



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300875

Wichtige Fragen

neuzeitlicher Gestaltung von Stadtstraßen

- A) Die Bedeutung des Hochwasserschutzes (Hochwasser Decken)
- B) Der Schutz gegen strombautechnischer Beschädigung (Stromausfälle)

mit 12 Tafeln

Von

Regierungsbaumeister a. D. Dr. Ing. Scheuermann

K. L. K. in Wiesbaden



WISSENSCHAFTLICHE
VERLAG V. PLATH
1915

Inhalts-Verzeichnis.
Wichtige Fragen

I. Text.		Seite	Zu- Trenn- seite
Einleitung		1	
Abschnitt A. Die Bedeutung des Hartsteingeschlägs.			
I. Allgemeines		3	
II. Die Bedeutung des Hartsteingeschlägs		11	
III. Die Trockenhaltung des Gleiskörpers als Beton.		11	
a) Allgemeines		15	
b) Besonderes G. S. P. u. U. S. A.		26	
Abschnitt B. Der Gleisbau in straßenbautechnischer Hinsicht.			
I. Allgemeines		25	
II. Die Bedeutung des Hartsteingeschlägs [Bituminöse Decken]		27	
III. Der Gleisbau in straßenbautechnischer Hinsicht [Betonbauweise]		28	
I. Allgemeines		28	
II. Betriebswerte von 16 und 18 cm hohen einseitigen		31	
III. Deutsche Normalprofile von Straßenbahnschienen		31	
IV. Betriebswerte der Schweißprofile		37	
V. Vorhandene und erforderliche Betriebswerte für Schienen, Laschen und Schrauben		39	
VI. Manövrierfähige Betriebswerte des Laschen- paars gegen die Schienen		41	
VII. Federnde Ausgestaltung von Rad und Schiene		43	
VIII. Trockenhaltung des Straßen- körpers mit Stänung in Asphalt		43	
Zu Abschnitt A.			
1. Festigkeitswerte der gebräuchlichsten Hartgesteine		5	
2. Wirtschaftlichkeit geräuschreicher gegen geräusch- arme Beläge		10	

bei

neuzeitlicher Gestaltung von Stadtstraßen

mit 19 Tafeln

Von

Regierungsbaumeister a. D. Dr. ing. Scheuermann

M. B. R. in Wiesbaden.

Benutzte Literatur.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften.
 Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau.
 Centralblatt der Bauverwaltung.
 Buchwald: Die Berechnung von Straßenbahnschienen.
 Schüller: Anwendung der verschiedenen Schweißverfahren an Straßenbahnschienen.
 Föppl: Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der technischen Hochschule München.
 Gravenhorst: Das gerogene und das ziehende Rad.
 Spilker: Kokerel und Teerprodukte der Steinkohle.

F. N. 31 234

4/2



WIESBADEN
 VERLAG P. PLAUM
 1915

9.36
63

Wichtige Fragen

bei

neuzzeitlicher Gestalt von Stadtstraßen



III 18218

- A) Die Bedeutung des Hartsteingeschlages [Bituminöse Decken]
- B) Der Gleisbau in strassenbautechnischer Hinsicht [Betonbauweise]

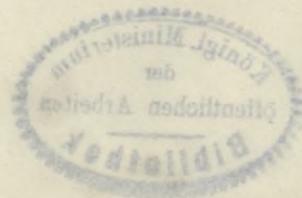
mit 19 Tafeln

Von

Regierungsbaumeister a. D. Dr. ing. Scheuermann

M. B. R. in Wiesbaden.

Fr. 31237



WIESBADEN

VERLAG P. PLAU

1915

Inhalts-Verzeichnis.

