da dieser Punkt nur unter Berücksichtigung der örtlichen Untergrund- und Oberflächenverhältnisse erörtert werden kann, muß auf seine Beschreibung an dieser Stelle verzichtet werden.

D. Paris - Versailles.

Als zukünftiger Weltflughafen von Paris ist der von U. Cassan stammende Entwurf Paris-Versailles (Abb. 8)⁶ anzusprechen, der

Die Anlage der Betriebsflächen ist klar durchdacht und zeigt deutlich, daß der Entwerfende die Aufgabe in erster Linie von der betrieblichen Seite her gelöst hat. Die Anlage bietet eine Benutzungsmöglichkeit sowohl für die im Kontinentalluftverkehr eingesetzten Landflugzeuge als auch für die im Transkontinental- und Transozeanluftverkehr verwendeten Wasserflugzeuge. Langstreckenflugzeuge weisen bekanntlich wegen der durch große Reisegeschwindigkeit und wegen der erhöhten Zuladungen an Be-

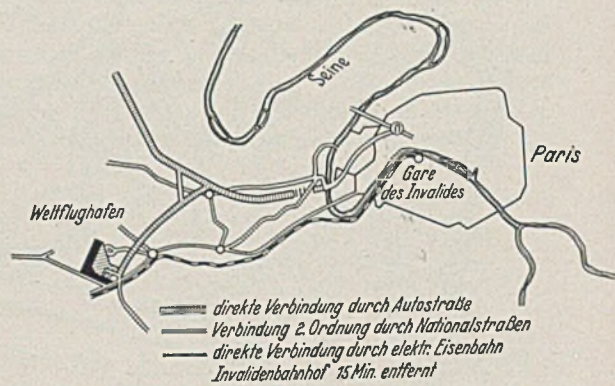
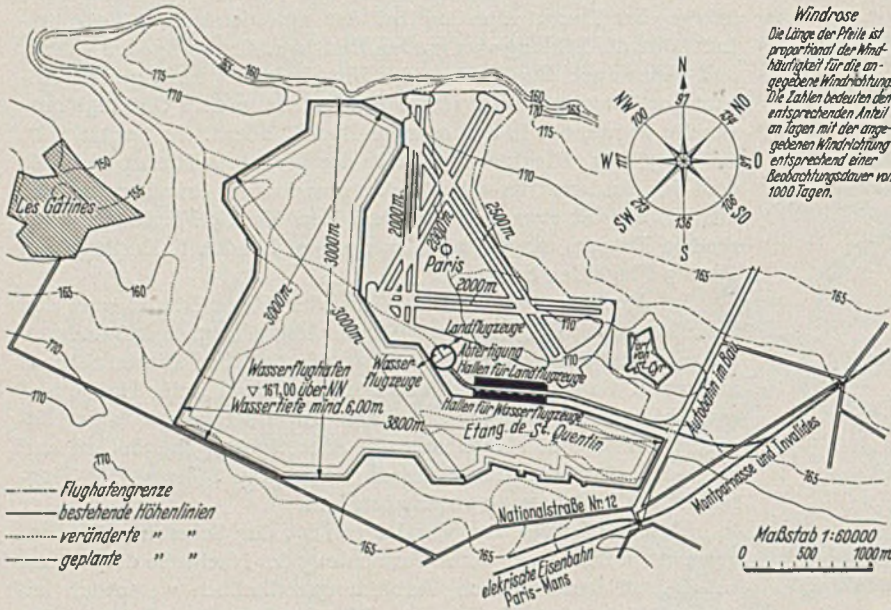


Abb. 9. Lage des Weltflughafens Paris-Versailles zum Verkehrsgebiet mit Zubringerlinien.

Abb. 8. Entwurf eines kombinierten Weltflughafens Paris-Versailles.

von seiten der französischen Behörden allseitige Zustimmung wegen seiner klimatologisch und betriebstechnisch einwandfreien Gestaltung gefunden hat. Eingehende jahrelange wissenschaftliche Untersuchungen über die Nebelhäufigkeit in der Umgebung von Paris haben bewiesen, daß in der Nähe von Paris verschiedene, durch den Großstadtdunst und Talnebel der Seine, Marne und Oise beeinflusste, besonders nebelreiche Gebiete vorhanden sind, denen andererseits wieder weit gegen den Stadtkern von Paris vorspringende Zonen, die sich durch ausgesprochene Nebelarmut auszeichnen, gegenüberstehen. Diese Eigenschaft eines in Aussicht genommenen Flughafengeländes bedeutet gegenüber im Großstadtdunst liegenden Flughäfen einen unschätzbaren Vorzug, welcher auch durch die bedeutenden Fortschritte in der Flugsicherung bei den verschiedenen Blindlandeverfahren nicht aufgehoben wird. Die besten technischen Hilfsmittel können bei diesen schwierigen Vorgängen, wie es das Landen eines Flugzeugs unter schlechten Witterungsverhältnissen darstellt, das menschliche Auge und das dadurch mögliche, korrigierende Eingreifen des Menschen nicht ersetzen.

Dieser große betriebliche Vorteil überwiegt deshalb bei weitem den Nachteil, der durch die weite Entfernung von 27 km von Paris entsteht (Abb. 9). An sich ist es aber ein grundlegender Fehler bei der Betrachtung der Entfernung in km zu denken. Maßgebend allein ist heute nur diejenige Zeit, welche notwendig ist, um den Bestimmungspunkt vom Ausgangspunkt zu erreichen; diese ist nicht allein von der Entfernung, sondern innerhalb einer Großstadt beim Kraftwagenverkehr ausschließlich von den Verkehrsverhältnissen abhängig. Bei dieser Art der Betrachtung gewinnt das Projekt Paris—Versailles ein ganz anderes Aussehen, da der Pariser Invalidenbahnhof mit der Eisenbahn in 15 Minuten zu erreichen ist. Durch den Bau einer besonderen Autobahn, die an die Hauptausfallstraßen von Paris angeschlossen ist, ist es mit dem heutigen Kraftwagen möglich, die Entfernung in derselben Zeit zu bewältigen.

triebsstoff und Verkehrsgut eine hohe Flächenbelastung auf und benötigen deshalb verhältnismäßig lange Start- und Landestrecken, die beim Start ein Mehrfaches der heute üblichen Zahlen ausmachen können. Hieraus sind die beim Flughafen Paris—Versailles vorgesehenen Längen von 2000 bzw. 3800 m zu erklären. Es wurde schon oben erwähnt, daß diese Entwicklung im Flugzeugbau der Ausdehnung des Luftverkehrs nicht ohne weiteres dienlich ist. Man ist jedoch hier gezwungen, den Vorsprung an Geschwindigkeit gegenüber den anderen Verkehrsmitteln zum mindesten zu halten, oder noch besser durch geeignete Maßnahmen zu vergrößern, um die Mehrkosten der Beförderung von Personen und Fracht wirtschaftlich vertretbar zu machen. Diese Notwendigkeit zwingt zum Teil die Entwicklung des Flugzeugs in diese Bahnen, ohne daß gleichzeitig eine entsprechende Verbesserung der Start- und Landeeigenschaften zu verzeichnen wäre. Als Verbindung von Land- und Wasserflughäfen stellt Paris—Versailles eine glückliche Lösung dar. Organisch aus den bei den einzelnen Windrichtungen notwendigen Betriebsflächen entwickelt, zeigt die Gesamtlage ein ungewohntes Bild, besticht jedoch bei einer Untersuchung sofort durch ihre Einfachheit. Zur weiteren Steigerung der Leistungsfähigkeit wurden die befestigten Bahnen nach Start- und Landebahnen getrennt angelegt, so daß ein ununterbrochener Betrieb bei entsprechender Regelung des Betriebs gewährleistet ist. Diese Anordnung wurde bei verschiedenen amerikanischen Flughäfen bereits erwogen und zum Teil auch schon ausgeführt. Besonders große Verkehrsdichte in Industriezentren, wie in Chicago und Detroit, hat die Anlage dieses Systems⁷ bereits notwendig gemacht.

Die Lage der Betriebsgebäude ergab sich bei der Kombination von Land- und Seeflughafen aus betrieblichen Gründen zwischen den beiden Betriebsflächen. Das gemeinsame Abfertigungsgebäude und die Hallen für die Land- und Wasserflugzeuge sind so angelegt, daß sie den Start und die Landung der Flugzeuge bei keiner Windrichtung beeinträchtigen. Besonders gut gelöst ist in diesem Fall die gegenseitige Lage der Hallen. Es wurde durch eine Tiefenstaffelung eine minimale Bebauungsfront erzielt. Ebenso großzügig wie die Verkehrsflächen I. Ordnung sind auch die II. Ordnung

⁶ Brégi, Christian: L'Aérophile 7 (1936) S. 151 und Jacques Breguet: L'Aérophile 8 (1936) S. 173.

⁷ Description of Airports and Landing Fields in the United States, Januar 1937.

vor den Hallen und dem Abfertigungsgebäude ausgestaltet worden. Die Flächen stellen die Zone der größten Betriebsdichte dar und müssen deshalb ausreichend bemessen sein, wenn Störungen im Abfertigungsvorgang durch Maschinen, schlechte Bodenverhältnisse usw. vermieden werden sollen. Die Reihe der Beispiele für die Entwicklung der Flughäfen im Auslande könnte noch beliebig vermehrt werden. Es würden jedoch immer wieder dieselben Grundsätze auftreten.

Als Zusammenfassung soll nun nachstehend versucht werden, einen klaren und knappen Überblick über das bisher Besprochene zu geben und die wichtigsten Erkenntnisse herauszustellen.

III. Zusammenfassung und Schlußfolgerung.

Aus dem Vorhergesagten kann ganz allgemein festgestellt werden, daß im Auslande bereits seit Jahren die ungeheure Wichtigkeit von Untersuchungen über die klimatischen und betrieblichen Grundlagen des Flugwesens in bezug auf den Flughafenbau erkannt ist, und zwar aus folgendem Grund:

Die Leistungsfähigkeit des Luftverkehrs ist unter ungünstigen Bedingungen, d. h. bei schlechtem Wetter nicht begrenzt durch die Leistungsfähigkeit der Strecke, sondern einzig und allein in der Aufnahmefähigkeit des Flughafens selbst.

Es sollen deshalb, wenn auch nur kurz, einige grundlegende Erkenntnisse des Auslandes, die aber auch schon in Deutschland zum Teil verwertet werden, um weitere Anregungen für die Zukunft zu geben, aufgezählt werden.

Die Vorarbeiten für die Anlage eines Flughafens beginnen mit der Auswahl eines geeigneten Geländes. Die Eignung ist hinsichtlich seiner Entfernung vom Verkehrszentrum, seiner Oberflächengestaltung und der klimatischen Bedingungen festzustellen. Das letztere bedingt eine möglichst frühzeitige Inangriffnahme der Vorarbeiten, da in der Klimatologie nur langjährige Reihenuntersuchungen, welche aber nicht für alle Gegenden in genügender Genauigkeit vorhanden sind, einen Wert haben. Werte für einen bestimmten Ort können nur sehr bedingt auf einen anderen Ort übertragen werden, da die klimatischen Verhältnisse je nach Höhenlage und topographischen Verhältnissen sehr stark wechseln. Grundsatz für jede Stadt- und Industrieplanung muß deshalb sein, ein für Flugplatzzwecke geeignetes Gelände von vornherein vorzusehen und sofort mit den meteorologischen Vorarbeiten zu beginnen.

Die Anlage eines Flughafens ohne diese Vorarbeiten ist heute dort, wo ohne Übereilung gebaut werden kann, nicht mehr denkbar. Außer der Feststellung der Windverhältnisse, welche einen maßgebenden Einfluß auf die Lage der Bebauung in bezug auf das Rollfeld haben, ist vor allem die Nebelhäufigkeit des gewählten Geländes zu berücksichtigen. Der Nebel ist wohl das stärkste Hindernis der Luftfahrt, und aufliegender Nebel macht heute noch eine Landung trotz bedeutender Entwicklung und Vervollkommnung der Bordinstrumente und des Blindlandeverfahrens fast unmöglich. Es ist deshalb natürlich, daß man von vornherein bei der Wahl des Flughafengeländes diesem Punkt besondere Aufmerksamkeit schenkt. Durch Ausschaltung von Gebieten häufigen Nebels wird man erhebliche betriebliche Vorteile für den Flugbetrieb erreichen können. Als Beispiel hierfür mögen die besonders ausführlichen Untersuchungen in dieser Beziehung für einen neuen Verkehrsflughafen, der in der Nähe von London gebaut wurde, dienen. Die berüchtigten Londoner Nebel haben häufig zu einer vollkommenen Lahmlegung des Verkehrs geführt und dadurch dem Luftverkehr besonders schwer geschadet. Infolge der besonders gearteten Verhältnisse in der Umgebung von London wurden deshalb mehrere Ausweichhäfen ausgewählt, die derart liegen, daß bei der meist geringen Ausdehnung des Nebelgebietes immer ein Flugplatz auf-
liegar ist.

Im Interesse der Zuverlässigkeit des Luftverkehrs ist es daher vorläufig noch zweckmäßig, mehrere geeignete Ausweichhäfen vorzusehen, da, wie es sich bei den Untersuchungen von London gezeigt hat, immer einer der vorgesehenen Häfen anfliegbar sein wird.

Zentralflughäfen haben naturgemäß große betriebliche und wirtschaftliche Vorteile. Es läßt jedoch der heutige Stand der

Flugsicherung bei Schlechtwetter eine derartige Konzentration immerhin etwas bedenklich erscheinen, da bei einer Ansammlung mehrerer Flugzeuge in der Flughafenzone infolge des komplizierten und zeitraubenden Landevorganges leicht Gefahrenmomente entstehen können.

Die Sicht innerhalb der Atmosphäre ist eine der wichtigsten Faktoren, welche man bei der Bestimmung der Lage eines Flughafens berücksichtigen muß. Die vollkommenste Lösung der Funkpeilung und Landung ohne Sicht stellt niemals die gleiche Sicherheit, wie die direkte Sicht für den Flugzeugführer dar. Durch weitere Auseinanderziehung der Flugzeuge kann eine Zusammenstoßgefahr vermieden werden. Allerdings entstehen dadurch Zeitverluste, welche den Zeitgewinn des Luftverkehrs gegenüber dem bodengebundenen Verkehrsmittel als außerordentlich fragwürdig erscheinen lassen. Man kann bestimmt annehmen, daß es einem Fluggast angenehmer ist, in etwas größerer Entfernung von seinem Reiseziel ohne Verzögerung zu landen, als längere Zeit im Blindflug auf Landung warten zu müssen. Durch entsprechende Maßnahmen der Bodenorganisationen kann der Fluggast trotzdem rasch mit Kraftwagen, ohne Zeitverlust an sein Reiseziel gebracht werden.

Allgemein kann darauf hingewiesen werden, daß Großstädte mit ihrem Dunstkeim stets nebelbegünstigend wirken. Es ergab sich das Bild, das auch sonst allgemein gilt, daß ein Flughafen in bezug auf eine Stadt am günstigsten in den Westen bis Nordwesten gelegt wird, da er auf diese Weise dem Einfluß des Dunstkeims und des Stadtnebels am ehesten entzogen wird. Das durchschnittliche Bild der Windhäufigkeitsrose zeigt in Europa zwischen dem 40. und 60. Breitengrad ein starkes Überwiegen der westlichen Winde, während die östlichen Winde seltener und dann in Europa vor allem „Schönwetterwinde“ sind (Abb. 10). Es besteht am ehesten

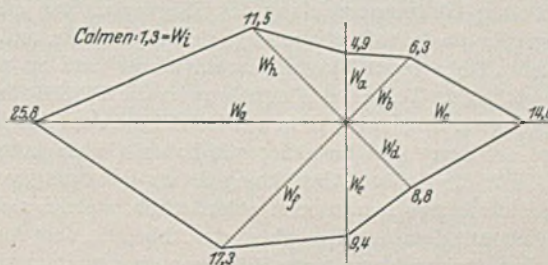


Abb. 10. Windhäufigkeitsrose.

die Gefahr, daß der Dunstkeim bzw. Nebel in östlicher Richtung verlagert wird. Betriebstechnisch liegt ein Flughafen nördlich wohl am günstigsten, weil damit außer den vorerwähnten Vorteilen noch besonders günstige Verhältnisse hinsichtlich des Flugbetriebs geschaffen werden. Bei einem Verhältnis der westlichen Winde zu den östlichen Winden von 70:30, wobei Nord- und Südwinde je hälftig zum Westen bzw. Osten geschlagen werden, geht der größte Teil des Ab- und Anfluges über unbebautes Gelände. Dies ist hinsichtlich der Flugsicherheit von großem Wert, da bei der Abhängigkeit des Luftverkehrsmittels von der jeweils herrschenden Windrichtung beim Übergang von einem Verkehrsmedium zum anderen damit die besten Vorbedingungen hinsichtlich eines sicheren Start- und Landebetriebs vorhanden sind. Es sollte immer vermieden werden, die Abflüge unmittelbar über menschliche Ansiedlungen hinwegzuführen, da gerade beim Start infolge der starken Beanspruchung der Motoren leicht Motorstörungen auftreten können, die dann unter Umständen verhängnisvolle Notlandungen inmitten von bebautem Gelände zur Folge haben. Dasselbe gilt auch für den Anflug, wenn auch in geringerem Maße, da bei einer mißglückten Landung immer noch durchgestartet werden kann.

Die Entfernung des Flughafens vom Verkehrsgebiet ist grundsätzlich nur nach Zeit zu berechnen. Daher ist es heute nebensächlich, ob ein Flughafen 5 oder 15 km vom Verkehrszentrum entfernt ist. Die Hauptsache ist eine Schnellverbindung zwischen diesem und jenem, die es gestattet, das Ziel ohne Beeinträchtigung durch den langsamen Großstadtverkehr rasch und sicher zu erreichen. Rechnet man als Durchschnittsgeschwindigkeit der Ver-

kehrsmittel in Großstädten 30 km/h, dann kann man mit den modernen Verkehrsmitteln bei besonders günstigen Verkehrsbedingungen ohne weiteres das 2—2½ fache erreichen. Dies bedeutet, daß der Flugplatz bei gleichem Zeitaufwand für die An- und Abfahrt das 2—2½ fache weiter vom Verkehrszentrum entfernt sein kann. Es ist deshalb verständlich, wenn z. B. bei der Planung des Weltflughafens Paris—Versailles eine Entfernung von annähernd 30 km hingekommen wurde.

In der Nähe von menschlichen Ansiedlungen macht die Festlegung der Anflugschneise immer Schwierigkeiten, da bei der geringen Anflughöhe beim Blindlandeverfahren jede Bebauung unter Umständen einen Gefahrenpunkt darstellt. Zudem bedeutet die Anlage eines Flughafens nach den gesetzlichen Bestimmungen⁸ in der Nähe von Städten bei den hohen Grundstückspreisen immer eine wesentliche Wertminderung des Eigentums, da sämtliche Grundstücke innerhalb der sogenannten Flughafenzone 1,5 km um den Rollfeldmittelpunkt erheblichen Beschränkungen hinsichtlich der Bebauung unterworfen sind.

Kann man das oben Gesagte als die Vorarbeiten bezeichnen, dann beginnt mit der Festlegung der Gestaltung des Flughafens die eigentliche flugtechnische und betriebliche Ausarbeitung der Verkehrsfläche. Dieser Ausdruck deutet schon auf die Tatsache hin, daß der Entwurf von Flughäfen von dieser Seite angefaßt werden muß, wenn er betrieblich einwandfrei gelöst werden soll.

Die Grenzen des Flughafens sollen den Start- und Landebetrieb gewissermaßen einfassen und richten sich demnach nach dem Umfang und der Form der notwendigen Verkehrsfläche. Eine umgekehrte Auffassung des Problems des Flughafens, d. h. Schaffung einer beliebig geformten Verkehrsfläche und Einzwängung des Verkehrs entspricht nicht mehr den neueren Auffassungen, und war auch einer Weiterentwicklung des Flugwesens auf jeden Fall ungünstig. Es ist deshalb notwendig, sich über Form und Größe der Verkehrsfläche eines Flughafens ein klares Bild zu machen.

Der wichtigste Teil eines Flughafens ist die Fläche für Bewegungsvorgänge I. Ordnung⁹, d. h. das Rollfeld, da auf ihm sich die Flugzeuge bei Start und Landung mit hohen Geschwindigkeiten bewegen. Für die sichere Abwicklung dieser Bewegungsvorgänge ist heute eine Länge von 1000 m erforderlich, welche sich beim Startvorgang aus dem Anrollweg bis zum Abheben, dem Anschweben und dem Steigen bis zu einer Höhe von etwa 20 m zusammensetzt. Der Landevorgang spielt sich in gleicher Richtung rechts neben dem Start ab und beansprucht etwa dieselben Ausmaße. Insgesamt dürfte für beide Bewegungsvorgänge einschließlich der neutralen Zone, allerdings ohne den notwendigen Sicherheitszuschlag bei der Blindlandebahn, eine Breite von 500 m genügen. Diese Zahlen entsprechen auch den Zahlenangaben des Air Commerce Department der Vereinigten Staaten von Amerika. Entscheidend für die Betriebssicherheit und Leistungsfähigkeit des Flughafens ist die Verbindung von Verkehrsflächen und Bebauung. Diese Frage ist infolge der Abhängigkeit des Flugzeuges von der Windrichtung im Gegensatz zu den erdgebundenen Verkehrsmitteln weit schwieriger zu lösen.

Ursächlich wirkt sich darin:

1. Die Abhängigkeit des Start- und Landevorganges von der jeweils herrschenden Windrichtung, und
2. die Abhängigkeit der Windrichtung von der Großwetterlage und der Oberflächengestaltung der Flughafenzone aus.