	Seite	Zu Text-seite
1. Text.		
Einleitung	1	
Abschnitt A. Die Bedeutung des Hartsteingeschlägs.		
I. Allgemeines	3	
II. Hartgestein in bearbeiteter Form:		
a) Steinpflaster in Gehwegen	4	
b) Steinpflaster in Fahrbahnen	5	
III. Hartgestein im Vergleich zu Asphalt und Holz	10	
IV. Hartgestein als Steingeschlag:		
a) Wassergebundene Steindecken	11	
b) Bituminöse Steindecken	12	
Abschnitt B. Der Gleisbau in straßenbautechnischer Hinsicht.		
I. Allgemeines	25	
II. Die Bewertung des Oberbaus von seiner Umgebung aus	26	
III. Die Trockenhaltung des Gleiskörpers aus Beton.		
a) Allgemeines	42	
b) Besonderes D. R. P. u. U. S. A.	43	
2. Tafeln.		
Zu Abschnitt A.		
1. Festigkeitswerte der gebräuchlichsten Hartgesteine	5	
2. Wirtschaftlichkeit geräuschreicher gegen geräuscharme Beläge	10	
Zu Abschnitt B.		
3. Staubbekämpfung mittelst Laugen und Salzlösungen	11	
4. Teer in Zusammensetzung und Unterschiedlichkeit	11	
5. Scheidung und Mischung von Steinkörnungen	15	
6. Einheitliche Wölbung von Walzdecken	23	
7. Bemessung und Einteilung der Straßenbreite aus dem Verkehr	23	
8. Ältere Oberbauanordnungen der Dampfbahnen	26	
9. { Stetigkeit des verlaschten einteiligen { 16 cm }	27	
10. { und zweiteiligen Oberbaus in Höhe von { 18 cm }	27	
11. Betriebswerte von 16 und 18 cm hohem einteiligem gegen zweiteiligen Oberbau	28	
12. Deutsche Normalprofile von Straßenbahnschienen	29	
13. Betriebswerte der Schweißprofile	31	
14. Vorhandene und erforderliche Betriebswerte für Schienen, Laschen und Schrauben	37	
15. Mangelhafte } Betriebswerte des Laschen-	39	
16. Ausreichende } paares gegen die Schienen	39	
17. Federnde Ausgestaltung von Rad und Schiene	41	
18. { Trockenhaltung des Straßen- { Holz . }	43	
19. { bahnkörpers mit Säumung in { Asphalt }	43	

Benutzte Literatur.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. *Fahrbahnen nach den Bedürfnissen der Automobilindustrie*. Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau.

Centralblatt der Bauverwaltung.

Buchwald: Die Berechnung von Straßenbahn- und anderen Schwellenschienen.

Culin: Anwendung der verschiedenen Schweißverfahren bei Straßenbahnen.

Föppl: Mitteilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der technischen Hochschule München.

Gravenhorst: Das gezogene und das ziehende Rad.

Haarmann: Das Eisenbahngleis.

Spilker: Kokerei und Teerprodukte der Steinkohle.

Inhalts-Verzeichnis.

Zu Text-Seite	Inhalt	Zu Text-Seite	Inhalt
11	3. Staubekämpfung mittelst Laugen und Salzlösungen	1	Einleitung
11	4. Torf in Zusammensetzung und Unterschiedlichkeit	1	Abschnitt A. Die Bedeutung des Hartsteingeschlägels
13	5. Scheidung und Mischung von Steinbrümmen	3	I. Allgemeines
23	6. Einseitige Wölbung von Wälzsteinen	4	II. Hartstein in bearbeiteter Form:
23	7. Bemessung und Einleitung der Straßenbreite aus dem Verkehr	4	a) Steinpflaster in Gärten
		5	b) Steinpflaster in Fahrthürnen
		10	III. Hartstein im Vergleich zu Asphalt und Holz
			IV. Hartstein als Steingeschlägel:
		11	a) Wassergeschundene Steindecken
		12	b) Bituminöse Steindecken
26	8. Ältere Oberbauordnungen der Dampfstraßen		Abschnitt B. Der Gleisbau in strassenbautechnischer Hinsicht
27	9. Stetigkeit des verlasteten einseitigen (18 cm)		I. Allgemeines
	10. und zweifelligen Oberbaus in Höhe von (18 cm)	25	II. Die Bewertung des Oberbaus von seiner Länge- und aus
	11. Betriebswerte von 18 und 18 cm hohem einseitigem gegen zweifelligen Oberbau	26	III. Die Trockenhaltung des Gleiskörpers aus Beton:
28	12. Deutsche Normalprofile von Straßenbahnweichen	42	a) Allgemeines
29	13. Betriebswerte der Schweißprofile	43	b) Besonderes D. R. P. u. U. S. A.
31	14. Vorhandene und erforderliche Betriebswerte für Schienen, Laschen und Schrauben		Zu Abschnitt A.
37	15. Mangelhafte / Betriebswerte des Laschen- / Auswechselung		1. Festigkeit der gedrücktesten Hartsteinen
38	16. Auswechselung / Betriebswerte der Schienen / Wertschätzung von Rad und Schiene		2. Wirtschaftlichkeit geradlinig verlaufender Gleise
41	17. Wertschätzung von Rad und Schiene		3. Wirtschaftlichkeit geradlinig verlaufender Gleise
43	18. Trockenhaltung des Straßenkörpers mit Säuerung in Asphalt	10	3. Wirtschaftlichkeit geradlinig verlaufender Gleise

Alle Rechte vorbehalten, insbesondere das Recht der Übersetzung in fremde Sprachen.

Copyright 1915 by P. PLAUM, Wiesbaden.

Benutzte Literatur.

Föppl: Mittelnagen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der technischen Hochschule München.	Handbuch der Ingenieurwissenschaften.
Grauert: Das gezeigte und das ziehende Rad.	Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau.
Hartmann: Das Eisenbahnrail.	Centralblatt der Bauverwaltung.
Spilker: Koker und Testprodukte der Steinkohle.	Buchwald: Die Berechnung von Straßenbahn- und anderen Schwellenschienen.
	Culin: Anwendung der verschiedenen Schweißverfahren bei Straßenbahnen.

Einleitung.

Der gesamte Straßenkörper jeder größeren Stadt birgt Werte von Millionen in sich; zu seiner Bildung, zu seiner Unterhaltung, sowie zu seiner Pflege sind sie alljährlich durch die Steuerkraft der Bürgerschaft aufzubringen! Keinerlei Einnahmen stehen ihnen aber gegenüber, denn allgemeine Verkehrsfreiheit herrscht auf den Straßen als öffentliche Flächen. Es kann auch aus diesem Grunde die Straßenbauverwaltung einer Stadt nie eine verbende werden: Selbst die Sucht nach ständiger Vergrößerung von Gewicht und Geschwindigkeit der neuesten Fahrzeugart, der Kraftselbstfahrer, wird kaum dazu führen können, die alte Zeit der Erhebung von dementsprechenden Gebühren wieder aufleben zu lassen. Freiheit hierin für den öffentlichen Wagenverkehr wird nach wie vor überkommenes Recht bleiben; die Macht des Gesetzes wird auch in Zukunft nicht der Benutzung der Fahrbahnen, sondern der Bauart und Bewegung der Fahrzeuge Grenzen ziehen; das letzte Überbleibsel von Wegebenutzungsgebühren, das Brückengeld, wird ja als lästige Verkehrserschwerung überall bekämpft und ist auch stark im Schwinden begriffen. Es wird immer mehr Regel, den Stadt- und Landesverwaltungen es zu überlassen, wie die Fahrbahnen nach den Erfordernissen des Verkehrs und den Bedürfnissen der Anwohner zu gestalten und durchzubilden, sowie wie die mit wachsendem Verkehrseinfluß sich unvermeidlich mehrenden Ausgaben in voller Höhe zu decken sind; schon längst hat man sich mit der Tatsache abgefunden, daß die Fahrbahn nach dem Fahrzeug einzurichten ist und nicht umgekehrt! Schwach ist und bleibt halt die Hoffnung auf Vorschriften über Fahrzeugbau in größerem Umfange als seither. Es wäre aber sicherlich eine teilweise Deckung der Ausgaben für Unterhaltung und Pflege der Fahrbahnen durch Erhebung von Gebühren wenigstens von den schweren und raschen Selbstfahrern nicht mehr wie recht und billig, denn der Verkehr dieser Fahrzeuge schmälert zweifellos am ersten und am stärksten die Deckendauer der Fahrbahnen von Stadtstraßen.