Betrachtet man die Windhäufigkeitsrose (Abb. 10), welche in diesem Fall für das Flachland in Mitteleuropa charakteristisch ist, dann sieht man, daß sämtliche Windrichtungen vorkommen können, wenn auch verschieden häufig. Diese Tatsache erlaubt, daß die seltenen Windrichtungen bei der Beurteilung der Betriebswichtigkeit zurückgestellt werden, jedoch ohne sie vernachlässigen zu können. Dies beeinflußt allerdings die Größe der Verkehrsflächen, d. h. man muß durch die Anordnung der Breite des

Verkehrsbandes, die von vornherein nicht berücksichtigte Windrichtung diagonal noch berücksichtigen. Da eine gewisse Bandbreite für den Verkehr mit Flugzeugen sowieso notwendig ist, läßt sich dies ohne weiteres mit geringem Mehraufwand durchführen.

Sehr wichtig für den Betrieb sind außerdem die Betriebsflächen II. Ordnung, die dem Zu- und Abgang der Flugzeuge bei Start und Landung, der Wartung und Abfertigung sowie dem Abstellen der Flugzeuge dienen. Da auf diesen Flächen nur langsam gerollt wird, ist der Flächenbedarf nicht so groß, wie beim Start- und Landevorgang. Er darf jedoch nicht vernachlässigt werden, da diese Flächen von großem Wert für den Abfertigungs- und Wartungsbetrieb sind.

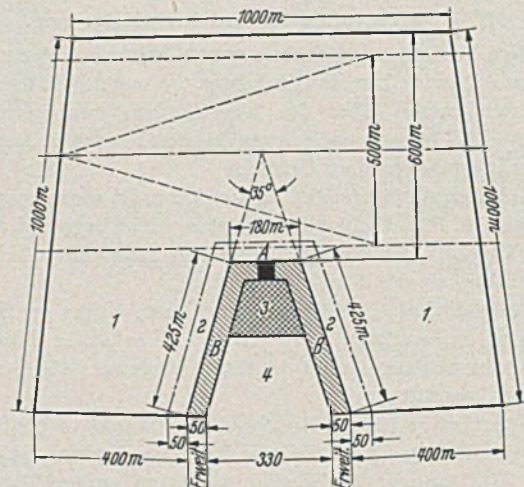


Abb. 11. Grundsätzliche Gestaltung eines Landflughafens.

Als Ergebnis eingehender betrieblicher Untersuchungen der neuen ausländischen Flughäfen, wurde die in Abb. 11 grundsätzlich dargestellte Lösung gefunden, die selbstverständlich je nach den örtlichen Gegebenheiten eine andere Umrißform annehmen kann, wobei jedoch die keilförmige Bebauung immer wiederkehrt. Der Vorteil dieser Lösung tritt bei kleinen Flughäfen nicht so sehr in den Vordergrund, da wie aus Abb. 12 zu erkennen ist, der geringe

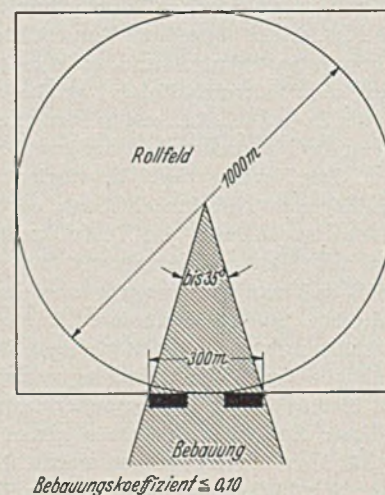


Abb. 12. Bebauungskoeffizient eines kleinen Verkehrsflughafens.

Umfang der Hochbauten kaum eine Behinderung des Flugbetriebes verursacht. Anders werden die Verhältnisse jedoch bei großen Flughäfen, deren großer Bebauungskoeffizient, d. h. Verhältnis des unbauten Umfangs zum bebauten Rande, oft bis zu 0,35 beträgt, liegen. Bei der bisher üblichen Anlage von Flughäfen in quadratischer oder kreisförmiger Form mit Randbebauung bedeutete dies eine wesentliche Beeinträchtigung des Rollfeldes als Betriebsfläche, welche im Laufe der Jahre häufig zu Erweiterungsmaßnahmen des Rollfeldes zwingen wird. Die keilförmige Bebauung vermeidet dies, da sie es ermöglicht, die gleiche Bebauungsfront mit einem wesentlich kleineren Bebauungskoeffizienten einzufügen, als es bei der Randbebauung möglich wäre. Außerdem ist es bei der keilförmigen

⁸ Luftverkehrsgesetz vom 8. August 1936.

⁹ Pirath: Forschungsergebnisse des Verkehrswissenschaftl. Institutes für Luftfahrt an der Techn. Hochschule Stuttgart, Forschungsheft 2 und 11.

Bebauung möglich, bei jeder Windrichtung hindernisfrei zu starten und zu landen, selbst bei der ungünstigsten, senkrecht zur Bebauung verlaufenden Windrichtung. Die Entwicklungsrichtung der Bebauung muß deshalb so festgelegt werden, daß auch durch die in Zukunft notwendigen Gebäude zusätzliche Hindernisse nicht geschaffen werden.

Startbahnen sind nach amerikanischer Auffassung¹⁰ ein Hauptbestandteil des Lageplanes, nicht allein weil sie zur besseren Abwicklung und Regelung des Luftverkehrs beitragen, sondern weil die Flugzeuge in kurzen Abständen rollen können, und die Piloten wissen, was sie von den nachfolgenden Piloten zu erwarten haben. Die Entwicklung geht unverkennbar nach einfachen oder besser doppelten Startbahnen¹¹ zu, wobei sich der gesamte Verkehr jederzeit auf diesen Startbahnen abspielt. Wenn dies überall eingeführt und das Startbahnsystem so ausgebaut wird, daß startende Flugzeuge den Startpunkt ohne Benutzung der Startbahn erreichen und landende Flugzeuge sofort nach der Landung von der Startbahn wegrollen können, dann ist es möglich, daß die Bewegungen sehr rasch aufeinanderfolgen und unnütze und damit unwirtschaftliche Wege zwangsläufig geringer werden, als wenn der Verkehr zwar über eine größere, aber unregelmäßige Fläche verteilt wird.

¹⁰ Taliaferro, A. P.: Wahl und Entwurf von Landflughäfen Aero Dig. Oktober 1935, S. 30.

¹¹ Siehe Paris-Versailles und Descriptions of Airports and Landing Field in USA 1937.

Eines der wichtigsten Probleme ist deshalb bei allen Flughäfen ein Ausbauplan, der für die Zukunft vorsieht, zweckentsprechend gestaltete, befestigte Flächen¹² zu schaffen, damit der Betrieb zu allen Jahreszeiten auf ihnen stattfinden kann. Damit ist es auch zumeist möglich, für die Ernährung wichtiges Gelände der Landwirtschaft zu erhalten, da der Verkehr auf kleinere Flächen konzentriert werden kann, ohne daß die Gefahr besteht, daß das Rollfeld durch große Verkehrsdichte überbeansprucht wird. Bei reinen Rasenrollfeldern ist jedoch eine Verteilung des Rollverkehrs auf große Flächen erwünscht und auch notwendig, da der Grasnarbe immer wieder Zeit zur Erholung gegeben werden muß. Das Bestreben geht deshalb oft dahin, den Flugplatz allein aus diesen Gründen wesentlich größer zu gestalten als an und für sich der Flugbetrieb erfordert. Diese Entwicklungsrichtung muß jedoch aus den oben angeführten Gründen in Deutschland schärfstens abgelehnt werden.

Obwohl in Amerika von einer Landnot nicht gesprochen werden kann und damit für diesen Erdteil dieser Grund in Wegfall kommt, kann Taliaferro doch ohne weiteres bei seiner Behauptung zugestimmt werden, daß in Zukunft der Flughafen ohne Startbahnen genau so als veraltet gelten wird, wie der frühere Knüppeldamm beim Straßenbau.

¹² Bilfinger: Über die Anlage von Rollfeldern unter besonderen Berücksichtigung ihrer Oberflächenbefestigung. Berlin: Allgemeiner Industrieverlag 1937.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Brücke von La Roche-Guyon.

Eine Straßenverlegung machte den Neubau der Brücke über die Seine bei La Roche-Guyon notwendig. Der Fluß hat dort eine Breite von 162 m. Die Erfordernisse der Schifffahrt und auch architektonische Erwägungen ließen es wünschenswert erscheinen, das Flußbett in einer Öffnung zu überbrücken. Nach eingehenden Studien entstand ein Bauwerk, das sich würdig an die bestehenden französischen Großbrückenbauten anreicht. Die folgende kleine Übersicht, die auf Vollständigkeit keinen Anspruch erhebt, zeigt die Stellung der neuen Brücke im Vergleich zu großen Eisenbeton-Bogenbrücken in Europa.

Brücke	Fahrbahn	Stützweite	Pfeil	Kühnheitsziffer
Bei Plougastel	über dem Bogen	180,—	27,5	$\frac{12}{f} = 1180$
Bei Echelsbach		130,—	31,8	531
Bei Heilbronn		122,8	13,7	930
Über den Traneborgsund		181,—	26,2	1250
Über die Mosel bei Koblenz		107,— ¹ 119,— ²	8,12	1410
Bei St. Pierre du Vauvray	unter dem Bogen	131,80	25,3	685
Bei La Roche-Guyon		161,—	23,—	1130

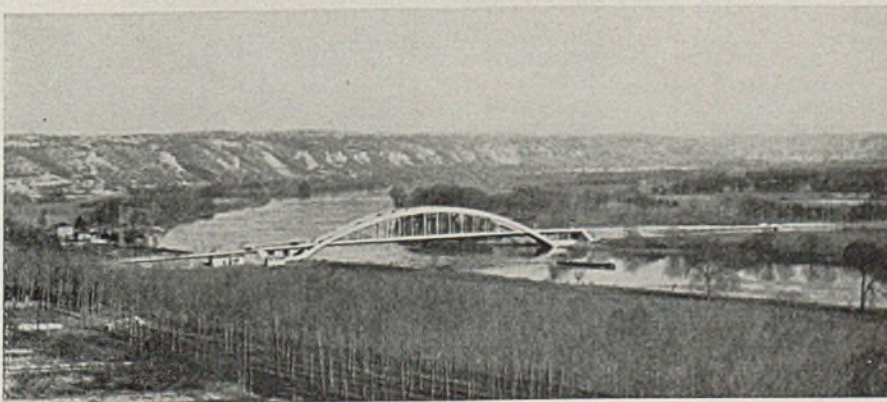


Abb. 1. Die Brücke über die Seine bei La Roche-Guyon, Stützweite 161 m, Pfeil 23 m.

Die Brücke ist weder die weitestgespannte, noch weist sie die größte Kühnheitsziffer auf. Sie stellt aber in ihrer Konstruktion und in dem

¹ Stützweite zwischen den Gelenken. ² Lichtweite.

sparsamen Massenaufwand eine hervorragende Leistung dar, aus der sich auch für deutsche Verhältnisse viele Anregungen ergeben. Die dem Brückenbauer sehr viel Freiheit gestattenden französischen Eisenbetonbestimmungen haben eine Entwicklung des Bogen-Brückenbaues hervorgerufen, die zwar in anderen Ländern weder blind nachgeahmt werden soll noch kann, die aber viele Gesichtspunkte aufzeigt, die überall den Bau von weitgespannten Eisenbetonbogen zu fördern vermögen.

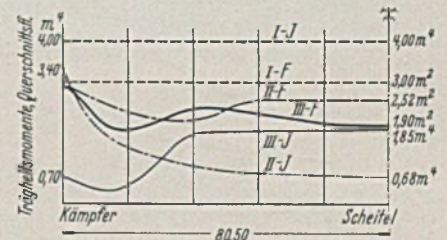


Abb. 2. Trägheitsmoment und Querschnittsfläche der 3 Bogentypen I, II und III.

Besonders die Tatsache, daß die Wahl der größten Betonbeanspruchung dem Ingenieur überlassen bleibt, hat zu Untersuchungen über die Zusammenhänge zwischen Beanspruchung, Massenaufwand, Stützweite und Pfeil angeregt, die Aufschluß geben können über die Möglichkeiten der Weiterentwicklung der großen Eisenbetonbogen.

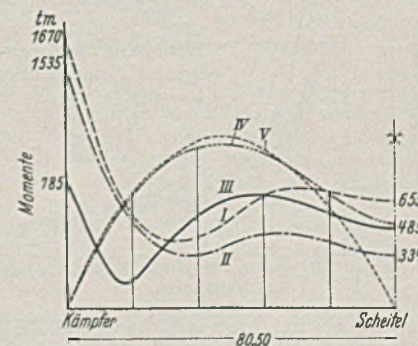


Abb. 3. Maximalmomente der Bogentypen I, II und III, eines Zweigelenkbogens (IV) und eines Dreigelenkbogens (V).

Vor Festlegung der Systemmasse, Bogenabmessungen und größten Beanspruchungen wurde auch hier eingehend geprüft, welchen Einfluß diese Größen auf den Baustoff-Aufwand und die Gestaltung der Brücke haben. Ein Teil dieser Ergebnisse, die sehr übersichtlich in Diagrammen

zusammengestellt sind, seien hier wiedergegeben, da sie über den besonderen Fall hinausgehend, von allgemeinem Interesse sind.

Der Bogen wurde ohne Gelenke ausgeführt. In den Abb. 2 und 3 ist der Einfluß des Verlaufs des Trägheitsmomentes auf die Maximalmomente dargestellt. Die Abb. 2 zeigt reduziertes Trägheitsmoment (J_r) und Querschnittsfläche (F) von drei gelenklosen Bögen, die zu Vergleichszwecken untersucht wurden.

I. Konstantes J_r und F ($J_r = \frac{J}{\cos \varphi}$).

II. Das reduzierte Trägheitsmoment wächst vom Scheitel gegen den Kämpfer nach einer Parabel 5. Grades.

III. Das reduzierte Trägheitsmoment ist vom Scheitel weg bis zu $\frac{2}{3}$ der Stützweite konstant, erreicht in der Nähe des Kämpfers ein Minimum und beträgt im Kämpfer rd. $\frac{1}{3}$ des Trägheitsmomentes im Scheitel.

In Abb. 3 sind die diesen 3 Bögen zugehörigen Maximalmomente dargestellt. Typ III, der zur Ausführung bestimmt wurde, weist neben dem kleinsten Maximalmoment überhaupt die beste Übereinstimmung im Verlauf der Trägheitsmomente mit den Biegemomenten auf, so daß eine gute Materialausnutzung gewährleistet erscheint, da den größten bzw. kleinsten Trägheitsmomenten auch die größten bzw. kleinsten max. Biegemomente entsprechen. Zum Vergleich sind noch die max. Momente eines Zweigelenkbogens (IV) und eines Dreigelenkbogens (V) angegeben, die ebenfalls die Überlegenheit der gewählten Type gegenüber den anderen beweisen. Da bei Typ III das Kämpfermoment rd. halb so groß ist wie bei Typ I und II, so wird natürlich auch das Widerlager viel leichter und vor allem ist die tatsächliche Einspannung des Kämpferquerschnittes viel leichter zu gewährleisten. Der Massenaufwand für einen Bogen nach Typ III ist um 30% kleiner als nach Typ I und um 12% kleiner als nach Typ II.

Die folgenden Diagramme zeigen die gegenseitige Abhängigkeit von zulässiger Beanspruchung, Pfeilverhältnis und Scheitelquerschnitt. In Abb. 4 ist die notwendige Querschnittsfläche als Funktion des Pfeilverhältnisses $\frac{l}{f}$ und der zulässigen Druckspannung dargestellt. Es zeigt sich, daß bei der gegebenen Stützweite bei max. 80 kg/cm² Druckspannung eine kleine Verringerung der Pfeilhöhe bereits bedeutende Bogenverstärkungen bedingt, während bei höherer zulässiger Druckspannung (125 kg/cm²) der Bogen viel unempfindlicher für eine Änderung des Pfeil-

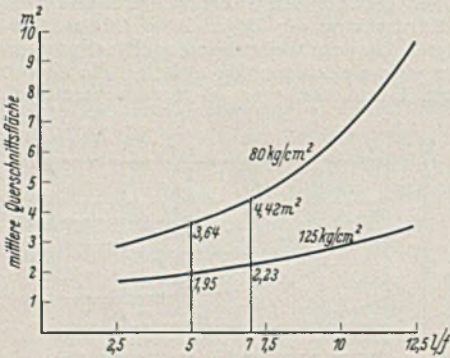


Abb. 4. Abhängigkeit der mittleren Querschnittsfläche vom Pfeilverhältnis bei einem Bogen vom Typ III, $l = 161$ m.

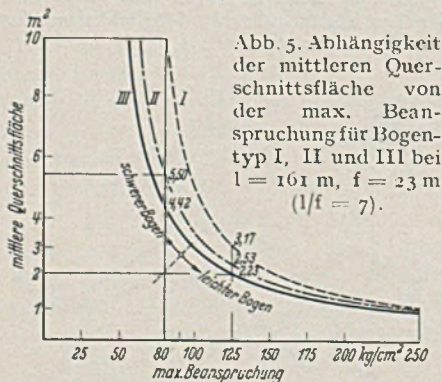


Abb. 5. Abhängigkeit der mittleren Querschnittsfläche von der max. Beanspruchung für Bogentyp I, II und III bei $l = 161$ m, $f = 23$ m ($l/f = 7$).

verhältnisses ist. Ebenso ist der große Einfluß der zulässigen Beanspruchung auf die absolute Größe der Querschnittsfläche ersichtlich. Einer Erhöhung der Druckspannung auf das 1,5-fache bei $\frac{l}{f} = 7$ steht eine Verminderung der Fläche auf die Hälfte gegenüber.

Sehr aufschlußreich ist das Diagramm der Abb. 5, das die Abhängigkeit des Scheitelquerschnittes von der zulässigen Beanspruchung für die drei Bogentypen ($l = 161$, $f = \frac{161}{7} = 23$ m) darstellt. Es zeigt sich klar, was als leichter und was als schwerer Bogen zu bezeichnen ist. Ein leichter Bogen liegt vor, wenn schon eine kleine Verminderung des Schei-

telquerschnittes eine bedeutende Erhöhung der maximalen Beanspruchung zur Folge hat. Als schwerer Bogen ist ein Bauwerk zu bezeichnen, das auch bei bedeutender Verstärkung des Scheitelquerschnittes keine wesentliche Verminderung der Beanspruchungen erfährt. Einigermaßen überraschend ist jedoch das Ergebnis, daß die Scheiden zwischen schweren und leichten Bögen für die drei Typen sehr nahe beisammen liegen und sich die Überlegenheit der Type III erst durch die absolute Größe des erforderlichen Querschnittes zeigt. Für die Ausführung sind ausgesprochen leichte Bögen nicht brauchbar, da sie gegenüber Zufälligkeiten oder Ungenauigkeiten bei der Ausführung zu empfindlich sind. Der endgültigen Konstruktion des Bogens wurden 125 kg/cm² zugrunde gelegt, also schon ein gutes Stück in den Bereich der leichten Bögen vorgestoßen. Eine eingehende und sorgfältige Stabilitätsuntersuchung hat jedoch ergeben, daß sich mit dieser Grenzbeanspruchung ein Bogen ergibt, der noch einen durchaus befriedigenden Sicherheitsgrad aufweist.

Die Diagramme der Abb. 4 und 5 sind sehr lehrreich. Es bietet bei dem heutigen Stande der Betontechnik keine Schwierigkeit (es ist vielmehr eine Kostenfrage), auf der Baustelle einen Beton herzustellen, der garantiert und gleichmäßig hohe Würfelstärken erreicht. Die deutschen Bestimmungen für Eisenbeton bzw. DIN 1075 suchen die Sicherheit von Eisenbetonbogen u. a. dadurch zu gewährleisten, daß sie die Druckbeanspruchung des Betons begrenzen. Für den Bestand eines solchen Bogens ist aber nicht in erster Linie die Druckspannung maßgebend, sondern die Größe der Minimal-Spannung (ob Zugspannungen auftreten oder nicht — was sich besonders in der Empfindlichkeit gegenüber Ermüdungserscheinungen und gegenüber einer Steigerung der Verkehrslasten auswirkt — und das Maß der Stabilität des Bogens (Knicksicherheit und damit im Zusammenhang die Verformungsmomente). Auf den ersten Umstand ist schon vor Jahren von Dischinger³, von eingehenden Vergleichsrechnungen unterstützt, hingewiesen worden, auf den zweiten wird in letzter Zeit immer mehr Aufmerksamkeit verwendet. Treten noch Betrachtungen hinzu, die einen Bogen so untersuchen, wie es in den Diagrammen der Abb. 4 und 5 für die Brücke bei La Roche-Guyon geschehen ist, so erhält man eine absolute Übersicht über den Sicherheitsgrad. Es ist nach diesen Überlegungen ganz gut denkbar, daß ein Bogen kleinerer Stützweite, der die derzeit im deutschen Reiche zulässigen Druckbeanspruchungen nicht erreicht, weniger Sicherheit bietet, als ein weitgespannter Bogen, der diese zulässige Beanspruchung bedeutend überschreitet.

Nicht minder interessant als diese allgemeinen Untersuchungen ist die bauliche Durchbildung der Brücke und der Bauvorgang.

Die zwei Eisenbetonbogen sind, ausgenommen am Ort des kleinsten Trägheitsmomentes, als rechteckige Hohlquerschnitte ausgebildet. Die

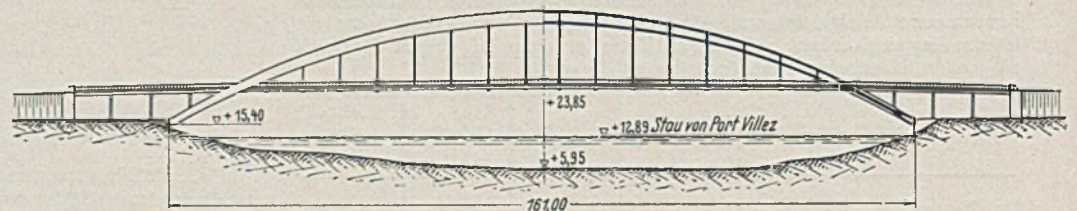


Abb. 6. Längsschnitt und Ansicht.

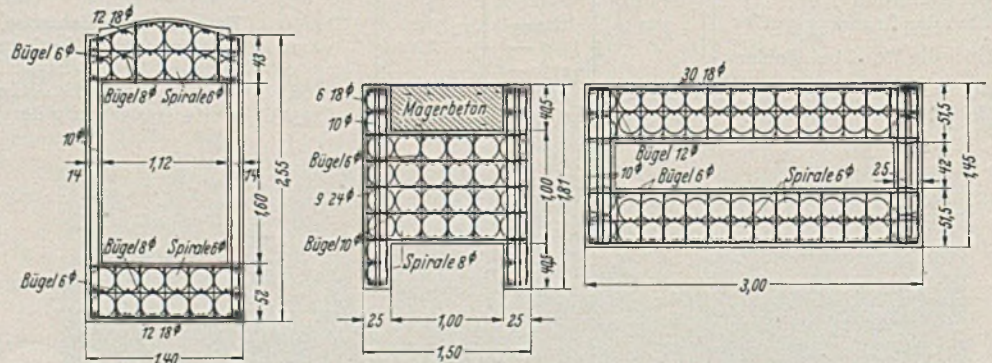


Abb. 7. Bogenquerschnitte:

a) Scheitel.

b) an der stärksten Einschnürung.

c) am Kämpfer.

Breite ist über der Fahrbahn durchweg 1,40 m, unter der Fahrbahn wächst sie gleichmäßig bis zum Kämpfer und beträgt dort 3 m. Die Höhe des Querschnittes ist im Scheitel am größten (Abb. 7a) und nimmt dann dem geforderten Verlauf der Trägheitsmomente entsprechend, gegen den Kämpfer zu ab. An der Stelle des kleinsten Trägheitsmomentes ist die obere mit der unteren Gurtplatte zusammengezogen. Um die Einschnürung des Bogens für das Auge nicht so sehr in Erscheinung treten zu lassen, sind die Seitenwände nach oben und unten über das Rechteck

³ Dischinger, Fr.: Kritische Betrachtungen über die Sicherheit weitgespannter Massivbogenbrücken an Hand durchgerechneter Beispiele. Bautechn. 12 (1934) S. 657.

herausgezogen (Abb. 7b). Die Abmessungen sind so gewählt, daß einerseits das Trägheitsmoment des Querschnittes dem der Rechnung zugrunde gelegten entspricht, andererseits Anormalität des Querschnittes gerade vermieden wird (Gesamtbreite 1,50 m, Breite der Lamellen 0,50 m $= \frac{1,50 \text{ m}}{3}$). Am Kämpfer ist wieder ein breiter Hohlquerschnitt vor-

handen (Abb. 7c). Die Gurtplatten sind durchweg in umschürten Beton ausgeführt. Zur Spiralbewehrung ($D = 20-25 \text{ cm}$) sind 6 mm starke Rundeseisen verwendet, die Bügel und Montageeisen sind 8 und 10 mm stark. An der oberen und unteren Bogenleibung über der Fahrbahn sind je 12 18 mm \varnothing Rundeseisen durchgeführt, die in dem Teil des Bogens unter der Fahrbahn bis zu je 30 18 mm \varnothing Bewehrung am Kämpfer anwachsen. Die Querschnittsteile, die Beanspruchungen größer als 80 kg/cm^2 ausgesetzt sind, im wesentlichen die Gurtplatten, sind somit durchwegs in umschürtem Beton ausgeführt.

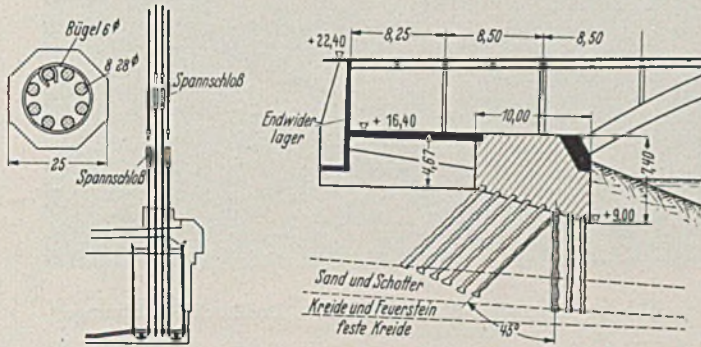


Abb. 8. Hängestangen und Anschluß an die Querträger.

Abb. 10. Schnitt durch das Widerlager.

Die Fahrbahntafel ist zwischen den Geländern 10 m breit, wovon 5,60 m auf die Fahrbahn entfallen. Die Durchfahrthöhe in Brückenmitte ist bei Normalwasserstand rd. 10 m. Die Fahrbahn ist mit einer 5 cm starken Schicht aus asphaltgebundenen Porphyrschotter versehen. Die Querträger, die mit Hängestangen an den Bogen angehängt sind, haben einen Abstand von 7,50 m. Mehrere Längsträger übertragen die Lasten von der 15 mm starken Fahrbahnplatte auf die Querträger. Damit die Fahrbahntafel nicht als Zugband wirken kann, ist sie beim Bogenanlauf durchgeschnitten, indem dort die Längsträger verschieblich auf Konsolen gelagert sind. Die Hängestangen sind achteckig, 25 cm breit und mit 8 28 mm \varnothing Rundeseisen bewehrt. Um den Einfluß von Lehrgerüstsetzungen bei der Betonierung des Bogens oder der Fahrbahn auszuschalten, sind die Längseisen der Hängestangen abgeschnitten und wurden erst nach vollendeter Betonierung mittels Spannschlössern auf die richtige Länge gebracht (Abb. 8).

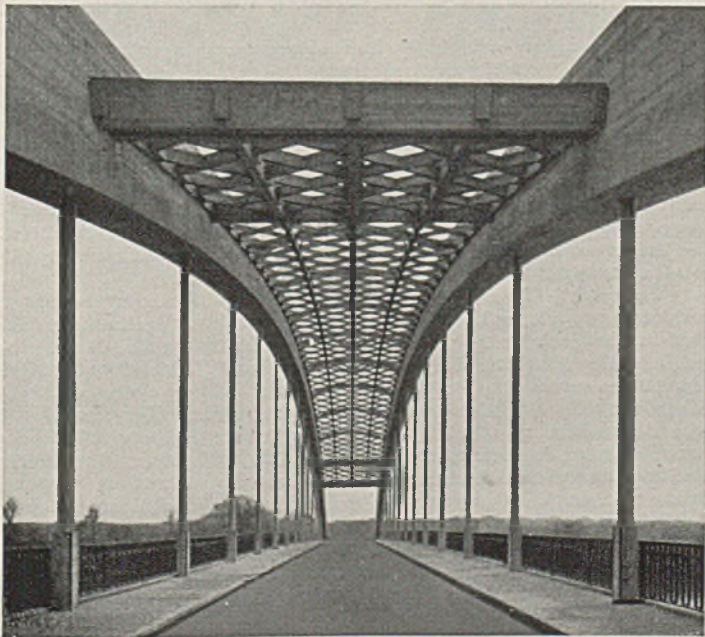


Abb. 9. Durchsicht und oberer Windverband.

Da die Bogen über der Fahrbahn sehr schlank gehalten sind, wurden sie zur Aufnahme der Windkräfte mit einem oberen Windverband versehen, der auch zur Verhinderung des seitlichen Knickens notwendig ist (Abb. 9). Aus architektonischen Gründen wählte man ein Netzwerk,

um möglichst kleine Abmessungen der einzelnen Stäbe zu erhalten. Die Stäbe wurden als fertige Werkstücke verlegt und lediglich die Knotenverbindungen ausbetoniert. Die drei durchgehenden Längsstäbe sind nur des Aussehens halber angeordnet und sollen bei dem Zuschauer den Eindruck der Tragwirkung der Brücke in der Längsrichtung vertiefen.

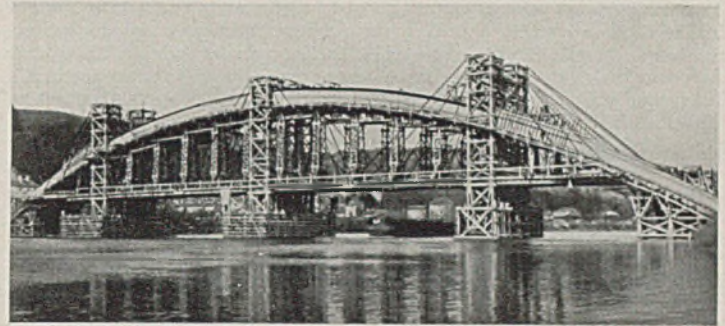


Abb. 11. Lehrgerüst.

Einige Schwierigkeiten bereiteten die Widerlager, da der tragfähige Fels ziemlich tief liegt. Man verzichtete auf eine Druckluftgründung und griff zu einer Pfahlgründung mit 56 lotrechten und schrägen Pfählen, die bis zum Fels vorgetrieben wurden. Die Pfähle sind 42 cm stark und haben 50 t Tragfähigkeit. Da mit diesen Pfählen jedoch der Horizontalschub

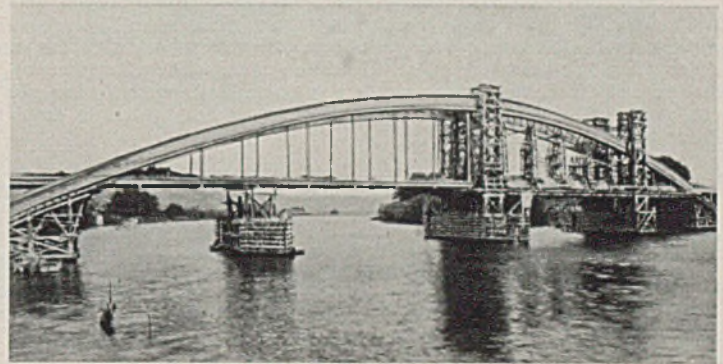


Abb. 12. Probelastung bei halbseitiger Belastung durch das an den Bogen angehängte Lehrgerüst.

noch bei weitem nicht aufgenommen werden konnte, zog man noch den Erddruck des Endwiderlagers mit heran. Der Widerlagerkörper ist durch eine mit schweren Rippen ausgesteiften Platte unverschieblich mit der Abschlußmauer am Damm verbunden (Abb. 10), so daß das Widerlager nur mehr ausweichen kann, wenn der passive Erddruck überwunden wird. Ähnliche Lösungen wurden auch schon in Deutschland durchgeführt, doch wurde hierbei durch Anwendung von Pressen, die erst einmal die Mauer gegen die Hinterfüllung preßten, die Sicherheit geschaffen, daß der passive Erddruck wirklich auftritt. Darauf verzichtete man hier, da die ganze Brücke mittels im Scheitel angesetzter Pressen ausgerüstet wurde und damit ja auch eine momentan auftretende Widerlagerbewegung ausgeglichen wird. Da sich später auch bei der Probelastung keine Schwierigkeiten zeigten, scheint damit wirklich ein befriedigender Gleichgewichtszustand geschaffen zu sein.

Für die beiden Bögen wurde ein Beton verwendet, der aus 450 l Sand, 830 l Kies und 400 kg Zement je m^3 fertiger Masse erzeugt wurde. Probewürfel ergaben eine Festigkeit von $372-400 \text{ kg/cm}^2$ nach 15 Tagen, bei Probekörpern mit 1,3% Umschnürung wurde eine Festigkeit von 550 kg/cm^2 erreicht. Bei einer Wasserzugabe von 160 l/m^3 besaß das Mischgut genügende Plastizität, um eingebracht zu werden. An der Schalung waren Vibratoren angebracht. Außerdem sorgten pneumatische Hämmer, die direkt auf die Bewehrung wirkten, für genügende Verdichtung. Es wurde ein so dichter Beton erhalten, daß auf jede Oberflächenbearbeitung verzichtet wurde.

Der Massenaufwand für die Brücke ist nicht groß. Es waren für Bogen, Fahrbahn und Hängestangen 1240 m^3 Beton erforderlich, was nur $0,77 \text{ m}^3$ Beton je m^2 Grundriß entspricht. Die Bewehrung der Bogen betrug im ganzen 1,8%, davon entfallen auf die Längsbewehrung 0,5% und auf die Umschnürung 0,8%.

Die Einrüstung des Bogens (Abb. 11) wurde mit Kabeln auf 3 großen Gerüsttürmen angehängt, so daß das Lehrgerüst die Schiffahrt wenig behinderte. Zur Verminderung der Nachgiebigkeit waren alle Fugen zwischen den einzelnen Hölzern mit Zementmörtel ausgepreßt. Interessant ist, daß man schon beim Lehrgerüst von dem Prinzip der Vorspannung Gebrauch machte, indem man im Scheitel der Lehrbogen hydraulische Pressen ansetzte, mit deren Hilfe ein Teil des Horizontalschubes

infolge Eigengewichtes des Bogens eingeleitet wurde, so daß der Lehrbogen nur mehr z. T. an den Gerüsttürmen hing. Durch schräge Streben aus Rundeisen war Lehrbogen und untere Gerüsttafel zu einem Parabelträger von großer Steifigkeit verbunden. Die Setzungen des Lehrgerüsts blieben unter 1 cm. Der Bogen wurde in Abschnitten betoniert. Von beiden Widerlagern ausgehend, wurde erst die untere Gurtplatte durchlaufend bis zum Scheitel betoniert und durch angesetzte Pressen in Spannung versetzt. Das Gewicht der im nächsten Arbeitsgang betonierten Seitenwände wurde so zum Teil schon von der unteren Gurtplatte aufgenommen. Durch diese Maßnahmen wurde der Lehrbogen natürlich bedeutend entlastet. Den Ausgleich der durch diesen Vorgang bedingten, verschiedenen Spannungen versuchte man beim Ausrüsten des fertigen Bogens mit dem im Scheitel angesetzten Pressen vorzunehmen.

Die fertige Brücke wurde einer Probelastung unterzogen, indem man zuerst das ganze Lehrgerüst an den Bogen hängte und nach Abräumen der einen Hälfte noch eine Erprobung bei unsymmetrischer Belastung vornahm (Abb. 12). Ergänzend wurde noch eine rollende Belastung von 12 fahrbaren Kompressoren von 16—18 t Gewicht aufgebracht. Die durchgeführten Messungen fielen vollkommen zufriedenstellend aus.

Am Bauwerk sollen laufend Beobachtungen angestellt werden, die der Aufklärung von Schwind- und Kriechvorgängen, sowie der Temperatureinwirkungen dienen sollen. [Nach Annales de l'Institut Technique 1 (1936) Nr. 6 S. 35. Auf diese wertvolle Zeitschrift, die jetzt im 2. Jahrgang erscheint, sei hier besonders hingewiesen.]

Dr.-Ing. Pucher, Berlin.

Vom Bau des Bonneville-Stauwehrs, USA, dem derzeit größten der Welt.

Am Columbia-Flusse, dem Grenzflusse der Staaten Oregon und Washington der USA, wird zur Zeit von der amerikanischen Heeresbauverwaltung ein Stauwehr von gewaltigen Ausmaßen errichtet, das in vieler Hinsicht beachtenswert ist. Über die umfangreichen Fangedammbauten und die Schwierigkeiten, die das Columbia-Sommerhochwasser von 14700 m³/sec im letzten Jahre mit sich brachte, wurde in dieser Zeitschrift bereits berichtet¹.

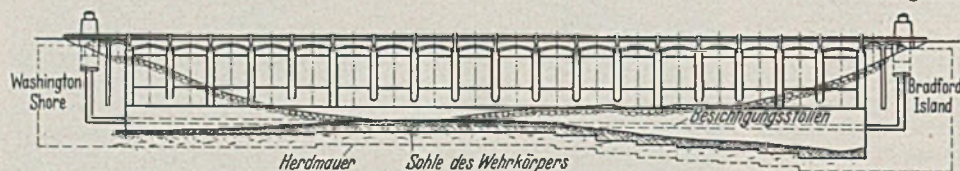


Abb. 1. Bonneville-Stauwehr, USA. Längsansicht.

Das Stauwehr, dessen Längsansicht aus Abb. 1 ersichtlich ist, weist eine Länge von rd. 390 m auf, die durch 18 Öffnungen von 15 m lichter Weite und 15 bzw. 18 m Höhe freigegeben werden kann. Als Verschlussorgane dienen Stahl-Rollenschützen in der in Amerika gebräuchlichen Bauweise. Über die beabsichtigte Betriebsweise gibt nachstehende Zusammenstellung Auskunft.

Hochwasser m ³ /sec	Fallhöhe zwischen Ober- u. Unterwasser	Zahl der geöffneten Tore	Abfluß/Tor
8 500	13,7	8	1 060
11 300	12,7	8	1 410
14 200	11,9	10	1 420
17 000	11,3	12	1 420
22 700	9,4	15	1 510
28 300	7,4	18	1 570
33 100	3,7	18	1 840
38 000	3,3	18	2 110

Abb. 2 zeigt einen Querschnitt durch das massive Grundwehr, dessen Höhe von Oberkante Überlauf bis Unterkante Herdmauerschlitze 2,4 m mißt; die darüberliegenden Pfeileraufbauten sind etwa gleich hoch. Das eigentliche Grundwehr ist 40 m breit; hieran schließt sich, durch eine Längsfuge abgetrennt, die Prellbockplatte von 19 m Länge an, und daran der Wehrboden von 23 m Länge, so daß sich insgesamt ein Wehrbreite

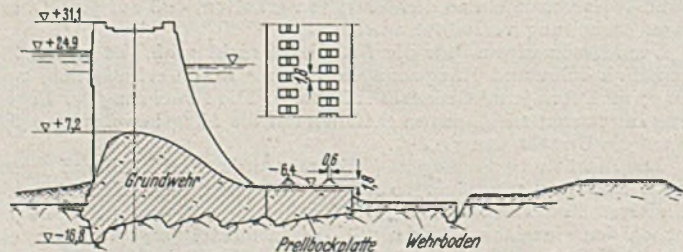


Abb. 2. Bonneville-Stauwehr, USA. Querschnitt.

¹ Lydtin: Bauing. 18 (1937) S. 195.

von 82 m ergibt. Die der Kolkabwehr dienenden Prellböcke (Abb. 3) sind in zwei Reihen angeordnet und lückenschließend gegeneinander versetzt, wodurch stark energieverzehrende Querströmungen und -wirbelungen ausgelöst werden. Es erwies sich als vorteilhaft, die Prellböcke auch unterwasserseitig abzufachen, da hierdurch die rückströmende (anlandende) Wirkung der Grundwalze erhöht wurde.

Um einen Überblick über die zu erwartende Kolkabsicherung und die zweckmäßigste Höhenlage der Prellbockplatte zu gewinnen, wurden im Wasserbaulaboratorium von Bonneville sehr aufschlußreiche Versuche

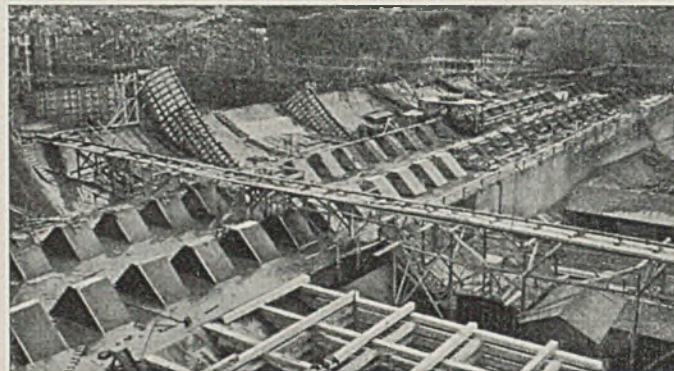


Abb. 3. Bonneville-Stauwehr, USA. Prellbock-Anordnung.

an Modellen im Maßstab 1:36 durchgeführt. Entsprechende Vorversuche ergaben, daß die ungünstigsten Verhältnisse ein Hochwasser von 11 300 m³/sec durch 8 Toröffnungen erwarten ließ, da der Unterwasserspiegel hierbei im Vergleich zur abzuführenden Wassermasse am tiefsten lag.

Die wichtigsten Ergebnisse der sich über drei Öffnungen erstreckenden Modellversuche sind aus Abb. 4 ersichtlich. Gegenüber der verheerenden Wirkung eines abgesehenen Grundwehres (Abb. 4a) zeigt der Übergang zur Waagerechten bereits eine wesentliche Verbesserung (Abb. 4b). Abb. 4c und 4d lassen sehr schön erkennen, daß die Anordnung von Prellböcken erst dann wirklich große Vorteile bringt, wenn auch gleichzeitig die Höhenlage der Prellbockplatte, d. h. die Wassertiefe im Bereich des Wechselsprunges entsprechend gewählt wird. Geradezu ideale Verhältnisse liefert die Plattenlage von Abb. 4e, bei der auf eine Länge von 15 m hinter dem Wehrkörper überhaupt kein Angriff auf die Flußsohle erfolgt. Dies wird auch durch den Geschwindigkeitsverlauf über die Wassertiefe in sehr eindrucksvoller Weise bestätigt. Ähnlich günstige Ergebnisse läßt auch das größte nur denkbare Hochwasser von 38 000 m³/sec erwarten (Abb. 4f). Beiläufig sei bemerkt, daß trotz dieser günstigen Ergebnisse für die Ausführung die Prellbockhöhe von Abb. 4c gewählt wurde, um eine gewisse Sicherheit gegen später gegebenenfalls eintretende Senkungen des Unterwasserspiegels zu haben.

Um die Prellböcke jederzeit beobachten und wenn nötig ausbessern zu können, wurde in sehr geschickter Weise ein unten offener Schwimmcaisson hergestellt, der dann nur an Ort und Stelle gefahren und abgeseht zu werden brauchte. Zufolge einer besonderen Dichtungsanordnung genügte ein einfaches Leerpumpen, um den Caisson zu befahren. Die Größe war so, daß immer drei Prellböcke zu gleicher Zeit untersucht werden konnten.