Bei dem überall beobachteten Anwachsen des Verkehrs treten die Mängel, welche jedem Straßenkörper trotz des Bestrebens guter Durchbildung mehr oder weniger anhaften, schnell hervor; geltender macht sich infolgedessen auch die Notwendigkeit eines beschleunigten Umbaues. Vermehrung der laufenden Ausgaben hierfür ist die unausbleibliche Folge und oft in solcher Höhe, daß nur auf dem Wege der Anleihe die Deckungsfrage lösbar erscheint. Kurzfristige Bemessung zur Tilgung einer solchen bildet

aber meistens die Regel, um auch danach nicht allzulange die Ausgaben der kommenden Jahre zu belasten. Es wird auch sonst der Bürgerschaft die Hoffnung auf bessere Zeiten merklich geschmälert, wenn die Steuererhöhung aus dem gewohnten Rahmen der Stetigkeit infolge eines schließlich überstarken Anleihedrucks heraustreten muß.

Vielfältige Arbeit ist zu leisten, um den städtischen Straßenkörper zu schaffen, zu erhalten und zu pflegen; ständig ist er den verschiedensten Einflüssen ausgesetzt und vergeht unter ihnen sonst allzurash. Die neuzeitliche Straßentechnik muß daher unermüdlich scharf beobachten, mit zweckdienlichem Verständnis und wissenschaftlicher Erkenntnis vorgehen; was sie schafft, verfällt auch unter ihr früher oder später. Unentwegt schaut diesem Wechselspiel die Bürgerschaft zu; ihr gutes Recht ist das, denn sie muß für die Kosten des Werdens und Vergehens des städtischen Straßenkörpers dauernd aufkommen. In diesem Bewußtsein gehen aber ihre Ansprüche in unserer von der Hygiene stark beeinflussten Zeit oft weit über das wirtschaftlich erreichbare Maß hinaus, indem das Verlangen nach wirksamer Bekämpfung von Staub, Schmutz und Lärm zu sehr in den Vordergrund des Interesses gerückt wird. Der Berechtigung dieser neuzeitlichen kostspieligen Bestrebungen darf sich aber die heutige Straßentechnik im großen und ganzen nicht verschließen; denn auch ihr liegt es ob, zur Stärkung und Förderung der Volksgesundheit wie jede andere öffentliche Verwaltung beizutragen. Unter den Volksseuchen ist es vor allem die Tuberkulose, deren tödliche Keime im Straßengrund heimisch sind und in ihm sich mehren, sodann im steten Wirbel des Verkehrs den Straßenluftraum bedenklich schwängern und zuletzt ihr schleichendes Vernichtungswerk an der im dumpfen Häusermeer geborgenen Menschheit weiter treiben. Zu ihr gelangt aber außer dem Straßenschmutz in der Enge und Abgeschlossenheit ihrer Gelasse auch der Straßenlärm, wie ihn der Verkehr von heutzutage mit Fahrzeugen aller Art mit sich bringt, deren gegenseitiges Nacheilen und Überholen die Gefahr beschleunigter Verbreitung jener Krankheitskeime nicht unwesentlich begünstigt.

Große Opfer zur, wenn auch nur schwachen Befriedigung derartiger hygienischer Forderungen sind bisher gebracht worden und müssen noch weiter gebracht werden, soll der städtische Straßenkörper in dieser Hinsicht mehr als seither vervollkommen werden. Nach wie vor muß aber dabei vornehmste Pflicht jeder Straßenbauverwaltung bleiben, möglichst wirtschaftliche Straßenanlagen zu schaffen.

Grundgesetz muß auch ferner sein, daß jede Straße, je nach Erfordernis mehr oder weniger billig erstellt, in Unterhaltung und Erneuerung möglichst billig auch bleibt!