Zementart, Betonzusammensetzung und Einbringungsverfahren wurden so gewählt, daß die schädliche, d. h. zu Schwindspannungen führende Abbindewärme so klein wie möglich gehalten wurde, da die einheitliche Mauerwirkung störende Längsrisse im Wehrkörper unter allen Umständen vermieden werden sollten. Dieses Ziel ist jedoch trotz Ausschöpfung aller Möglichkeiten nicht erreicht worden. Der aus Abb. 5 ersichtliche Pfeilerblock ließ z. B. bei sorgfältiger Prüfung schon kurz nach Abbinden des Betons zwei derartige lotrechte Längsrisse erkennen, und auch an anderen Blöcken wurden ähnliche Beobachtungen gemacht. Wenn man sich die Querschnittsgestaltung des Wehrkörpers bei einer Sohlenbreite von 40 m vor Augen führt, so ist das Auftreten derartiger schädlicher Längsrisse auch kaum verwunderlich. Entsprechende Messungen ergaben eine größte Rißweite von 3/4 mm, die jedenfalls groß genug ist, um eine einheitliche Mauerwirkung vollständig in Frage zu stellen.

Besonderes Interesse dürften noch die sehr eingehenden Vorversuche bezüglich der Zementauswahl beanspruchen, die sich auf drei Zementarten erstreckten, nämlich auf einen sehr kalkarmen Portlandzement (vielleicht unserem Hochofenzement vergleichbar), auf einen ebenfalls sehr kalkarmen sog. „low-heat“-Zement mit geringerer Abbindewärmentwicklung, ähnlich wie er für die Boulder-Staumauer verwendet wurde, und auf einen Puzzolan-Portlandzement, den man mit unseren Traß-Portlandzementen vergleichen kann. Der letztere erwies sich für die vorliegenden Verhältnisse am günstigsten und wurde der Ausführung zugrunde gelegt. Die aus den Vergleichsuntersuchungen folgenden

Durchschnittseigenschaften sind aus den nachstehenden Zusammenstellungen ersichtlich.

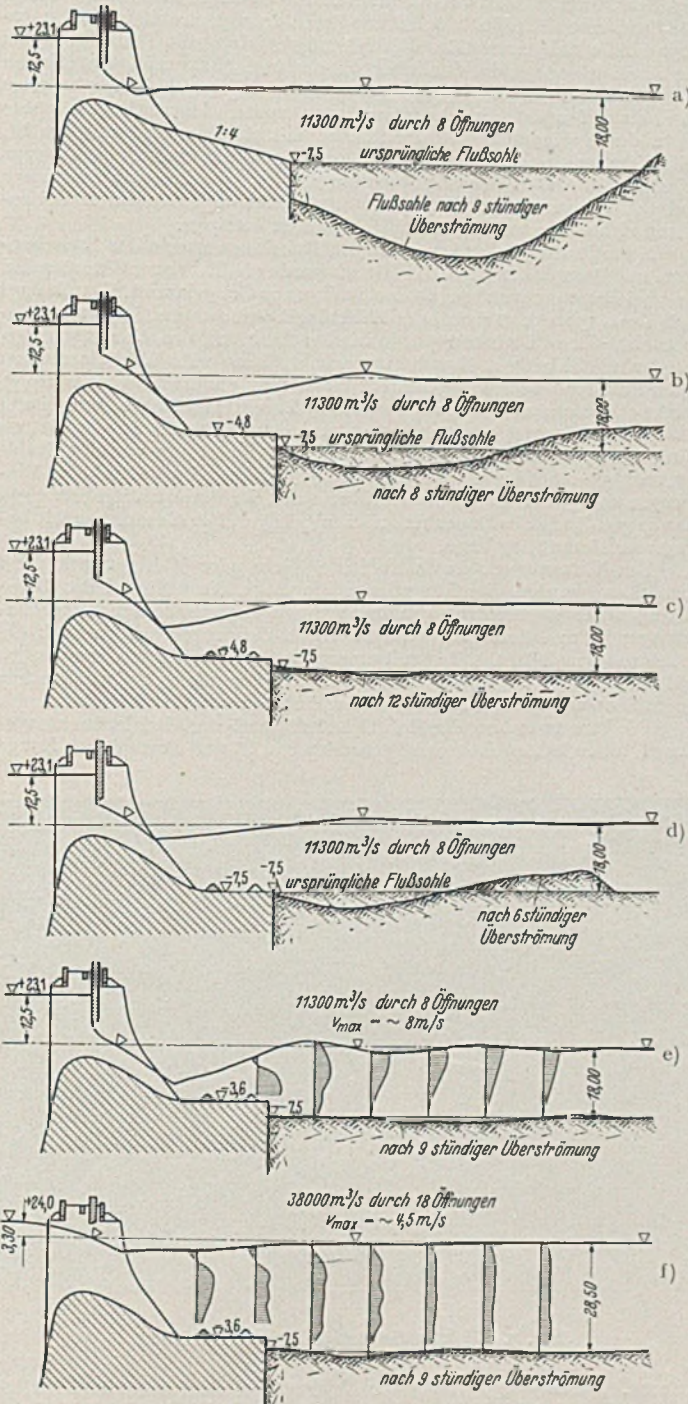


Abb. 4a-f. Bonneville-Wehr, USA. Kolk-Modellversuche (1:36).

Zementart		Spez. Oberfl. cm ² /g	Wasseraufsaug- vermögen cm ³			
Sehr kalkarmer P.Z.		2,2	41			
„low-heat“ P. Z.		1,8	90			
Puzzolan-P.Z.		1,8	40			
Durch- lässigkeit	Abbinde- wärme	cal/g in 3,7 und 28 Tagen				
262	58	75	85			
548	51	61	68			
225	55	67	78			
Druckfestigkeit an Zylindern 15/30 cm in kg/cm ²				Zugfestigkeit an Zylindern 15/75 cm in kg/cm ²		
3 Tg.	7 Tg.	28 Tg.	90 Tg.	5 Tg.	28 Tg.	90 Tg.
43	114	232	269	7	19	21
12	37	185	288	3	16	20
56	123	249	268	8	24	25

Aus dieser Zusammenstellung sind wirklich ins Gewicht fallende Vorteile des „low-heat“ Zementes, wie er für Boulder- und Morris-Staumauer entwickelt wurde, eigentlich kaum erkennbar, denn die Verminderung der Abbindewärme kann nur dann als Fortschritt gewertet werden, wenn sie nicht gleichzeitig eine Verminderung der Zugfestigkeit im Gefolge hat. Im übrigen ist es auch keineswegs gleichgültig, wie schnell die Erwärmung

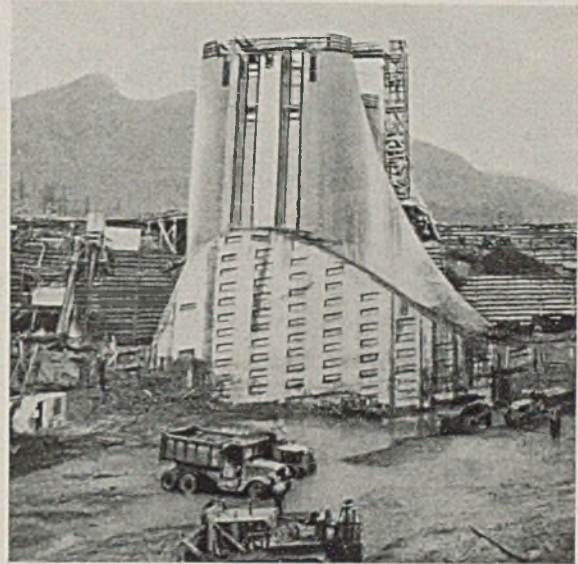


Abb. 5. Bonneville-Stauwehr, USA. Grundwehrrufe mit Pfeiler-
aufbau.

vor sich geht. Nach Abb. 6 bietet der Puzzolan-Portlandzement (Traß-Portlandzement) gegenüber dem „low-heat“-Zement den Vorteil, daß die gesamte Abbindewärme schon innerhalb von 10 Tagen entwickelt ist, so daß entsprechende Kühlmaßnahmen besonders wirkungsvoll sein werden.

Die Betonverarbeitung erfolgte zunächst hochplastisch (Setzmaß 8 cm), später schwachplastisch (Setzmaß 5 cm) unter Verwendung von Stampfern. Hierdurch konnte bei gleichbleibendem Wasserzementfaktor von 0,63 eine Zementersparnis von 10% erzielt werden. Das Einbringen geschah durch Kübel (Abb. 7).
Bemerkenswert ist noch das hohe Raumgewicht von 2,49 t/m³, das nicht etwa auf besonders schweres Zuschlagmaterial zurückzuführen ist, sondern einerseits durch die Grobkörnigkeit des Betons (15 cm größtes Korn) und andererseits durch die ungewöhnlich große Mahlfineinheit der zugemahlten Puzzolanerde hervorgerufen wurde.

T ö l k e, Charlottenburg.

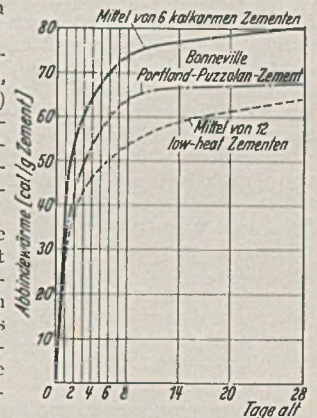


Abb. 6.



Abb. 7. Bonneville-Stauwehr, USA. Einbringen des Betons.

Druckrohrleitung im Fort-Peck-Damm.

Die Wasserableitung durch den Fort-Peck-Damm geschieht durch vier Rohrdurchlässe, von denen drei freie Auslässe darstellen, die nur unter dem Gebirgsdruck von außen stehen. Das vierte Rohr ist bemerkenswert, da es einer späteren Nutzung als Druckrohrleitung für eine Kraftstation vorbehalten ist und daraufhin schon für inneren Wasserdruck berechnet und ausgeführt ist.

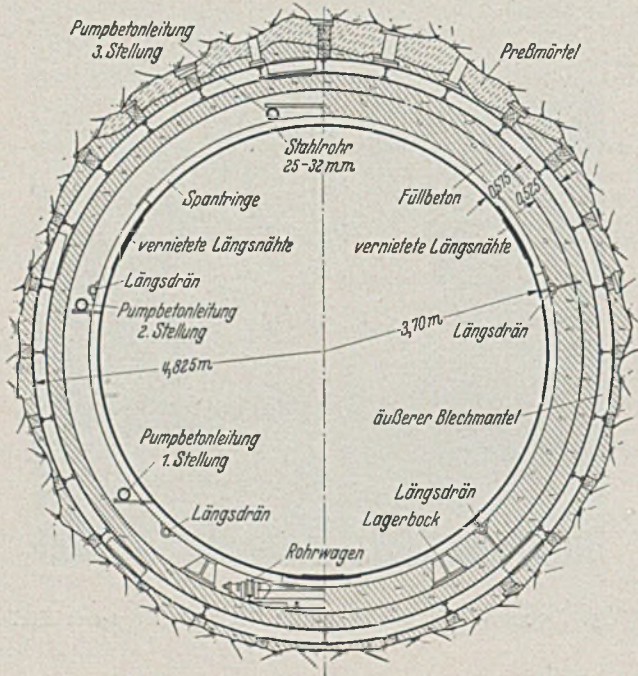


Abb. 1. Querschnitt der Druckrohrleitung des Fort-Peck-Dammes, links vor Einbringen des Betons, rechts fertiger Ausbau.

Die Abb. 1 veranschaulicht alles technisch Wissenswertes dieser Leitung. Nach dem Ausbruch im Fels wurde ein äußerer Blechmantel durch Keile eingepaßt und mit Beton hinterfüllt. Für den Firstbeton dieses Ausbruchs wurde Preßmörtel verwendet. Darauf wurde eine innere Betonschale eingebracht. Das eigentliche Druckrohr besteht aus einem inneren Blechmantel von 25—32 mm Wandstärke, das durch äußere Spantringe aus I-Profilen von 15 cm Höhe im Abstand von 825 mm verstärkt wurde. Dieses Rohr ist in Schüssen von 7,5 m, die ein Gewicht von 67 t haben, fertig zusammengebaut und auf Spezialwagen eingefahren, auf denen es der Höhe nach verschieblich, wie auch mit gewissem Spiel drehbar gelagert war. Die Rohre sind kalt gebogen, und zwar bilden drei Bleche 2500×8333 einen Ring, drei Ringe bilden einen Schuß von 2500 mm Höhe, der zur Vermeidung von Verformungen senkrecht stehend soweit zusammengebaut wurde wie es möglich war. Für den Transport dieser erst im Bau montierten Schüsse wurden 18 Spannstangen eingezogen, wie dies Abb. 2 zu erkennen gibt. Die durchlaufenden Längsnähte sind durch innere und äußere Laschen gedeckt und mit

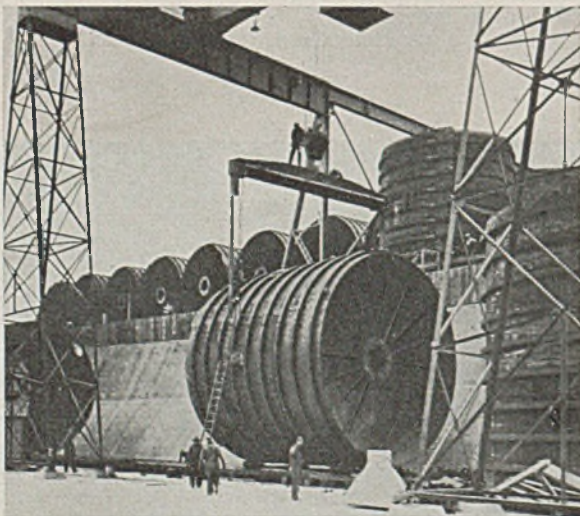


Abb. 2. Absetzen eines Rohrschusses von 67 t Gewicht auf Spezialwagen. Rechts senkrechte Montage, im Hintergrund für den Transport fertig verspannte Rohrschüsse.

29er Nietten verbunden. Die Querstöße erhielten äußere Decklaschen (zur Vermeidung innerer Kanten) mit 26er Nietten. Alle vorgebohrten Nietlöcher sind am Bau um $1/32$ “ über den Nenn Durchmesser aufgerieben. Alle Laschen und Stoßnähte sind von innen dichtgeschweißt. Die Spantringe sind strichgeschweißt. Die Nietung erfolgte mit Preßluft, wobei der Setzkopf außen, der Schließkopf innen lag. Nach erfolgtem Einbau und Ausrichtung krochen die Gegenhalter in den Raum zwischen äußerem Betonmantel und Stahlrohr, ihnen wurden die elektrisch gewärmten Nierte durch biegsame Metallschläuche mittels Druckluft zugebracht. Alle Nierte wurden in Gruppen von 8—12 Nietten mit einer Preßluftkappe bedeckt, die Außenseite mit Seifenlauge mit Glycerinzusatz bestrichen und bei Temperaturen bis -20° abgedrückt und alle durch Seifenblasen sichtbar gewordenen Undichtigkeiten beseitigt.

Nach je drei Schüssen = 22,5 m Rohrlänge wurde der Zwischenraum mit Pumpbeton verfüllt. Hierzu wurde eine fahrbare Betonstation die zwei Betonpumpen trug in den Stollen vor Ort gebracht. Durch zwei Rohre von 150 mm \varnothing wurde der Beton lagenweis aus drei Stellungen eingebracht. Der Firstbeton wurde hierbei nach Art des Kontraktorverfahrens mit Sicherheit überall hingedrückt. Eine erste Abbindezeit von sechs Stunden wurde innegehalten, bevor man das Einbringen weiterer Schüsse fortsetzte. Der Beton wurde in Loren eingefahren, von einem elektrischen Aufzug hochgenommen und den Fülltrichtern der Betonpumpen zugebracht. Für einen Fortschritt von 22,5 m von der Stahlrohrmontage an, über die Nietung von 3150 Nietten im Tunnel, das Einbringen von 330 m³ Beton bis zum Entfernen der Betonstation benötigte man gegen Ende des Baues nur noch 2 1/2 Tage. Die Gesamtbautezeit betrug vier Monate, 17 Tage.

Um Wasserdruck durch undichte Nierte oder Nähte unschädlich abzuleiten, wurden vier Längsdrains eingelegt, die während des Betonierens unter Wasserdruck gehalten wurden und erst später in Abständen von 7,5 m durchbohrt wurden. Diese Bohrungen sollten auch die Arbeitsfuge zwischen äußerem Betonmantel und Füllbeton entwässern und sind deshalb bis in die Betonschale hineingeführt. Sie wurden mit einem Stopfen verschraubt, der außerdem noch verschweißt wurde.

Die Innenwandung des Rohres ist mit Sand- und Stahlspänen abgeblasen, alle scharfen Kanten abgerundet und Öl und Fette durch Lauge

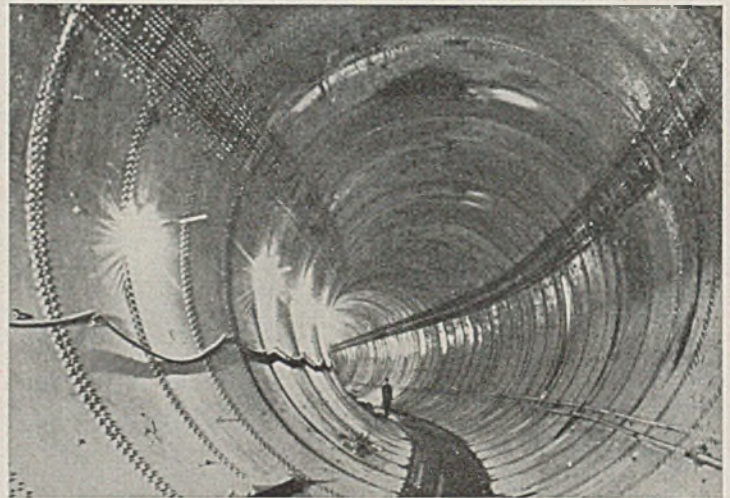


Abb. 3. Blick in die fertige Druckrohrleitung.

entfernt. Darauf folgte ein erster Auftrag von Kohlenteer mit Spritzpistolen, dem ein elektrisch erhitzter heißer Anstrich des gleichen Materials folgte. Die Kontrolle dieses Anstrichs geschah mit 5000 V Spannungsprüfern. Fehlstellen wurden sorgsam nachgebessert. [Nach Engng. News' Record 118 (1937) S. 693.]

Dipl.-Ing. Ernst Bachus, Hannover.

Die Erweiterungsbauten in den kanarischen Häfen Las Palmas und Santa Cruz.

Die Kanarischen Inseln, die eine spanische Provinz bilden und eine Bevölkerung von fast einer halben Million haben, liegen 100 km von der afrikanischen Westküste entfernt. Vor Eröffnung des Panama-Kanals und als die marokkanischen Häfen von geringer Bedeutung und die Anlagen im Hafen von Funchal auf Madeira noch unzulänglich waren, liefen zahlreiche Schiffe die Kanarischen Inseln an, um Bunkerkohlen überzunehmen. Der jährliche Umschlag belief sich auf 8 000 000 t. Mit dem Bordgeschirr wurde die Kohle in Leichter abgesetzt, wo sie in Säcken aufbewahrt blieb, bis sie wieder an Seeschiffe abgegeben werden konnte. Dieser Umschlag ist nunmehr auf die Hälfte abgesunken; dafür ist die Ausfuhr von landwirtschaftlichen Erzeugnissen und der Fahrgastverkehr beträchtlich gestiegen, und der Umschlag von Bunkeröl hat eine wachsende Bedeutung erlangt, so daß in den beiden Haupthäfen Erweiterungen vorgenommen werden mußten. Die Abb. 1 gibt einen

Plan des Hafens von Las Palmas wieder, der bislang durch den Wellenbrecher „La Luz“ a von 1300 m Länge und 9 m Breite und durch die Mole „Santa Catalina“ b von 600 m Länge und 20 m Breite eingefäßt war. Jetzt ist ein neuer Wellenbrecher c von 2600 m Länge und 11 m Breite gebaut, der nahezu parallel dem alten verläuft. Das zur Zeit in der Ausführung befindliche Bauprogramm umfaßt den Bau einer der beiden Wellenbrecher am Wurzelende verbindenden Kaimauer mit einer Uferfront von 560 m, die Auffüllung des gewonnenen Geländes, die Verbreiterung einer Teilstrecke der Mole „La Luz“ zu einem Kai und den Bau der Mole d. Weiter sind geplant: Die Verbreiterung der Mole „Santa Catalina“ in ganzer Länge, die Verlängerung der Mole „La Luz“ bis zur Flucht der Mole d und weiter südlich die Anlage einer Mole e. Die Wassertiefe vor der erwähnten Kaimauer soll 10—11 m betragen. Auf dem bereits hoch liegenden Teil der Fläche f hinter der Kaimauer stehen Tanks für Heizöle mit einem Fassungsraum von 20000 t. Von diesen Tanks führen Rohrleitungen auf die Wellenbrecher a und c. Der Hafen besitzt eine Slipanlage, Reparaturwerkstätten und ein Kohlenlager unter freiem Himmel, das mit Rücksicht auf die Belästigung durch den Kohlenstaub nachträglich überdacht worden ist.

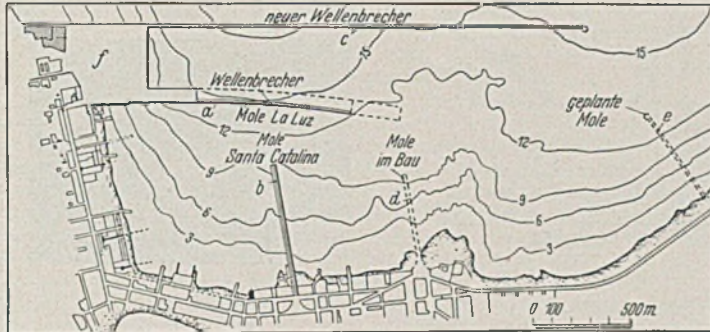


Abb. 1. Gesamtplan des Hafens von Las Palmas.

Die Abb. 2 zeigt den Plan des Hafens von Santa Cruz, der Hauptstadt der kanarischen Provinz. Seit langen Jahren ist ein Wellenbrecher vorhanden, der bis zum Punkt a reichte; er soll nach und nach auf 2400 m verlängert werden. Im Rahmen der heutigen Arbeiten wird er bis b geführt. Das innere Hafenbecken erhält seine Begrenzung durch die Nordmole c; mit den Gründungsarbeiten hat man bereits begonnen. Der Ausbau sieht weiter die Anlage einer Ostmole d vor, an die sich ein Trockendock und ein Schwimmdock anschließen. Darüber hinaus ist im Westen ein besonderes Becken für Fischerei- und Küstenfahrzeuge in Aussicht genommen. Der Bau ist jedoch noch nicht sichergestellt. Der Hafen besitzt ein Kohlenlager, Werkstätten und eine Slipanlage; der Slipwagen hat eine Länge von 27,50 m; er wird durch ein Dampfspil bedient. Die Neigung der Slipbahn beträgt $7\frac{1}{2}\%$; sie ist durch Mauern eingefäßt. Die älteren Strecken dieser Mauern bestehen im unteren Teil aus Betonkasten, die schwimmend eingefahren und dann ausbetoniert wurden. Die neueren Teile sind aus unten offenen Kasten gebildet, die auf zwei Lagen Beton ruhen, die in Säcken eingebracht wurden. Die gleiche Ausführung kommt teilweise auch beim Bau der Molen und Wellenbrecher zur Anwendung. Der aufgehende Bauwerkskörper konnte aus Mauerwerk hergestellt werden. Der Steinbruch, aus dem die Bruchsteine gewonnen werden, befindet sich in unmittelbarer Nähe des Hafens.

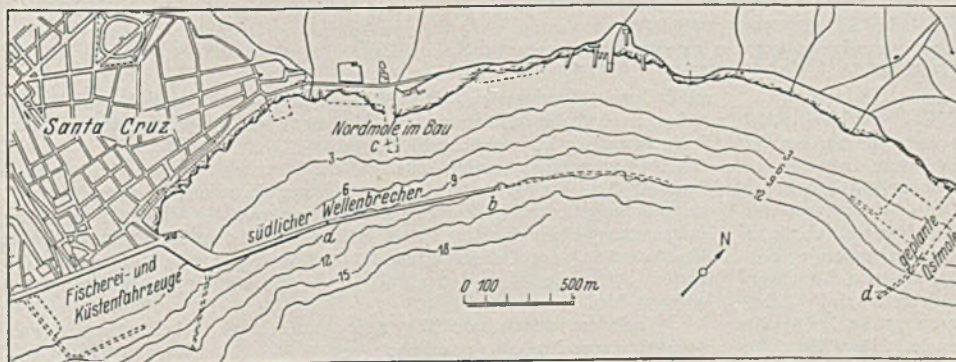


Abb. 2. Gesamtplan des Hafens von Santa Cruz auf Teneriffa.

Auch in Santa Cruz sind Heizöltanks mit einem Fassungsraum von 20000 t vorhanden, die mit der Südmole durch Rohrleitungen in Verbindung stehen. Die Arbeiten in Las Palmas und Santa Cruz lagen in den Händen einer spanischen Firma, die eine Tochtergesellschaft von Siemens-Schuckert ist. Finanziert hat die Bauten zu zwei Drittel die spanische Regierung und zu einem Drittel die Provinz. [Nach Génie civ. Bunnies, Hamburg.

Wärmeeinfluß auf die Formänderungen von Beton.

Ältere Forschungen über die Betonplastizität lassen die Berücksichtigung des Wärmeeinflusses auf die Größe der Formänderungen ver-

missen. Neuerdings hat Theuer zwei Betonarten mit einer 42 Tagefestigkeit von rd. 450 und rd. 200 kg/cm² der Mischungsverhältnisse 1:3 (WZF = 0,40) und 1:6,37 (WZF = 0,80) nach Gewichtsteilen einer Dauerlast von 3 Tagen unterzogen. Die Druckbeanspruchung der Betonzylinder (L = 20,3 cm; Ø = 7,6 cm) betrug 20% ihrer Festigkeit.

Die Vorbehandlung der Versuchskörper erfolgte unter besonderen Bedingungen. Nach 4 Wochen Lagerung im wasserdampfgesättigten Raum bei 21° C Temperatur wurde ein Teil im Ofen 1 Woche lang bei 110° C (trocken), ein anderer bei 40° C (halbtrocken) getrocknet. Die Wasserverluste betragen hierbei 50—70% und 22—37%. Der Rest wurde im feuchten Raum (feucht) belassen.

Während der anschließenden Dauerlast wurde jedem Körper eine bestimmte Temperatur zugeteilt, die man mit geringen Abweichungen konstant hielt. Nachstehende Zahlentafel gibt die gesamten Verkürzungen je Längeneinheit einiger Betonzylinder während der gleichbleibenden Dauerbelastung und die nach Entlastung verbliebenen plastischen Formänderungen wieder:

Vorbehandlung	Zylinderfestigkeit nach 42 Tg. in kg/cm ²	Versuchstemperatur in °C	Gesamte Formänderungen mal 10 ⁻⁶ nach Stunden Dauerlast				Plastische Formänderungen mal 10 ⁻⁶
			0,05	1,0	24,0	72,0	
Feucht	405	+ 6	242	256	281	288	24
	422	+22	253	269	306	318	33
	462	+52	255	278	345	377	112
Halbtrocken	545	+ 5	266	280	310	329	56
	500	+30	278	303	351	381	97
	495	+40	285	308	364	399	101
Trocken	446	+ 5	310	317	322	323	24
	487	+23	278	282	287	289	25
	457	+51	310	323	329	332	13
Feucht	166	+13	164	176	200	207	25
	185	+22	118	126	142	148	14
	213	+50	167	190	256	280	82
Halbtrocken	204	+ 7	197	202	209	212	24
	216	+30	184	200	240	270	72
	218	+41	193	212	261	297	71
Trocken	169	+ 5	256	260	266	268	36
	199	+22	242	246	252	253	30
	204	+50	216	226	231	232	20

Von Streuungen und Ungenauigkeiten der Messung abgesehen, läßt sich feststellen, daß die gesamten Formänderungen unter Dauerlast für feuchten und halbtrockenen Beton mit höherer Temperatur größer werden. Für die plastischen Formänderungen gilt das gleiche. Auf Elastizität und Plastizität des ofentrockenen Betons bleibt dagegen eine Temperaturerhöhung ohne sichtlichen Einfluß. Die Kriechbeträge sind hier an sich gering. Um daraus weiterreichende Schlüsse zu ziehen, wäre eine Nachprüfung mit längerer Einwirkung der Dauerlast notwendig.

Die Formänderungen des hochwertigen Betons 1:3 sind größer als die des Betons 1:6,37. Das ungewöhnliche Ergebnis läßt sich darauf zurückführen, daß die Belastung der hochwertigen Betonkörper mehr als das Doppelte der andern betrug. Das Verhältnis von Beanspruchung zu Festigkeit war zwar bei beiden Betonarten gleich; aber die Lasthöhe gab für die Formänderungen den Ausschlag. [Nach A. U. Theuer: Effect of Temperature on the Stress-Deformation of Concrete. Research Paper 970 National Bureau of Standards, Washington 18 (1937) S. 195.]

Th. B u s c h , Mannheim.

Herstellung von Durchlässen unter Dämmen ohne offenen Einschnitt.

Schon in den letzten Jahren des vergangenen Jahrhunderts ist bei der amerikanischen Nord-Pacific-Eisenbahn ein Verfahren zur Herstellung von Durchlässen unter dem Eisenbahndamm entwickelt worden, bei dem die Gleise unberührt blieben, bei dem also kein offener Einschnitt hergestellt wurde, in den die den Durchlaß bildenden Röhre eingelegt wurden. Die Röhre wurden vielmehr von der Seite her durch den Damm vorgetrieben, wobei nur so viel Massen abgegraben waren, wie dem Querschnitt des Rohrs entspricht. Das Verfahren wurde zunächst mit Eisenrohren angewendet, neuerdings ist man aber dazu übergegangen, auch Betonrohre auf diese Art durch einen Damm vorzutreiben,

und zwar hat man dies auch bei Straßendämmen getan. Wenn auch die Vorteile dieses Verfahrens bei einem Eisenbahndamm mehr zur Geltung kommen als bei einer Straße, weil Arbeiten, die das Gleis betreffen immer eine gewisse Betriebsgefahr bilden, mindestens aber den Betrieb erheblich stören und daher möglichst zu vermeiden sind, so sind doch auch die Vorteile nicht zu unterschätzen, die entstehen, wenn ein Durchlaß nachträglich in einen Straßendamm eingebaut werden kann, ohne daß die Straßendecke aufgerissen zu werden braucht. Abgesehen davon, daß sich der Straßenverkehr ungestört abwickeln kann, entfällt auch das Ausbessern der Straßendecke nach Fertigstellung des Durchlasses, das leicht zu Ungleichmäßigkeiten in der Straßendecke führen kann. Das Verfahren kann natürlich nicht nur bei der Herstellung eines neuen Durchlasses angewendet werden, sondern es eignet sich auch für den Fall, in dem die Rohre eines bestehenden Durchlasses erneuert werden müssen.

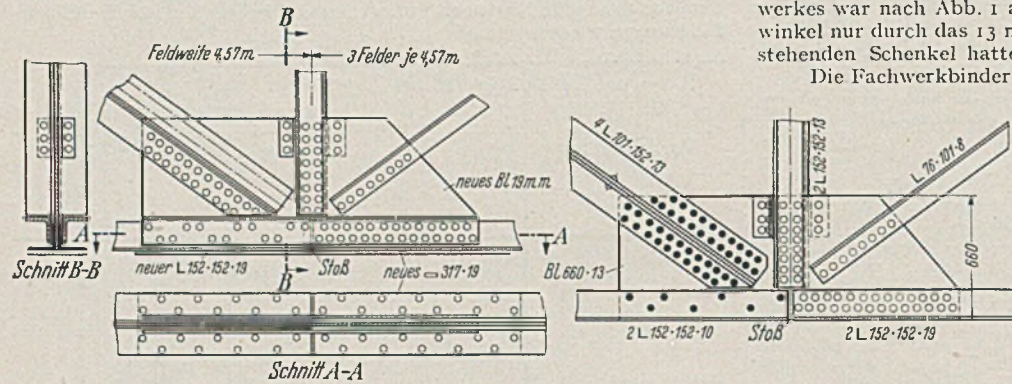


Abb. 1. Rechts: fehlerhafte Anordnung. Links: Verstärkter Knotenpunkt.

Die Amerikanische Betonrohr-Vereinigung hat ein Merkblatt herausgegeben, das die bisher beim Vortreiben von Betonrohren durch Straßendämme gesammelten Erfahrungen der Allgemeinheit zugänglich machen soll. Es behandelt das Vortreiben von Betonrohren von 1,06—1,82 m Durchmesser, also von Rohren, in deren Inneren ein Mann, wenn auch nicht ohne Schwierigkeiten, arbeiten kann, um die Massen vor Kopf des Rohres abzugraben. Dabei muß so vorgegangen werden, daß die Sohle, auf der das Rohr aufliegt, genau entwürfgerecht hergestellt wird, während sonst am Umfang des Rohres die Massen so abgegraben werden, daß ein etwa 2,5 cm breiter Luftraum entsteht. Das Abgraben der Massen muß dem Vortreiben des Rohres etwa 30 cm voreilen, doch dürfte dieses Maß von der Standfestigkeit der durchörterten Massen abhängen. Das Vortreiben der Rohre muß in der Richtung gegen das Gefälle des Durchlasses geschehen, weil sonst die Beseitigung des von oben eindringenden Wassers Schwierigkeiten haben würde. Zum Vortreiben der Rohre wird gegen die Stirnfläche ein Schild aus Bohlen gelegt, und im festen Boden in der rückwärtigen Verlängerung der Achse des Durchlasses wird eine Art Bollwerk errichtet, gegen das sich die Winden zum Vortreiben der Rohre stützen. In dem Maße, wie die Rohre vorwärts geschoben werden, müssen zwischen dem Schild am hinteren Rohrende und das Bollwerk Holzeinlagen eingebaut werden. Es muß darauf geachtet werden, daß die Winden genau senkrecht am hinteren Rohrende angreifen, so daß sich die Rohre genau in der Achsrichtung des Durch-

lasses vorwärts schieben. Diese Richtung muß sorgfältig überwacht werden, und Abweichungen von ihr müssen durch entsprechendes einseitiges Ansetzen der Winden beseitigt werden. Zuweilen wird das Vorderende des ersten Rohrs mit einem eisernen Schuh bewehrt, um die Bewegung zu erleichtern. Zum Vortreiben der Rohre werden Winden benutzt, die je nach der Art des Bodens, durch den der Durchlaß vortrieben wird, einen Druck von 50—100 t ausüben können. [Nach Concrete, März 1937, S. 9.]
Wernicke, Berlin.

Knotenblech als Stoßdeckung.

Nur durch die Aufmerksamkeit der Überwachungsstellen wurde ein großes Unglück in einer Schule in der Nähe von Detroit (USA) verhindert. Fachwerkbinder von 18,5 m Spannweite tragen oberhalb liegende Klassenräume. Der erste Knotenpunkt des 3,3 m hohen Fachwerkes war nach Abb. 1 ausgebildet. Man erkennt, daß die Untergurtwinkel nur durch das 13 mm starke Knotenblech gestoßen sind. Die abstehenden Schenkel hatten keine besondere Laschendeckung.

Die Fachwerkbinder waren mit Gips umhüllt. In dieser Umhüllung

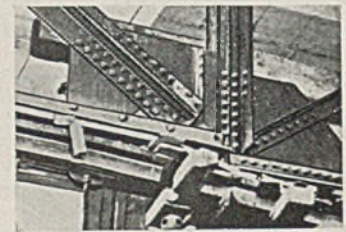


Abb. 2.

zeigten sich Risse, die rasch zunahm. Als man die Umhüllung beseitigte, zeigte es sich, daß das Knotenblech am Untergurt vollständig gebrochen war, wie man aus Abb. 2 erkennt. Diese Abbildung zeigt deutlich die rd. 20 cm große Verschiebung zwischen den beiden Untergurtwinkeln bzw. den beiden Teilen des gebrochenen Knotenbleches. Der Einsturz wurde nur durch die Steifigkeit der Eisenbetondecke und der Verbände vermieden.

Dieser Vorfall zeigt wieder deutlich, daß Knotenbleche zur Stoßdeckung bei nennenswerten Lasten nicht dienen können. Die ganze Kraft des rechten Untergurtwinkels mußte durch das Knotenblech in die linke Zugdiagonale übertragen werden. Der linke Untergurtstab ist spannungsfrei. Der Querschnitt des Knotenbleches ist aber nur etwa die Hälfte des Querschnittes des rechten Untergurtstabes. Es ist also gar nicht überraschend, daß ein Bruch eintrat. Dieser stellte sich 16 Jahre nach dem Bau ein, ohne daß eine Überbelastung stattgefunden hätte.

Es ist noch interessant zu erfahren, daß der ursprüngliche Entwurf für die Untergurte über die ganze Länge des Fachwerkes durchgehende Stäbe vorsah, daß aber aus Aufstellungsgründen Stöße notwendig wurden.

Die Ausbesserung geschah nach Unterstützung der Konstruktion durch Verstärkung mit den in Abb. 1 angegebenen Bauteilen. [Nach Engng. News Rec. 118 (1937) S. 787.]

F. Schleicher, Berlin.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Die Straßenbautagung in Bayreuth 1937.

Die diesjährige Straßenbautagung gegen Ende eines Jahres, das auf dem Gebiete des Straßenbaues ganz allgemein, insbesondere aber für die Reichsautobahnen einen gewaltigen Fortschritt gebracht hat, betonte durch die Wahl des Tagungsortes und durch den Inhalt der gehaltenen Vorträge die Verbundenheit des Straßenwesens mit Kultur und Verkehr.

In seiner Eröffnungsansprache konnte der stellvertretende Vorsitzende der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e. V., Oberregierungsbaurat Huber, neben den Vertretern von Partei, Staat, Wehrmacht und Behörden eine über das Erwartete große Zahl von Teilnehmern aus Industrie, Verwaltung und Wissenschaft begrüßen. Er hob hervor, wie gerade Bayreuth als alte Kulturstadt, die Stadt des Barocks und Rokkos aus der Markgrafzeit, die Wagnerstadt, die Stadt Hans Schemms, wie kaum eine andere geeignet sei, einer Veranstaltung zu dienen, die freudig in kameradschaftlicher Verbundenheit einen fachlich und weltanschaulich ausgerichteten Rückblick auf die Leistungen eines arbeitsreichen Jahres zu bieten hat.

In ihren Begrüßungsansprachen wiesen der Oberbürgermeister der Stadt Bayreuth und der Gauleiter des Gau Ostmark darauf hin, in wie großzügiger Weise Stadt und Gau eine Förderung durch das Straßenwesen erfahren hätten. Die aus früherer deutscher Zerrissenheit herzuleitende, für die Stadt Bayreuth als Stadt der Wagner-Festspiele kaum tragbare Benachteiligung durch eine kurzsichtige Eisenbahnpolitik sei unschädlich geworden durch den Anschluß Bayreuths, als Wallfahrtsort für die Jünger höchster Kunst, an die Autobahn. Die frühere Isolierung

sei dadurch überwunden. Der Aufschwung der Stadt habe mit einer außergewöhnlichen Belebung des Verkehrs und einer ungewöhnlichen Steigerung der Einwohnerzahl eingesetzt.

Auf den tiefgehenden Einfluß, die Herrlichkeit und den ewigen Bestand des Werkes der Reichsautobahnen in seiner Auswirkung auf die stützungsbedürftige bayrische Ostmark, auf die Verbesserung und Erweiterung eines dürftigen und früher schlechten Straßennetzes auf die Bedeutung der Ostmarkstraßen zur Lösung innen- und außenpolitischer Aufgaben wies der Gauleiter Wächtler in dankerfüllten Worten hin.

Nachdem schon vor Tagungsbeginn einige Arbeitsgruppen der Forschungsgesellschaft, nämlich:

für „Betonstraßen“ (Prof. Dr. Eitel),

für „Fahrzeug und Fahrbahn“ (Prof. Raven),

für „Untergrundforschung“ (Reg.-Baurat Dr.-Ing. habil. Loos),

für „Verkehrerschütterungen“ (Prof. Dr. Risch),

ihr engeres fachliches Gebiet in Sondersitzungen behandelt hatten, und ein geladener Kreis aus Industrie und Wirtschaft einen Einblick in die Erziehungsarbeit auf der nahegelegenen Plassenburg hatte nehmen können, begannen die in der Zeiteinteilung vorgesehenen Vorträge mit Ausführungen des Generaldirektors Milke, der im Stolz auf die Freude am Erreichten die Unternehmerschaft mahnte, ihr ganzes Streben darauf zu richten, Unvollkommenes zu erkennen und zu beseitigen, den Forderungen des zukünftigen Verkehrs Rechnung tragend, Baugeräte und Bauverfahren zu verbessern, vor allem auch der Schulung des Nachwuchses eingedenk zu sein.

Mit Genugtuung hob er hervor, welche Anerkennung die Werke des deutschen Straßenbaues und der Reichsautobahnen im Auslande heute fänden, wie das Ausland käme, bei uns zu lernen. Die Bauindustrie werde weiter mit Wagemut und Entschlossenheit an die Lösung kommender Aufgaben herangehen, ohne den Wagemut bis zur Wagehalsigkeit zu überspannen. Die vorliegenden großen Aufgaben sah er besonders darin, daß den Forderungen des Verkehrs auf sichere Fahrt und den Anforderungen des Unterhaltungspflichtigen auf Haltbarkeit der Straßen weitgehend nachzukommen sei. Dabei betonte er, daß die Forderungen des Verkehrs als vordringlich zu betrachten seien, daß alles daranzusetzen sei, Unglücksfälle mehr und mehr zum Verschwinden zu bringen, daß aber nicht etwa, wie er an einem Beispiel falscher Kurvenüberhöhung erläuterte, der Straßenbauer sich dazu hergeben solle, durch bauliche Maßnahmen die Sicherheit des Verkehrs auf Kosten seiner Zügigkeit und seiner in erreichbaren Grenzen gebotenen Schnelligkeit zu suchen.

Während Generaldirektor Milke die Straßenbaufragen vom Standpunkt des Unternehmers beleuchtete, nahm Reichsbahndirektor Rudolph zu ihnen Stellung als Vertreter des Bauherrn. In humorvoll einleitenden Worten sah er seine diesjährige Berichterstattung als Fortsetzung der auf den früheren Tagungen durch ihn erstatteten Berichte über die durch das Unternehmen „Reichsautobahnen“ erzielten Fortschritte gewissermaßen als ein „historisches Erfordernis“ an.

Das A und O für die Erfolgsbeurteilung seien die erzielten Leistungen. In zahlreichen Schaubildern konnten die gewaltigen Aufgaben und die in ihrer Erfüllung erzielten Leistungen vorgeführt werden. Sie ließen erkennen, daß durchweg gegenüber den früheren Jahren erhebliche Leistungssteigerungen erzielt worden sind. Ihr Ausmaß im einzelnen wird der breiteren Öffentlichkeit durch die Wiedergabe der Schaubilder in den Geschäftsberichten des Unternehmens „Reichsautobahn“ zugänglich gemacht werden. Die erzielten Leistungen sind um so bemerkenswerter, als sich im vergangenen Jahre eine Verknappung an Material und Personal bemerkbar machte. Die dadurch entstandenen Schwierigkeiten seien zu überwinden nicht durch Anruf von staatlicher Hilfe und Polizei, sondern durch kluge Überlegung, vertrauensvolle Zusammenarbeit zwischen Bauherrschaft und Unternehmer.