In Beachtung dieses Grundsatzes muß bei der neuzeitlichen Umgestaltung selbst einer recht alten Straßenanlage darauf hingearbeitet werden, daß sie entweder als solche oder wenigstens das aus ihr gewonnene Baumaterial möglichst vielseitig von neuem Verwendung finden; der Umbau soll also i. d. R. höchstens in einer Ergänzung bestehen, sodaß der wesentlichste Aufwand, derjenige in Materialkosten bescheiden bleibt. Natürlich muß man mit jeder neu zu schaffenden Anlage von vornherein allen Einflüssen gerecht zu werden versuchen, die ihren Körper ständig gefährden und vorzeitig zerstören! Diese Vervollkommnung des Straßenwesens auf wirtschaftlicher Grundlage ist nur auf dem Wege wissenschaftlicher Erkenntnis erreichbar; Einfachheit und Zweckmäßigkeit in der Gestaltung ist alsdann die natürliche Folge; nach ihnen strebt nicht nur jede Straßenbauverwaltung, sondern auch die Allgemeinheit, der nichts verhaßter als der ewige Bauzustand auf den Straßen ist. Hierzu dürfen nur unvermeidbare Betriebsunfälle oder natürliche Erneuerungen sowie Ergänzungen an den mit wirtschaftlichem Weitblick geschaffenen Versorgungsleitungen, nicht aber mangelhafte Durchbildung und Beschaffenheit des Straßenkörpers Veranlassung geben:

Ruhe ihm wie seinen Anwohnern durch ihn!

Erreicht wird dieses Ziel aber nicht, wenn bloß auf den gemachten Erfahrungen weiter aufgebaut wird, sondern notwendig ist auch dazu, daß die früher begangenen Fehler erkannt, aufgedeckt und Mittel und Wege zu deren Behebung und Verbesserung gefunden werden. Die so gebildete und geleistete technische Arbeit bietet am ersten Gewähr für die künftige Güte und höhere Wertigkeit des neuen Straßenkörpers gegen den seitherigen.

Wie der Lehrling in der Werkstatt, muß auch der Techniker auf der Straße nicht nur verstehen lernen, wie zu ge-

stalten und zu erhalten ist, sondern auch, warum so und nicht anders gebaut und gepflegt werden muß; selbst die kleinste Maßnahme im Bau und Betrieb muß ein gut Teil eigener geistiger Arbeit in sich bergen und nicht lediglich das Werk Dritter, z. B. der Unternehmungen neuzeitlicher Straßenbauten (Asphalt, Holz, Teer) sein; ihnen darf sich der eigentlich Verantwortliche, der städtische Straßenbaubeamte, niemals ausliefern, auch nicht im Falle vielseitiger und langjähriger Gewährleistung! Durch die Beobachtung auf den richtigen Weg gebracht, durch Studien geklärt und durch Austausch der auf zweckdienlicher Erfahrung und wissenschaftlicher Erkenntnis sich stützenden Meinungen vervollkommenet, so allseitig gestempelt muß der neue Straßenkörper in die Erscheinung treten, im Laufe der Zeit seine Wirtschaftlichkeit erweisen und gleichzeitig den neuzeitlichen Forderungen in bezug auf Bekämpfung von Lärm, Staub und Schmutz in weitgehendstem Maße solange als möglich Rechnung tragen!

In dieser Hinsicht sind zurzeit wohl am meisten zwei Fragen von Bedeutung: Die Anwendung und Ausbreitung der bituminösen Bauweise in Stadtstraßen und die Ausgestaltung des Straßenbahnkörpers aus Beton; wichtige, aber auch schwierige Fragen für die Vervollkommnung des städtischen Straßenwesens in hygienischer und wirtschaftlicher Hinsicht, deren Lösungen nur auf dem gemeinsamen Wege von Wissenschaft und Erfahrung gefunden werden können. Jede Frage ist wichtig für sich und verdient daher in besonderem Abschnitt nachstehend behandelt zu werden, wobei der Verfasser die eigens zu deren Lösung eingeschlagenen Wege entsprechend verwertet hat.