Hervorgehoben wurde besonders, daß die großen Leistungen im Beton- und Eisenbetonbau sich verhältnismäßig gleichförmig über das ganze Jahr verteilen, daß die Erdarbeiten naturgemäß mit dem Fortschritt des Baues der Reichsautobahnen ihre verhältnismäßige Bedeutung eingebüßt hätten dadurch, daß nach Fertigstellung der Erdarbeiten, Herstellung von Bauwerken und Fahrbahndecken in den Vordergrund träten. Eine gegenüber den Beton- und Eisenbetonarbeiten größere Ungleichförmigkeit wiesen die Arbeiten für die Herstellung der Fahrbahndecken auf, eine Ungleichförmigkeit, die durch die Art der Arbeiten als saisonbedingt gegeben ist.

Der Arbeitsvorrat wurde beleuchtet durch die Angabe, daß während des ganzen Jahres der Wert des Überschusses der vergebenen Arbeiten gegenüber den in Ausführung befindlichen Arbeiten immer 180 bis 300 Millionen Mark betrug. Die zur Zeit im Bau befindlichen Strecken weisen die Länge von 1800 km auf. Von ihnen werden in diesem Jahre soviel fertiggestellt werden, daß die gesamte, dem Kraftverkehr zur Verfügung stehende Strecke am Ende des Jahres 2000 km betragen wird.

Mit Bedauern mußte der Vortragende darauf hinweisen, daß in dem letzten Baujahr die Zahl der Vertragsstreitigkeiten sich in unerwünschter Weise vermehrt habe, insbesondere brachte er in unmißverständlicher Weise zum Ausdruck, daß die Vertragsstreitigkeiten, wenn sie schon nicht zu vermeiden seien, mit den örtlich zuständigen Dienststellen auszutragen seien, welchen die Abschlüsse der Verträge und ihre Abwicklungen oblägen. Auf keinen Fall sei es angängig, sie an die Zentrale oder gar eine weitere Instanz heranzutragen. Eindringlich wies er darauf hin, daß derartige Streitigkeiten überhaupt überflüssig seien, oder wenigstens gegenstandslos werden könnten bei vernünftiger Aussprache. Von vornherein zum Scheitern verurteilt seien Ansprüche, die begründet würden durch außervertragliche Leistungen, wenn sie nicht unverzüglich geltend gemacht würden. Nachforderungen können und müßten unnachsichtliche Abwehr durch die Verwaltung erfahren. Sicher könne jeder ein anständiges Geschäftsgebahen an den Tag legende Unternehmer damit rechnen, daß er mit der Verwaltung gut auskommen würde. Auf schärfste seien allerdings Fälle zu verurteilen, in denen die Leistungspflichtigen ihren sozialen Aufgaben nicht nachgekommen seien. Unnachsichtlich müsse vorgegangen werden gegen Unternehmer, die sich der Zahlung der sozialen Abgaben zu entziehen suchten auf Kosten ihrer Gefolgschaft. Aber abgesehen von derartigen, zwar schärfstens zu verurteilenden, aber doch immerhin seltenen Fällen könne die Verwaltung nicht umhin, darauf hinzuweisen, daß auch in positiven Leistungen für das Wohlergehen der Gefolgschaft noch mehr zu erwarten sei. Ließe doch beispielsweise ein Vergleich der seitens der Unternehmerschaft errichteten Lager mit der Zahl der Gesamtlager ersehen, daß die Zahl der unternehmerseitig errichteten Lager kaum $\frac{1}{3}$ der Gesamtzahl betrage.

Daß sich der Arbeitsmarkt in dem letzten Jahre grundlegend geändert habe, sei nicht zu verkennen, aus Anzeichen, die auf Mangel an Personal und Material deuteten. Nur strengste Disziplin könne den Gefahren einer Materialverknappung begegnen. Etwaigen Preissteigerungen, die sich übrigens durch strengste Selbstzucht des Anbieters vermeiden ließen, würde die Verwaltung mit schärfsten Mitteln

entgegenzutreten. Jeder Unternehmer habe Sorge zu tragen, seinen Betrieb gesund zu erhalten und Rückschläge zu vermeiden, die unweigerlich eintreten würden, falls etwa von der Ansicht ausgegangen würde, daß ein dauerndes Anrecht auf Staatsaufträge entstehen könne. Alle am großen Werk des Führers Beteiligten müßten getragen sein von dem unbegabten Willen, ihre Pflicht bis zum Äußersten zu erfüllen, die Leistungen im möglichen Ausmaß zu steigern zum Ruhm unseres Vaterlandes.

In einer anschließenden Aussprache gab Generalinspektor Dr. Todt seiner Genugtuung darüber Ausdruck, daß die Teilnehmerzahl an der Tagung weit über das ursprünglich geschätzte Maß von 600 Teilnehmern hinausgehe und die Zahl von 1000 Teilnehmern überschritten habe. Er sähe darin ein begrüßenswertes Bekenntnis zur Idee des Gemeinsamen, und gab seiner Freude Ausdruck, daß die gemeinsame Arbeit im letzten Jahre die beachtenswertesten Erfolge erzielt habe. Schaffensfreudigkeit im arbeitsreichen Jahre 1937 habe die Eröffnung weiterer Autobahnstrecken, insbesondere der Teilstrecke Bayreuth—Nürnberg, Frankfurt/M.—Gießen, Stuttgart—Ulm ermöglicht. Der Ausbau des Reichsstraßennetzes halte bereits mit dem Ausbau des Autobahnnetzes gleichen Schritt. Besonders begrüßte er den Erfolg der Bestrebungen, die Arbeiten am Straßennetz so frühzeitig auszuschreiben und zur Durchführung zu bringen, daß sie vor Einsetzen der Hauptreisezeit beendet seien. Unverkennbar seien die erheblichen Fortschritte, die sich aus neuer Baugesinnung in der Aufwärtsentwicklung der werkgerechten Durchbildung der Bauwerke zeigten. Wesentliche Fortschritte seien auch zu verzeichnen gewesen auf dem Gebiet der Erdbautechnik und des Deckenbaues. Dagegen träten Sorgen um Material und Personal zurück. Ungleich lieber sei eine Sorge um fehlendes Personal in Kauf zu nehmen, als eine Sorge aus einem Überangebot von Personal und der sich daraus ergebenden Arbeitslosigkeit.

Wie der Vorredner, wies der Generalinspektor eindrucklichst darauf hin, daß Mißständen, die sich aus unreellen Nachforderungen ergäben, aufs energischste entgegenzutreten würde. Preissteigerungen würden eine eingehende und strenge Nachprüfung der Kalkulationsgrundlagen zur Folge haben. In warmherzigen Worten wies der Generalinspektor auf die Verpflichtung jedes Betriebsführers hin, unermüdlich auf das Wohl seiner Gefolgschaftsmitglieder bedacht zu sein. Mit großer Genugtuung konnte er feststellen, daß seine Anregung, in den Straßenbaubetrieben verunglückte Gefolgschaftsmitglieder vom Unfalltage an in den Genuß der sozialen Unterstützung treten zu lassen, auf fruchtbaren Boden fiel und begeisterten Beifall fand. Eine sichtliche Freude bereitete es dem Redner, darauf hinweisen zu können, daß in einem Betrieb der Reichsautobahnen durch Verzicht auf Lohn eine Gefolgschaft der Spende „Opfer der Arbeit“ für verunglückte Kameraden einen erheblichen Betrag zur Verfügung stellen konnte, ein Vorgehen, das auch Anerkennung und Dank des Führers gefunden hat.

In einem Ausblick auf die Zukunft konnte der Generalinspektor betonen, daß trotz der im Steigen befindlichen Leistungen der Arbeitsvorrat sich keineswegs irgendwie erschöpfen würde. Die in Aussicht genommene Erweiterung des Reichsautobahnnetzes um weitere 3000 km auf 10 000 km, der Umstand, daß die Zunahme des Kraftwagenverkehrs auf den Landstraßen mit 114% weit über dem Durchschnitt von 70% läge, die aus dem in naher Zukunft zu erwartenden Einsatz des Volkswagens weiterhin zu erwartende große Verkehrssteigerung machten es dringend erforderlich, das Schwergewicht der Arbeit nach der Seite des Ausbaus und der besseren Instandsetzung der Landstraßen I. und II. Ordnung zu verschieben. Der Mut zum Bauen sei ungebrochen, werde wachgehalten und einen Auftrieb erfahren durch die Maßnahmen zur Schulung des Nachwuchses. Behörden, Unternehmerschaft und Forschungsstellen deswegen vor weiteren großen Aufgaben, deren Lösung durch Einsatz und Steigerung aller Kräfte gelingen wird.

Die weiteren im Rahmen der Tagung gehaltenen Vorträge behandelten fachliche Fragen des Straßenverkehrs und der Straßenbautechnik. W. A. Ostwald, Heppenheim, berichtete über die durch den Generalinspektor Dr. Todt veranlaßten Vergleichsfahrten, die eine Urteilsbildung gestatten über die verkehrlichen Vorteile, welche die Reichsautobahnen gegenüber Reichsstraßen für die Allgemeinheit und für den einzelnen bieten. Die Fahrten sind noch nicht abgeschlossen, es liegen aber bereits die Ergebnisse für die Personenwagen Mercedes-Benz (3,2 Liter), Opel-Olympia, DKW Reichsklasse, ferner für einen schweren Daimler-Benz-Dieselszug vor. Aus den Messungen von Geschwindigkeit und Verbrauch ergibt sich für sämtliche untersuchten Fahrzeuge eine sehr große, verkehrstechnische und wirtschaftliche Überlegenheit der Reichsautobahnen. Diese Überlegenheit wird weiter stark zunehmen, sobald die Maschen des Reichsautobahnnetzes sich verengt und geschlossen haben werden. Zahlenmäßige Feststellungen ließen sich ermöglichen, die den Vorteil der Kreuzungsfreiheit, Zügigkeit und der fremdverkehrsfreien Einbahnbeschaffenheit der Reichsautobahnen erkennen lassen. Hervorzuheben sei besonders die auf den Reichsautobahnen erzielte Geschwindigkeitsgleichförmigkeit und die hohe Grenzgeschwindigkeit. Diese betrug bei den untersuchten großen Personenwagen beispielsweise 130 km/Std. auf der Reichsautobahn gegen 71 km/Std. auf der Reichsstraße.

In vielen Lichtbildern konnte die Auswertung der Versuche durch Kennlinien und Meßziffern vorgeführt werden. Ein großer Teil der Vorteile, wie z. B. die Entlastung des übrigen Straßennetzes ließ sich bisher zahlenmäßig nicht erfassen. Auf alle Fälle kann als Ergebnis

schon jetzt gesagt werden, daß die erzielten und zukünftigen Vorteile weit über das bisher erwartete Maß hinausgehen. In kapitalistisch-liberalistischem Sinne stelle der Bau der Reichsautobahnen schon jetzt gewissermaßen ein Geschäft dar. Es bedürfte demnach nicht der Erhebung von Benutzungsabgaben, wie diese auf der Avus mit etwa 10 Rpf./Wagenkm., auf den italienischen Bahnen in der Größenordnung von einigen Pf./Wagenkm. erfolge.

Ausführliche Veröffentlichungen der Arbeiten in der vom Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen herausgegebenen Zeitschrift „Die Straße“ und ihren Beiheften sind zum Teil bereits erfolgt, zum Teil im Gange.

Über das Ergebnis der auf Veranlassung des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen in der Zeit vom 1. 10. 36 bis 30. 9. 37 auf den im Betrieb befindlichen Reichsautobahnen, sowie auf sämtlichen Reichs- und Landstraßen durchgeführten Verkehrszählungen berichtete Dipl.-Ing. Hoffmann, Berlin. Sie ermöglichen einen Überblick über den Umfang des deutschen Kraftverkehrs und über die Verkehrsentwicklung der ersten Reichsautobahnteilstrecken.

der Maschinen, die Baueinrichtung, das Bauverfahren und die Betriebsgestaltung Einfluß hatten auf Leistung. Die Untersuchungsergebnisse sind noch nicht restlos ausgewertet. Die vom Vortragenden jedoch bereits gezeigten zahlreichen Lichtbilder gewähren einen Einblick in die gegenseitige Abhängigkeit der auf die Leistung wirksamen Faktoren. Die Erkenntnisse sind wegweisend für sparsamste Betriebswirtschaft und stellen einen weiteren Schritt dar, um die Leistung im deutschen Straßenbau wesentlich zu steigern.

Bei der Beachtung aller Faktoren, vor allem auch bei Herabsetzung der Mischzeit von 1 1/2 auf 1 Minute, besteht Aussicht, das Arbeitsspiel um bis zu 40% zu verringern und dadurch eine beträchtliche Mehrleistung zu erzielen, wodurch erhöht Gewähr geboten ist zur sicheren Durchführung des Vierjahresplanes auf dem Gebiete des Betondeckenbaues.

Oberregierungsbaurat Huber, Berlin, führte über den Standard der Straßenbautechnik aus, daß auf dem Gebiete des Landstraßenbaues z. Zt. die Hauptaufgabe darin zu sehen sei, für die Fahr-



Abb. 1 (links).
Mittlerer Tagesverkehr auf den Reichsautobahnen im Juli 1937.

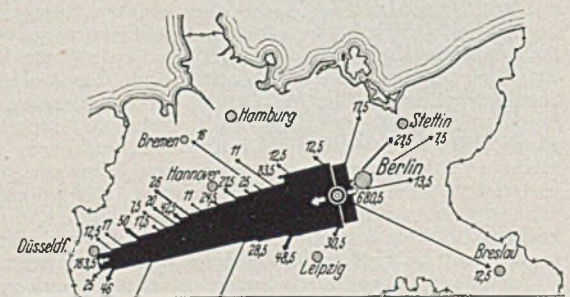


Abb. 2a. Zusatz-Verkehrszählung (Tagesmittelverkehr),
Zählstelle Nr. 141 (bei Werder)
Reichsautobahn Berlin—Magdeburg.



Abb. 2b. Zählstelle Nr. 140 b Brandenburg Reichs-
straße Nr. 1.

In einer Reihe von Lichtbildern, von denen hier zwei wiedergegeben werden (Abb. 1 und 2), wurden graphische Darstellungen der Verkehrsverteilung gezeigt. Im Sommer 1937 erreichte der mittlere Tagesverkehr auf vielen Reichsautobahnen 6—8000 Kraftfahrzeuge und der festgestellte höchste Tagesverkehr überstieg wiederholt 14—15 000 Kraftfahrzeuge. Durch zusätzliche Verkehrszählungen wurde die Struktur des Güterkraftverkehrs eingehend beleuchtet; die Ergebnisse der Zählungen sind vor allem auch für die weitere Planung des deutschen Reichsautobahnnetzes von Bedeutung.

Unter Zugrundelegung der durch Meßfahrten ermittelten Ersparnisse auf den Reichsautobahnen aus Verringerung des Benzin- und Gummiverbrauches sowie der Unterhaltungskosten mit 6 Pf./km für Lastkraftwagen, 3 Pf./km für Personenkraftwagen und 1 Pf./km für Krafträder ist eine 4% Verzinsung und 1—1 1/2% Tilgung des in den Reichsautobahnen eingebauten Kapitals gewährleistet. Die mengenmäßige Ersparnis an Treibstoff beträgt im Jahresmittel allein 2200t/Tag.

Über Arbeits- und Mischeruntersuchungen auf Reichsautobahnbetondecken im Jahre 1936/37 berichtete Prof. Dr. Garbotz, Berlin. Die vom Forschungsinstitut für Maschinenwesen beim Baubetrieb der Technischen Hochschule zu Berlin in Verbindung mit der Materialprüfungsanstalt Stuttgart durchgeführten Untersuchungen wurden an sechs Betonmischern durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war, festzustellen, ob bei Freifall- und Zwangsmischern sich Unterschiede in der Betongüte ergeben in Abhängigkeit von dem Entleerungsvorgang, ferner, ob durch Verkürzung der Mischzeit von 1 1/2 auf 1 Minute die Festigkeit des auf diese Weise erzielten Betons so herabgesetzt würde, daß sie nicht mehr ausreichte. Zu diesem Zwecke wurden bei jedem der untersuchten Mischvorgänge Betonproben bei Beginn, in der Mitte und am Ende des Entleerungsvorganges entnommen.

Die daraus hergestellten Würfel wurden auf Druckfestigkeit untersucht. Das Ergebnis zeigte, daß eine wesentliche Herabsetzung der Festigkeit nicht auftrat. An 14 Betondeckenbaustellen der RAB. wurde ferner untersucht, inwieweit örtliche Verhältnisse, das Zusammenspiel

bahndecken die besten Bauverfahren zu ermitteln und diese durch einheitliche Bauvorschriften weiter zu vervollkommen.

Die Einschränkung einer Vielzahl von bisher im Gebrauch gewesenen Decken werde dazu führen, daß in Zukunft nur wenige Deckenarten in Anwendung gebracht würden. Schon durch diese Tatsache sei Gewähr gegeben, daß diese wenigen Decken um so mehr verbessert würden. Sonderbauweisen würden in Zukunft auf Sonderfälle zu verweisen sein.

Durch Herausgabe von Musterleistungsverzeichnissen würde nicht allein die Einheitlichkeit im Aufbau, sondern auch in der Ausführung weiter gefördert werden. Die im Interesse der Sicherheit des Verkehrs wichtigsten Kennzeichen der Decken, nämlich ihre Griffbarkeit und ebenflächige Lage, wären sorgsamst zu fördern. Am geeignetsten Meßverfahren, um diese Eigenschaften zahlenmäßig festlegen und nachprüfen zu können, wird gearbeitet. Da die beste Decke versagen muß, wenn der Unterbau nicht hinreichend fest ist, ist Sorge zu tragen, daß hinreichend tragfähige Unterbauweisen entwickelt werden. Die übliche Packlage versagt erfahrungsgemäß bei schlechtem Untergrund. Es wurde deswegen eine „betonverstärkte Packlage“ entwickelt. Nach umfangreichen Voruntersuchungen wurden im vergangenen Jahre Großversuche eingeleitet, u. a. auf der Versuchsstraße in Braunschweig. Dieser Versuch lieferte bereits neue und wichtige Aufschlüsse. Er ließ insbesondere erkennen, wie durch die Betonverstärkung der Druck der Packlage auf den Untergrund weitgehend herabgesetzt wird. Die Versuche sind noch nicht abgeschlossen und werden im kommenden Jahre fortgeführt werden.

Wie die Decke nicht halten kann, wenn der Unterbau versagt, so müssen beide Straßenelemente versagen, wenn der Straßenuntergrund zu wenig tragfähig ist. Es kommt deswegen darauf an, bei der Ausführung von Erdarbeiten einen sorgfältigen Aufbau des Untergrundes zu beachten. Aus diesem Grunde sind Richtlinien ausgearbeitet worden für die Durchführung von Erdarbeiten. Sie werden demnächst erscheinen. Das Hauptgewicht der Richtlinien wird darin zu sehen sein, den Straßenbauer zu erziehen, sich mehr als bisher mit den Eigenschaften

des Bodens im Untergrund seiner Straße zu beschäftigen. Es sei damit zu rechnen, daß durch eingehende Beschäftigung mit diesen Fragen jeder Straßenbauer das Gefühl für den richtigen Aufbau des Untergrundes sich aneignen werde.

Die auf einer von der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie veranlaßten Studienreise nach Amerika gesammelten Eindrücke wurden in einem Vortrag mit zahlreichen Lichtbildern der Versammlung durch Herrn Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Rentsch, Berlin, vermittelt. Der Vortragende hob hervor, wie neben der eigenen Forschungstätigkeit unbedingt auch die Fortschritte in anderen Ländern genau verfolgt werden müßten. Die Studienreise führte eine Gruppe deutscher Ingenieure des Straßenbaues nach Kanada und in die Vereinigten Staaten. Vergleichsweise wurde angeführt, daß in den Vereinigten Staaten das Straßennetz die Länge von 5 Mio. km gegen etwas über 200 000 km in Deutschland aufweise. Von diesen 5 Mio. km seien etwa 670 000 km als höherwertige, sog. Staatsstraßen, anzusprechen. Eine ähnliche Ausdehnung hat das Straßennetz in Kanada.

Der Vortragende vermittelte durch viele Zahlenangaben und Lichtbilder einen Eindruck von den Straßen- und Verkehrsverhältnissen in Amerika und erörterte die verschiedenen in Amerika angewandten Methoden des Erdbaues, des Betonstraßenbaues und des bituminösen Straßenbaues. Auffällig war den Teilnehmern die große Zahl von Rissen in Betondecken und die Abstellung aller Herstellungs- und Ausbesserungsarbeiten lediglich auf die Wahrung einer hinreichenden Verkehrssicherheit unter Außerachtlassung aller Rücksichten auf ein gutes Aussehen. Auch die Verschandelung der Straßenumgebung durch ein geradezu zur Landplage ausgeartetes Übermaß von Reklametafeln wirkte auf die Besucher aus Deutschland befremdlich. Andererseits konnte beobachtet werden, daß eine hervorragende Verkehrsdisziplin herrschte. Mit Staunen konnten die Teilnehmer auf ihren Überlandreisen bemerken, daß an unbeschränkten Eisenbahnübergängen die Führer von Omnibussen vor den Übergängen hielten und erst eine Zeitlang auf das etwaige Herannahen von Eisenbahnzügen horchten. Ferner fiel im Straßenverkehr auf, daß die Zahl der leichten Lastkraftwagen außerordentlich groß war.

Die wichtigsten Straßenbaumaschinen neuester Konstruktion und ihre Wirkungsweise wurden in Wort und Bild vorgeführt. Hierbei konnte besonders betont werden das Streben des amerikanischen Straßenbaues nach Anwendung geländegängiger Maschinen. Auch die Fragen des Baumarktes, der sozialen Lage der Arbeiterschaft, das Problem der Arbeitslosigkeit und die zahllosen Streiks wurden in den Rahmen der Betrachtung einbezogen.

Die Frage nach der Zweckmäßigkeit undersprießlichkeit solcher Studienreisen wurde von dem Vortragenden restlos bejaht. Gleichzeitig aber jedoch konnte er feststellen, daß die jetzt hoch entwickelte deutsche Straßenbautechnik — von wenigen Anregungen abgesehen — heute vom Auslande kaum noch etwas zu lernen vermag, ferner, daß die Güte deutscher Arbeit trotz größter Sparsamkeit und höchster Wirtschaftlichkeit kaum an einer Stelle erreicht wird.

Der Vortrag des Baurates Hermann Giesler über „Kultur“ konnte wegen Behinderung des Vortragenden nicht stattfinden. An seiner Stelle sprach sein Bruder, der Brigadeführer Giesler. Tiefbewegt durch die in den nächsten Tagen von ihm als Aufmarschleiter in München zu erfüllenden Aufgaben, gestalteten seine Ausführungen den letzten Teil der Vortragsreihe zu einer Weihstunde. Sie hinterließ bei den Zuhörern nachhaltigsten Eindruck und löste stärkste Beifallskundgebungen aus, als der Vortragende zum Schluß eindringlichst darauf hinweisen konnte, wie die in Ordnung und Gläubigkeit sich auswirkende Neubeseelung unseres Volkes als alleiniges und gewaltigstes Werk unseres Führers die Vorbedingung darstelle für die angestrebten Höchstleistungen auf dem Gebiete des Straßenbaues, und den tiefsten Dank aller verdienten.

Die weihvolle Stunde klang aus in einem Hörspiel: „Die Straße“, verfaßt von Truppführer Egon Meyer und ausgeführt vom Reichsarbeitsdienst. Der letzte Abend der Tagung sah alle Teilnehmer noch einmal vereint in einem Kameradschaftsabend, auf dem auch der Humor des Straßenbauers sich Geltung verschaffte in einem Lichtbildervortrag, als deren Väter Oberbaurat Thier, Köln, Baurat Lorenz, Berlin, und ein namhafter Berliner Künstler vorgestellt wurden. Das Thema des Vortrages „Der fröhliche Straßenbau“ hatte die Wechselbeziehungen zwischen Bauherrn und Unternehmerschaft zum Gegenstand und löste bei beiden Betroffenen tiefgehendste Heiterkeit aus. Am nächsten Tage bildete eine Befahrung der wundervoll in die Landschaft eingepaßten und herrliche Landschaftsbilder erschießenden Reichsautobahnstrecke Bayreuth—Nürnberg und daran anschließend eine Besichtigung der Bauten des Reichsparteitaggeländes den endgültigen Abschluß der Tagung.
Raven, Braunschweig.

Die Eberswalder Hochschulwoche 1937.

Die Eberswalder Hochschulwoche 1937, die vom 25.—29. Oktober dauerte, stand unter dem Motto:

„Umstellung der Holzaushaltung im Rahmen des Vierjahresplans.“

Nach Begrüßungsworten des Rektors, Prof. Dr. Hilf, sprach Prof. Dr. Lemmel über „Die forstpolitischen Mittel und Wege zu einer verbesserten Holznutzung“.

Zunächst stellten grundlegende Äußerungen den Begriff „freie“, d. h. individualistische Wirtschaft und „gebundene“, d. h. sozialistische Wirtschaft klar. Früher war die wirtschaftliche Triebkraft das Gewinnstreben, während jetzt das Hauptziel Bedarfsdeckung ist. Die seit geraumer Zeit stattfindende Wandlung von der freien zur gebundenen Wirtschaft ist nicht nur eine organisatorische Frage. Vielmehr besteht die Notwendigkeit, dem neuen Geist, dem Streben zum Idealismus, Eingang zu schaffen. Früher bestimmte der Preismechanismus (Angebot-Nachfrage) den Umschlag, heute wird er mit seinen verderblichen Begleiterscheinungen durch die Verwaltungsorganisation abgelöst.

Die auf dem Gebiete der Forstwirtschaft im engeren Sinne betriebene organische Neuordnung ist bedingt durch das Streben, eine Steigerung der Holznutzung durch erhöhte Erzeugung und nützlichere Verwendung zu ermöglichen. Die organische Einheit von Forst- und Holzwirtschaft ist hierzu erforderlich. Die Führung zu dieser Neuordnung hat der Staat inne, wobei die wirtschaftliche Selbstverwaltung unter Mitwirkung eines jeden Einzelnen nicht fehlen darf. Die staatliche Einrichtung bildet die Marktvereinigung der Forst- und Holzwirtschaft, zu deren Beratung Fachleute aus der Praxis beigegeben werden. Eine der Hauptaufgaben ist, den voraussichtlichen Holzbedarf zentral zu erfassen und danach den Einschlag und die Einfuhr planmäßig zu regeln. Das vertuernde Absatzrisiko wird hierdurch beseitigt und die Voraussetzung für eine qualitativ bessere Holzausnutzung geschaffen. Durch entsprechende Bedarfslenkung, wie Zuführung von Abfallholz der Holzverzuckerung und weitere Umwandlung in Eiweißstoffe sowie durch Bestimmen von Zellstoffholz, Gütefestlegung, Verfeuerungsbegrenzung trägt die Marktvereinigung dazu bei, die Rohstoffdecke zu erweitern. Alles das dient der Kostensenkung bzw. Ertragssteigerung.

Eine intensive, aber nachhaltige Forstwirtschaft ist nur möglich, wenn alle Erzeuger zur Nutzungspflicht gezwungen werden. Das Waldverwüstungsgesetz bedarf einer weiteren Verfeinerung nach Altersklassen. Ferner muß u. a. dem Bergbau zur Pflicht gemacht werden, nur imprägniertes Holz dort zu verwenden, wo eine längere Haltbarkeit erforderlich ist. Die hierdurch erzielbare jährliche Ersparnis an Grubenholz wird auf 1 Mio m³ geschätzt. Die augenblicklichen Sortimentsansprüche sind übertrieben und müssen zur Einschränkung des Risikos vereinheitlicht werden. Das Holz soll im Wald nur soweit aufgearbeitet werden, wie der Verwendungszweck fest bestimmt ist. Das Heraussortieren des Wertholzes mit der Säge im Wald bringt wohl für den Holzzeuger wirtschaftliche Vorteile, ist aber im Sinne der besten ökonomischen Verwertung zu verwerfen.

Nach eingehender Würdigung der forstwirtschaftlichen Vorteile der vorhandenen Preisstabilisierung hielt der Vortragende die Preisspanne der Kiefern-Stammholz-Sortimente für unbefriedigend. Ferner ist noch in der allgemeinen Nadelnutzholzzordnung dem Leistungsprinzip der Weg auf technischem (Abfuhr), wirtschaftlichem, rechtlichem und sozialem Gebiet (Verhältnis zwischen Betriebsführer und Gefolgschaft) freizumachen. Die Genehmigungspflicht auf Erweiterungsbauten besteht bereits, es fehlt noch der obligatorische Befähigungsnachweis in der Forst- und Holzwirtschaft.

Es schloß sich der Vortrag von Prof. Dr. Kollmann an „Die Holzbilanz bei der mechanischen Holzbearbeitung“. Die Bedeutung der mechanischen Holzbearbeitung erhellt aus der Tatsache, daß rd. 37 Mio. oder 84% von insgesamt 44 Mio. m³ Nutzholz, das in Form von Rohholz in Deutschland jährlich verbraucht wird, eine mechanische Verarbeitung findet. Diese Rohholzmenge gliedert sich nach dem Verwendungszweck wie folgt auf:

Baugewerbe	27 Mio. m ³ oder	74%
Bergbau	5 Mio. m ³ „	13%
Mechanische Holzveredelung (einschließlich Möbelherstellung)	3 Mio. m ³ „	8%
Herstellung von Schwellen und Masten	2 Mio. m ³ „	5%
	<hr/>	
	37 Mio. m ³ oder	100%

Von der mechanisch verarbeiteten Rohholzmenge übernimmt somit den größten Anteil das Baugewerbe.

Die Holzabfälle in Deutschland werden von Koch auf 6—7 Mio. m³ geschätzt. Von anderer Seite wird der jährliche Entfall an Sägespänen in Deutschland auf rd. 1 Mio. t veranschlagt, und der Entfall an Schwarten und Sämlingen mit 12 Mio. m³ angegeben. Auf Rohholzmasse umgerechnet, entspricht diese Zahl 9—10 Mio. m³. Zur Verringerung dieser Verluste im Interesse unseres Devisenbedarfs wird dem Sägewerk vorgeschlagen, das Rundholz auf dem Gatter nicht zu Brettern gleicher Dicke, sondern zu mehreren normgerechten Brettstärken zu verarbeiten, um später Hobelverluste zu vermeiden.

Bei Zopfdurchmesser über 35 cm ist der Prismenschnitt dem Scharfschnitt wegen einer etwa 2—4% größeren Mengenausbeute und Gütesteigerung überlegen. Die Sägeblätter sind mit einem möglichst geringem Schrank zu versehen. Für beste Erhaltung aller Schneidflächen auch wegen der damit verbundenen Kraft- und Zeitersparnis ist zu sorgen. Hierfür sollten die besten Arbeitskräfte mit den feinsten Werkzeugen unter guten Arbeitsbedingungen herangezogen werden.

Schneller Einschnitt und sorgfältige Trocknung verbürgt besten Schutz vor Schwindrisen, Pilzbefall und Verblauen. Letzteres führt Werteinbußen bis zu 50% herbei, wenn auch die meisten technisch ge-

bräuchlichen Eigenschaften darunter nicht leiden. Besonders vor dem Verblauen schützt schnelle Holzabfuhr aus dem Wald im Sommer, Sauberkeit der Lagerplätze, luftige Stapelung, Verwendung gesunder Stapelhölzer und künstliche Trocknung.

Eine eingehende Normung würde zu einer Verringerung der Sorten beitragen, was sich in einer Verkleinerung des Lagers und Beseitigung der Verlustquellen günstig auswirken würde. Die Forschungs- und Prüfungsergebnisse können zum Bestimmen von Güteklassen, Festlegen von Normen, die größere Holzquerschnitte durch kleinere ersetzen, herangezogen werden.

Der Holzschutz schafft eine mehrfache Erhöhung der Lebensdauer des mechanisch verarbeitenden Nutzholzes zugunsten einer Geld- und Rohstoffersparnis. 1922 bezifferte Bub-Bodmar die jährliche Geldersparnis durch Tränkung von 3 Mio. m³ Grubenholz in Deutschland auf rd. 30 Mio. Goldmark. Mit dem Spartränkverfahren von Rüping sank innerhalb von 30 Jahren der Verbrauch an Eisenbahnschwellen von mindestens 900 Mio. auf etwa 180 Mio. m³ die teerölgetränkt sind. Durch noch stärker angewandten Schutz von Bau- und Grubenholz ließen sich gegenwärtig noch einige Mio. m³ Holz jährlich einsparen. Gesetzlicher Holzschutzzwang erscheint daher erstrebenswert, setzt jedoch gewisse technische Klärungen und organisatorische Maßnahmen voraus.

Bandsägen sind wegen geringerer Schnittbreite (1–2 mm) den Kreissägen (3–7 mm) vorzuziehen. Dadurch verringert sich der Schnittverlust um 33%. Dies gilt nicht bei Vielkreissägen. Die Hobelverluste sind am geringsten bei scharfen, richtig umlaufenden Messerschneiden und Schwingungsfreiheit der Messerwelle.

Die Werkstoff sparende spanlose Formung ist bei Holz nur durch Biegen möglich. Bei kleinen Massenwaren beträgt die Holzersparnis 10–20%. Ferner ist eine günstige Auswirkung auf Lohnkosten, Leimverbrauch, Oberflächenveredelung und Festigkeit festzustellen.

Die augenblickliche Wirtschaftslage macht es erforderlich, die einseitigen Vorurteile bei dem Austausch von Auslandshölzern aufzugeben. Ebenfalls ist die Forderung nach Astfreiheit zu verwerfen, da sie einmal vom heimischen Nadelnutzholz nicht erfüllt werden kann, zum anderen weder technisch noch ästhetisch in den meisten Fällen gerechtfertigt ist. Planmäßig und zielbewußt sollten alle Gütevorschriften (insbesondere die der Groß-Verbraucher wie Post und Wehrmacht) überprüft werden und unbillige Härten (Farbfehler, Borkenkäferfraß u. dgl.) beseitigt werden.

Bei einer Verwertung von Holzabfällen zu Heizzwecken im Sägewerk ist ein längerer Lagern, besonders von Sägespänen wegen Selbstentzündungsgefahr, Heizwertverminderung und Lagerkosten unangebracht. Während frische Sägespäne bis zu einem Jahr sich unter Dach bedenkenlos lagern lassen, wurde nach zweijähriger offener Lagerung eine Heizwertminderung von 54% festgestellt. Dem ist eine Verarbeitung zu Holzmehl und eine Verwendung in Steinholz, als Streu, zur Räucherei und in Reinigungsmitteln sowie zu Leichtbauplatten vorzuziehen. Letztere haben beispielsweise wegen ihres erheblichen höheren Abnutzungswiderstandes gegenüber den bekannten Harthölzern eine aussichtsreiche Zukunft als Fußbodenbelag. Soweit es die Transportkosten ertragbar machen, lassen sich Holzabfälle durch Zuckern und Weiterverarbeiten in Eiweiß zu einem höchstwertigen Futtermittel umwandeln, die die Lücke in der deutschen Eiweißversorgung zu füllen vermögen. Größtstückige Abfälle sind für die Zellstoffindustrie geeignet.

Nach der Gründung von fünf verschiedenen Arbeitsgemeinschaften sprach in der Arbeitsgemeinschaft für Holzkunde und Holzverwertung Prof. Kollmann über die wichtigsten mechanisch-technologischen Eigenschaften der Nutzhölzer. Unter den physikalischen Eigenschaften ist zunächst das geringe Raumgewicht der Hölzer bemerkenswert. Teilt man die Zugfestigkeit der in der Technik gebräuchlichsten Stoffe durch das Raumgewicht (bei homogenen Stoffen durch das spezif. Gewicht), so erhält man die sog. Reißlänge. Sie beträgt bei hochwertigem Stahl 3,8–7,7, bei Nadelhölzern 11–30 und bei Laubhölzern 7–30 km; d. h. die Reißlänge des Holzes ist ein mehrfaches von Stahl. Holzbau bedeutet somit Leichtbau und muß überall dort angewendet werden, wo nur geringe Massen erwünscht sind (Fahrzeug- und Flugzeugbau). Die bisherige vernachlässigte ingenieurmäßige Verwendung hatte oft nur seinen Grund in dem Fehlen von zuverlässigen Festigkeitswerten des Holzes. Wegen seiner mangelnden Homogenität war es früher unmöglich, die großen Streuungen bei den Festigkeitsermittlungen auszuwerten. Große Versuchsreihen, die teilweise aus über 1000 Einzeluntersuchungen bestehen, ermöglichen es jetzt, Häufigkeitskurven aufzustellen, die Streuungen zu erfassen und sie durch geeignete Ausleseverfahren soweit zu verringern, daß für die Praxis brauchbare Werte entstehen.

Das Raumgewicht hängt von dem Feuchtigkeitsgehalt ab, er läßt sich am genauesten mit dem Darrverfahren bestimmen (Wägen vor und nach dem Darren und Volumenbestimmen). Es ist zu beachten, daß die Darrtemperatur zwischen 100 und 104°C liegt; wird sie unterschritten, entweicht nicht sämtliches Wasser, und beim Überschreiten der Temperatur beginnt die Destillation des Holzes. Die Darrdauer hängt von der Größe des Probekörpers ab. Bei kleinen Probekörpern (1,5 × 1,5 × 2 cm) sind 14 Stunden ausreichend. Für die Praxis besser geeignet ist das Diakungerät. Es wird in ein Bohrloch des zu untersuchenden Holzes geschraubt, und ein chemisch behandelter Papierstreifen eingelegt. Nach Absaugen der Falschluff stellt sich in dem Bohrloch eine dem Wassergehalt entsprechende Luftfeuchtigkeit ein. Diese ruft auf dem Papier-

streifen einen Farbton hervor, aus dem sich mittels geeichten Vergleichsfarben die Holzfeuchtigkeit bestimmen läßt. Es gilt jedoch nur für einen Meßbereich zwischen 3–20% Holzfeuchtigkeit. Einen etwas höheren Bereich von 5–22% liefert das elektrische Verfahren von Siemens & Halske. Es beruht auf dem gesetzmäßigen Verlauf des Ohmschen Widerstandes nach dem Feuchtigkeitsgehalt innerhalb des Meßbereichs. Durch das Holz wird mit einem Kurbelinduktor Strom hindurchgeleitet, der in Abhängigkeit von der Induktordrehzahl und der Holzfeuchtigkeit mehr oder weniger schnell Kondensatoren auflädt. Beim Erreichen einer bestimmten Aufladung wird eine parallel geschaltete Lampe zum Aufglühen gebracht. In diesem Augenblick muß die Induktion unterbrochen werden. Aus der Anzahl der gemachten Induktordrehungen läßt sich die Holzfeuchtigkeit hinreichend genau bestimmen.

Mit der Feuchtigkeitsaufnahme bis zu rund 30%, dem Fasersättigungspunkt, ist die Quellung verbunden. Zwischen den feinsten Bausteinen der Fasern, den Micellen, die mit dem Mikroskop nicht mehr erkennbar sind, liegen Ligninschichten, die eine große Affinität zum Wasser besitzen. Nehmen die einzelnen Holzfasern Wasser auf, so verbreitern sich diese Schichten, was sich in einem Quellen des Holzes nach außen hin äußert. Mehr als rund 30% Feuchtigkeit können sie nicht aufnehmen. Dringt noch mehr Wasser in das Holz ein, so verbleibt es lediglich in den vorher mit Luft gefüllten Hohlräumen, aus denen allmählich die Luft verdrängt wird.

Unterhalb des Fasersättigungspunktes ist das Verhältnis der Quellung in paralleler, radialer und tangentialer Richtung zu den Jahrringen wie rd. 1:10:20. An Hand von Beispielen wurde gezeigt, wie man einen Stamm sägen muß, um durch das Trocknen unerwünschte Verwerfungen des Nutzholzes zu vermeiden. Der Ausdruck „lufttrocken“ ist sehr unglücklich gewählt, da die Feuchtigkeit des Holzes im hygroskopischen Gleichgewicht zur umgebenden Luft steht, die zeitlich und örtlich verschieden feucht ist. Dem Worte „lufttrocken“ läßt sich somit keine eindeutige Zahl begeben. Bei Bauwerken ist diesem Faktor erhöhte Bedeutung beizumessen. Ist mit Quellungserscheinung zu rechnen, so sind z. B. für den Fußboden entsprechende Fugen zwischen Holz und Mauerwerk zu lassen, um ein Herausdrücken der Wände und Wölben des Bodens zu vermeiden. Umgekehrt ist beim Einbau zu nassen Holzes (12% Wasser) mit vorschreitender Trocknung im Zimmer die Bildung von Fugen zwischen den einzelnen Brettern unvermeidbar.

Bei den Festigkeitseigenschaften der Hölzer verhält sich die Druckfestigkeit zur Zugfestigkeit und zur Scherfestigkeit ungefähr wie 1:2,5:0,15. Bei der dynamischen Festigkeitsuntersuchung durch den Schlagbiegeversuch zeigen die Bruchstellen eines spröden Holzes ein treppenförmiges und die eines zähen, elastischen Holzes ein pinselartiges Bruchgefüge.

Nach einer Fahrt in das Lehrforstamt Eberswalde am 26. Oktober gab am 27. Oktober im Anschluß an den Vortrag von Oberregierungsrat Dr. K i e n i t z, der die heutigen Verfahren über die Aufschließung des Holzes und die durch sie bedingten Ansprüche an Chemieholz behandelte, u. a. die Arbeitsgemeinschaft für Holzkunde und Holzverwertung praktische Beispiele von der Holzprüfung. Im Institut von Prof. Kollmann wurden die Holzfeuchtigkeitsbestimmungen und die Druck-, Zug-, Scher-, Biege-, Verdrehungs- und Schwellenfestigkeit verschiedener Hölzer gezeigt. Die Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom Faserwinkel konnte nachgewiesen werden. Den Höchstwert erhält man, wenn die Fasern parallel zur Druckrichtung laufen, den niedrigsten, wenn die Fasern senkrecht zur Druckrichtung verlaufen. Letzterer liegt noch unter der Schwellenfestigkeit, da hierbei die an beiden Seiten der auf Druck beanspruchten Stelle weiter laufenden Fasern einen Teil der Druckkräfte mit aufnehmen. Die Probekörper wurden nach den DIN-Normen angefertigt.

Der 28. Oktober brachte u. a. einen Vortrag des Rektors Prof. Dr. H i l f „Grundsätze und Grundfragen der Holzsortierung“. Die Begriffe Holzsortierung und Holzauhaltung wurden auseinandergesetzt. Das erstere ist eine denkmäßige Zergliederung vorgestellter Hölzer in Gruppen gleicher Beschaffenheit, die nach maßgeblichen Unterscheidungsmerkmalen abgegrenzt werden. Die Holzauhaltung ist dagegen eine praktisch gestaltende Tätigkeit, bei der wirkliche Hölzer zu den ausgeschriebenen Sortengruppen zerlegt werden. Soll eine theoretische Abgrenzung sinnvoll sein, muß jede Möglichkeit des Gestaltens bedacht sein. Neben der theoretisch abstrakten, rein logischen Unterscheidung erfaßt sie das Wirkliche und schafft damit die sog. Verwendungssortierung. Soll sie in der Praxis brauchbar sein, so muß ein großer Geltungsbereich über eine möglichst lange Dauer gewährleistet werden, der mit der Natur und der Forderung des Gebrauchs oder Verarbeitung übereinstimmt und einen Ausgleich zwischen Anspruch und möglicher Erfüllung herbeiführt. Die Möglichkeit der örtlichen und zeitlichen Anpassung der Sortierung an Massenbetriebe und an die Vielzahl der Kleinbetriebe sowie an die Belange des Fernhandels und des Ortsgebrauchs darf nicht genommen werden. Es ist somit eine Bindung an Normen notwendig, wobei ein möglicher Bedarfswechsel zu berücksichtigen ist. Ebenso dürfen formale Vorschriften die Verarbeitungskosten nicht erhöhen und günstige Aushaltungen verhindern. Für die Praxis ist also die Holzsortierung dazu berufen, Vorschriften für möglichst verlustfreies Aufarbeiten zu den verschiedensten Sorten zu machen. Hierdurch wird ein möglichst weit aufgeschlossener Markt für den Erzeuger geschaffen, der Verbraucher vor Irrtum und Verlust bewahrt und für beide Teile ein angemessener Preis erzielt.

Wichtig sind augenblicklich die Fragen des besten Meßverfahrens, des Wertholzbegriffs, des Übergangs zur Verwendungssortierung sowie der Festlegung der Meßstelle für die Mindeststärke. Hierzu können künftig die Fragen der Verwendungssicherung, der verbesserten Herrichtung und Verbuchung, der Stetigkeit der Ansprüche sowie der dauernden Nachprüfung des Gebrauchs hinzukommen.

Bei der Holzaufarbeitung sind streng Stark- und Schwachsorten zu unterscheiden. Bei den ersteren müssen Maßverluste, die hauptsächlich durch das Durchmesserverfahren (Abrundung) entstehen, durch scharfe Vergleichslegung zwischen stehendem und liegendem, rundem und beschnittenem Holz vermieden werden. Bei schwachen Hölzern (z. B. Langgrubenholz) müssen die Meßverfahren dagegen vereinfacht werden, da die sonst entstehenden Zeitverluste kostenmäßig etwaige Maßunterschiede bei der Längenmessung erheblich überwiegen.

Eine Lösung des stark umstrittenen Wertholzbegriffes zwischen amtlicher Auslegung und der Wissenschaft und Praxis andererseits ist nur durchführbar, wenn die mögliche Verwendbarkeit und die tatsächliche Verwendung des Holzes genügend berücksichtigt wird. Der A-Holzbegriff ist nicht zweckmäßig, da er den tatsächlichen Verhältnissen zu wenig entspricht.

Die für Wertholz geforderten Eigenschaften beziehen sich entweder auf die Form, wie auf Längen oder Stärken oder auf Fasereigenschaften (Astfreiheit, Drehwuchs, Jahrringbreite). Für den Erzeuger ist das als Wertholz zu bezeichnen, was nur unter größeren Schwierigkeiten erzeugt werden kann. Bei Nadelhölzern wird in der Praxis alles hobelfähige Schnittholz als Wertholz bezeichnet, das teurer als Balkenholz mit Schalung ist. Da die Güteansprüche für Brettware, die nach Fein- und Gesundastigkeit gestellt werden, schwanken, ist die Wertholzfrage nicht eindeutig zu klären. Im Hinblick auf den Vierjahresplan ist es jedoch notwendig, daß sowohl die Maßansprüche (Mindestlängen, Mindestdicke, Brettzahl je Blöcke) wie auch die Güteansprüche (Übergang von der blockweisen zur brettweisen Sortierung, Zulassung von Brettern 3. Klasse,

Verringerung des Anteils 1. Klasse) gesenkt werden. Es können dann auch weniger glatte Stücke als Brettblöcke verwandt werden. Die Gebrauchsansprüche dürfen natürlich nur bis zur Grenze der technischen Verwendbarkeit sinken; d. h. nur die ungerechtfertigten Güteanforderungen müssen abgelegt werden.

Die Wertholzfrage ist fernerhin wegen der auf ihnen aufgebauten Preise so überaus wichtig. Liegen die Preise für Schnittholz fest, läßt sich der Rundholzpreis unter Berücksichtigung von Ausnutzungsprozenten, Gestehungskosten und Handelsgewinn errechnen. Bei einer Rundholzpreissteigerung würde dann kein Endverbraucher geschädigt werden; dabei würden die Forstbetriebe die Mittel erhalten, um die Wertholzmehrerzeugung durchzuführen.

Die formale Vorschrift der Holzsortierung bestimmt die Richtung der Erzeuger und die Höhe der Preise für den Betrieb. Damit wird die Sortierung zum Rückgrat des Forsthaushalts. Die Wissenschaft erklärte sich für bereit, brauchbare Unterlagen hierfür zu liefern.

H o f f m a n n, Eberswalde.

Vortragsabend der Hafentechnischen Gesellschaft in Berlin.

Die Hafentechnische Gesellschaft veranstaltet am 27. Januar 1938 im Rahmen der Vortragsveranstaltungen der Reichsarbeitsgemeinschaft der deutschen Wasserwirtschaft einen Vortragsabend in Berlin. Herr Marineoberbaurat Dr. Ing. G e r d e s, Wilhelmshaven, wird sprechen über:

„Die Seeschleusen der III. Hafeneinfahrt in Wilhelmshaven und ihre gründliche Instandsetzung in den Jahren 1934—1937“ (mit Lichtbildern und Film).

Der Vortrag findet statt im Ingenieurhaus Berlin, Berlin NW 7, Hermann-Göring-Straße 27, um 17 Uhr.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 11. November 1937 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 11. L 87 247. Cari Löbl, Gauting b. München. Schienenbefestigung mittels in Schienenführungsrippen abgestützter Federklemmplatten. 28. XII. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 2/31. H 141 251. Karl Halbach, Düsseldorf, und Metallwerk Montania Akt.-Ges., Duisburg-Hochfeld. Verfahren zur Herstellung mörtelgebundener Straßendecken. 18. IX. 34.
- Kl. 37 a, Gr. 4. C 50 458. Corning Glass Works, Corning, New York. Vertr.: Dipl.-Ing. F. Seemann u. Dipl.-Ing. E. Vorwerk, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Bauteilen aus Glasbausteinen, insbesondere von Glaswänden. 16. IV. 35. V. St. Amerika 21. V. 34.
- Kl. 37 a, Gr. 6. S 124 763. Erfinder, zugl. Anmelder: Dr.-Ing. Erich Seidel, Leipzig. Freiräumiges Kehlbalckendach ohne Dachstuhl. 31. X. 36.
- Kl. 37 e, Gr. 6/or. M 133 173. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Fahrbarer Gerüsturm zur Ausführung von Besichtigungen, Ausbesserungsarbeiten usw. an großen Hallen. 13. I. 36.
- Kl. 37 e, Gr. 8/or. B 172 948. Heinrich Budde, Schenefeld, Post Blankenese. Gerüstbinder für gleichlaufende oder sich kreuzende Balken. 12. II. 36.
- Kl. 37 e, Gr. 8/or. B 169 973. John Burton, Birmingham, Warwick, England; Vertr.: Dr. G. Weißenberger, Dipl.-Ing. M. Schulte-Kemminghausen, Dipl.-Ing. E. Heilmann, Dipl.-Ing. W. Lange-wiesche, Dipl.-Ing. F. Mathes und Dipl.-Ing. K. Brose, Berlin SW 11. Klemmschelle, insbesondere für Rohrgerüste. 4. VI. 35. Großbritannien 14. VI. 34.
- Kl. 72 g, Gr. 7/or. F 80 275. Dr.-Ing. August Finter, Leverkusen. Eisenbewehrte Betondecke für bomben- und geschößsichere Unterstände usw. 25. XI. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 1/14. R 97 589. Erfinder: Dr.-Ing. Alexander Brosche, Wülfrath. Anmelder: Rheinisch-Westfälische Kalkwerke, Dornap. Verfahren zur Herstellung von wasserabweisenden Mörtel ergebendem Zement oder zementhaltigen Stoffen. 14. X. 36.
- Kl. 80 b, Gr. 21/04. K 142 702. Friedrich Kolster, Dortmund-Aplerbeck. Verfahren zur Herstellung von Leichtbaukörpern. 26. VI. 36.
- Kl. 84 a, Gr. 6/or. L 83 391. Jean Laurent, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. M. Singelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Einlaufkanal zu den Turbinen einer Wasserkraftanlage. 18. III. 33. Frankreich 18. III. 32.

- Kl. 84 d, Gr. 3. D 71 203. R. Dolberg Akt.-Ges., Berlin. In einen Greifer oder ein anderes Gerät umwandelbarer Löffelbagger. 1. X. 35.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 46 vom 18. November 1937 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 9/10. M 136 251. Erfinder, zugleich Anmelder: Josef Meiser, Dortmund. Verbindung für zwei U-förmige unmittelbar ineinandergleitende Ausbauteile nachgiebiger bogen- oder ringförmiger Grubenausbaurahmen. 18. V. 36.
- Kl. 19 b, Gr. 6/04. P 74 083. Erfinder, zugleich Anmelder: Hans Pauli, Berlin-Grünau. Verfahren zum Schmelzen von Schnee auf Verkehrswegen, insbesondere auf Autobahnen. 4. XI. 36.
- Kl. 19 c, Gr. 5/or. K 139 663. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Ohne besondere Unterlage verlegbarer behelfsmäßiger Fahrbahnbelag aus Metallträgern. 21. X. 35.
- Kl. 19 e, Gr. 1. L 88 590. Losenhausenwerk Düsseldorf-Maschinenbau A.-G., Düsseldorf-Grafenberg. Gerät zum Verdichten von Boden oder anderen Massen mittels Schwingungen. 31. VIII. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 31. V 33 009. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schienenkontakteinrichtung. 29. VII. 36.
- Kl. 72 g, Gr. 7/03. A 76 114. Dipl.-Ing. Reinder Aggen, Bremen. Nachrichtenübermittlungsschleuse zu einem gasdicht abgeschlossenen Schutzraum. 27. V. 35.
- Kl. 80 a, Gr. 46. M 132 509. F. A. Müller Bauindustrie-A.-G., Leipzig. Verfahren zum Herstellen hochwertiger Kunststeine aller Art. 1. XI. 35. Leipziger Herbstmesse. 25. VIII. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 13/01. F 89 165. Fritz C. Fischer, Fürstenwalde, Spree. Verfahren zur Herstellung von betonartigen Anstrichen auf Flächen von Holz, Gips o. dgl. Stoffen. 2. XI. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 21/04. S 123 490. Eugen Sperle, Ulm a. D. Verfahren zur Behandlung von organischen Faserstoffen für die Herstellung von Leichtbeton. 17. VII. 36.
- Kl. 84 a, Gr. 1. D 72 837. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Unterwasser-Felsbrecher. 29. V. 36.
- Kl. 84 a, Gr. 3/07. D 68 650. Dortmunder Union Brückenbau-Akt.-Ges., Dortmund. Hubschütz mit einem in der Staulage kippbar gelagerten Staukörper. 28. VIII. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 2. R 85 096. Erwin Ratajczyk, Lübeck. Eimerkettenbagger mit einer durch Gleiskettenfahrzeuge unterstützten Eimerleiter. 9. VI. 32.

PERSONALNACHRICHTEN.

75-jähriger Geburtstag von Herrn Geheimrat de Thierry.

Am 17. Dezember 1937 begeht der Ehrenvorsitzende der Hafentechnischen Gesellschaft, Herr Geheimrat Prof. Dr.-Ing. e. h. de Thierry, in voller geistiger und körperlicher Frische seinen 75. Geburtstag.

Die Hafentechnische Gesellschaft hat besonderen Grund, an diesem Tage ihres Ehrenvorsitzenden zu gedenken, da die gesamte Geschichte der Gesellschaft auf das engste mit dem Namen de Thierry verflochten ist. Seiner Initiative war es im wesentlichen mit zu verdanken, daß im April 1914 ein von den Herren de Thierry, Kauermann und Wendemuth unterzeichnetes Schreiben an eine größere Anzahl von Fachvertretern an den Technischen Hochschulen und bei Reichs-, Staats- und Gemeindebehörden sowie im Großgewerbe versandt wurde.

Bei der Gründungssitzung am 22. Mai 1914 begrüßte Herr de Thierry die Versammlung und übernahm den Vorsitz. Herr de Thierry hat sodann vom Jahre 1914 ab bis zum Jahre 1934 das mühevoll ausgeübte Amt des Vorsitzenden in unermüdlicher Weise ausgeübt, und es ist im wesentlichen seiner einflußreichen und ausgleichenden Persönlichkeit zu verdanken, daß die bei Ausbruch des Krieges gerade im Entstehen begriffene Gesellschaft die schweren Jahre der Kriegs- und Nachkriegszeit ohne Schaden überstanden hat.

Auch die internationalen Beziehungen, die zu einem ganz wertvollen Bestandteil des Arbeitsprogramms der Gesellschaft geworden sind, verdanken wir in erster Linie dem Rufe, den Herr de Thierry im Auslande genießt und den weitreichenden persönlichen Beziehungen, die er schon seiner Herkunft nach zu den verschiedenen europäischen Staaten besitzt. Er wurde in Genua als Sohn des britischen Vizekonsuls geboren und beherrschte von Hause aus die englische, italienische, deutsche und französische Sprache. In seiner weiteren Laufbahn erwarb er das Reifezeugnis in St. Gallen und besuchte die Technischen Hochschulen in Zürich und Dresden.

Bereits im Alter von 24 Jahren konnte er unter der Leitung von Ludwig Franzius an dem für die damalige Zeit maßgebenden technischen Werk der Unterweser-Korrektion mitarbeiten. In der Folgezeit von 1896 bis 1903 war er Assistent von Franzius und wurde zu vielen in- und ausländischen Gutachten herangezogen. Er erhielt bei der Weltausstellung in Paris im Jahre 1900 die silberne Medaille. Im gleichen Jahre wurde er auch zum Mitglied der Internationalen Kommission der Suez-Gesellschaft berufen, der er bis Kriegsbeginn angehörte. Im Jahre 1903 wurde er als Nachfolger von B u b e n d e y, ord. Professor für Wasser- und

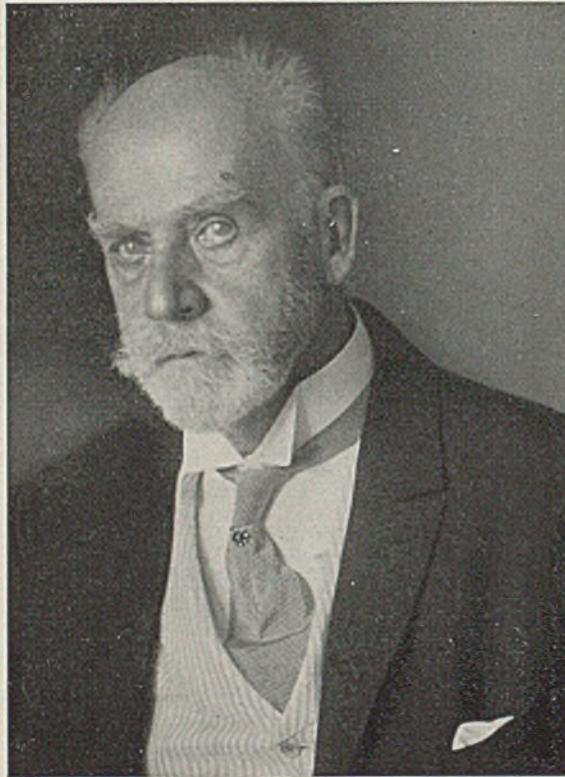
Hafenbau an der Technischen Hochschule Berlin, und hatte dieses Amt bis zum Jahre 1931 inne.

Während seiner 28-jährigen Tätigkeit an der Technischen Hochschule Berlin führten ihn Studien- und Vortragsreisen durch fast alle Staaten Europas, Nordamerikas und Nordafrikas. Von den vielen Ehrungen, die ihm zuteil wurden, sei nur die Ehrenmitgliedschaft des Königlichen Instituts der Ingenieure in Holland und die Telford-Medaille der Institution of Civil Engineers in London erwähnt. Als de Thierry im Jahre 1934 nach seinem Übertritt in den wohlverdienten Ruhestand zu großem Bedauern des Vorstandes den Vorsitz der Hafentechnischen Gesellschaft niederlegte, wurde er zum Ehrenvorsitzenden ernannt und hat auch als solcher der Gesellschaft in den folgenden Jahren noch viele Dienste geleistet.

Es ist unmöglich, die zahlreichen Gutachten und Arbeiten de Thierry an dieser Stelle aufzuführen. Es sei deshalb in diesem Zusammenhange nur auf die wertvollen Veröffentlichungen hingewiesen, die de Thierry in den Jahrbüchern der Hafentechnischen Gesellschaft veröffentlicht hat. Im ersten Bande aus dem Jahre 1918 befindet sich die Wiedergabe seines Vortrages anlässlich des Schinkel-Festes im Architekten- und Ingenieurverein Berlin im Jahre 1918 über Weltgeschichte und Seehäfen, die einen vorzüglichen Überblick über die Bedeutung und Entwicklung der Seehäfen darstellt. Sein Bericht über neuere Molenbauten und die zukünftige Tiefe der Seefahrtzufahrtsstraßen und Hafenbecken, der die Verhandlungen anlässlich der Jahrhundertfeier des Institution of Civil Engineers im Jahre 1928 wiedergibt, befindet sich im 10. Jahrbuch der Gesellschaft und behandelt eines der bevorzugten Arbeitsgebiete de Thierry, aus dem er wertvolle Ergebnisse in einer ausführenden Arbeit über „Grundseen und ihre Beziehungen zur Bauweise von Hafendämmen“ im 12. Band veröffentlicht hat. Mit besonderer Liebe hat es de Thierry unternommen, im 14. Band der Jahrbücher die Geschichte des Hafens seiner Vaterstadt Genua vom Altertum bis zu den letzten grundlegenden Neubauten zu schildern. Er hat damit das Muster gegeben für weitere Veröffentlichungen über das Gesamtbild ausländischer Häfen, die von der Gesellschaft herausgebracht wurden.

Wir wünschen Herrn de Thierry, daß er die wertvollen Erfahrungen und Erkenntnisse seines Lebens noch in vielen Jahren rüstigen Schaffens niederlegen und damit der Nachwelt erhalten kann.

A g a t z.



Dr.-Ing. Nakonz zum 50. Geburtstag.

Am 1. Dezember d. Js. vollendete Reg.- und Baurat a. D. Dr.-Ing. Walter N a k o n z, Vorstandsmitglied der Beton- und Monierbau A.-G. das 50. Lebensjahr. Dem Sohn des damaligen Regierungsbaumeisters und späteren Geh. Oberbaurats Christian Nakonz in K o s e l o. / S., war die Neigung zum technischen Beruf in die Wiege mitgegeben. Ostern 1905 begann er das Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule München, um es im Dezember 1909 mit der Diplomhauptprüfung an der Technischen Hochschule Charlottenburg abzuschließen. Gleich dem Vater trat er in den preußischen Staatsdienst, nachdem er seiner militärischen Dienstpflicht bei der 1. Matrosen-Artillerie-Abteilung Friedrichsort bei Kiel genügt hatte. Noch während seiner Ausbildungszeit als Regierungsbauführer promovierte er im Juli 1914 an der Technischen Hochschule Charlottenburg mit der Arbeit „Die Berechnung mehrstieliger Rahmen unter Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme“. Anfang August 1914 legte er die Große Staatsprüfung im Wasser- und Straßenbau ab, rückte dann ins Feld und diente dem Vaterland während des ganzen Weltkriegs, zunächst als Leutnant, dann als Oberleutnant der Reserve und Batterieführer, ausgezeichnet mit dem Eisernen Kreuz II und I. Klasse. Nach dem Kriege war er ein Jahr beim Wasserbauamt Genthin tätig, schied dann aus dem Staatsdienst aus, um sein großes technisches Können der deutschen Bauindustrie zur Verfügung zu stellen. Die Beton- und Monierbau A. G., bei der er am 1. Ja-

nuar 1920 eintrat, berief ihn im Februar 1923 zum technischen Vorstandsmitglied. Unter seiner Leitung hat dieses große deutsche Unternehmen zahlreiche bedeutende Bauten, Brücken, Talsperren, Flugzeughallen u. a. m. ausgeführt. Genannt sei hier nur die Brücke über die Donau bei Groß-Mehringen, seinerzeit die größte Eisenbetonbalkenbrücke.

Das reiche Maß an Arbeit, das die technische Leitung eines solchen Unternehmens erfordert, hält Herrn Dr. Nakonz nicht davon ab, in den technisch-wissenschaftlichen und technisch-wirtschaftlichen Organisationen und Körperschaften aufs regste mitzuarbeiten. Wie gern seine reiche Erfahrung und sein klares Urteil in Anspruch genommen werden, zeigt schon die große Zahl bedeutsamer Körperschaften, die sich seiner Mitarbeit erfreuen. Er ist Mitglied der Preußischen Akademie des Bauwesens, Vorsitzender des Deutschen Beton-Vereins, Stellvertr. Leiter der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Mitglied des Beirats der Industrie- und Handelskammer zu Berlin, des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, des Forschungsbeirats der Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen E. V., des preußischen Sachverständigenausschusses für neue Bauweisen, des Ausschusses für Straßenbrücken im Deutschen Normenausschuß u. a.

Sein großes Können und seine stete Hilfsbereitschaft, verbunden mit persönlicher Liebeshwürdigkeit, haben Herrn Dr. Nakonz die Hochachtung weiter Berufskreise und zahlreicher Freunde gebracht, die ihm zum 50. Geburtstage ihre herzlichsten Wünsche entbieten.

L. Ellerbeck.