Mögen sie zu der von den internationalen Straßenkongressen immer wieder betonten Notwendigkeit, für die neuzeitliche Gestaltung des städtischen Straßenwesens baldigst feststehende, wissenschaftliche Grundsätze zu gewinnen, entsprechend beitragen!

Erkenntnis vorsehen; was sie schon, vorläufig auch unter
ist früher oder später. Unkenntnis schenkt diesem Wechsel-
spiel die Bürgersehnsucht zu; ihr kurze Rechte ist das, denn sie
muß für die Kosten des Werdens und Vergehens des
städtischen Straßenkörpers daraus aufkommen. In diesem
Bewußtsein stehen aber ihre Ansprüche in unserer von der
Hygiene stark bedingten Zeit oft weit über das wirt-
schaftlich erreichbare Maß hinaus, indem das Verlangen
nach wirksamer Bekämpfung von Staub, Schmutz und
Lärm zu sehr in den Vordergrund des Interesses gerückt
wird. Der Berücksichtigung dieser neuzeitlichen kostspieligen
Bestrebungen darf sich aber die heutige Straßenbahn im
großen und ganzen nicht verschließen; denn auch die letzte
ob zur Stärkung und Förderung der Volksgesundheit wie
jede andere öffentliche Verwaltung beitragen. Unter den
Volkswesen ist es vor allem die Tabakindustrie, deren für-
liche Kette im Straßenraum heimisch sind und in ihm sich
mehren, sodann im steten Wirbel des Verkehrs den Straßen-
raumum bedenklich schwängern und zuletzt ihr schleichendes
des Verlichtungswesens an der im dunklen Häusler ge-
borgenen Menschheit weiter treiben. Zu ihr gelangt aber
auch der Straßenschmutz in der Länge und Abgeschlos-
senheit ihrer Gebisse auch der Straßenbahn, wie ihn der
Verkehr von heute mit Fahrzeugen aller Art mit sich
bringt, deren gegenseitige Nachteilen und Überholungen die
Gefahr beschleunigter Verschmutzung jener Kantenkeime
nicht unwesentlich bedingt.

Große Opfer nur wenn auch am schwachen Beiho-

dingung betrübter hygienischer Forderungen sind bisher ge-
bracht worden und müssen noch weiter gebracht werden,
soll der städtische Straßenkörper in dieser Hinsicht mehr
als bisher vervollkommen werden. Nach wie vor muß aber
dabei vornehmste Pflicht jeder Straßenbauverwaltung die
den möglichst wirtschaftliche Straßenanlagen zu schaffen.

wieder anfallen zu lassen. Folglich liegen für den städti-
schen Wagenverkehr wird nach wie vor überkommenes
Recht bleiben; die Macht des Gesetzes wird auch in Zu-
kunft nicht der Benutzung der Fahrpläne, sondern der
Bauart und Bewegung der Fahrzeuge Grenzen ziehen; das
letzte Überbleibsel von Weggedrängungsgeboten, das
Frühergeleit, wird ja als lästige Verkehrserschwerung über-
all bekämpft und ist auch stark im Schwanden begriffen.
Es wird immer mehr Regel, den Stadt- und Landverkehr
tungen es zu überlassen, wie die Fahrpläne nach der Er-
fordernisse des Verkehrs und den Bedürfnissen der An-
wohner zu gestalten und durchzuführen, sowie wie die mit
wachsendem Verkehrsanstöße sich unermesslich mehrenden
Ausgaben in voller Höhe zu decken sind; schon längst hat
man sich mit der Tatsache abgefunden, daß die Fahrpläne
nach dem Fahrzeug einzurichten ist und nicht umgekehrt!
Schwach ist und bleibt die Hoffnung auf Vorschriften
über Fahrzeugbau in größeren Umlänge als bisher. Es
wäre aber sicherlich eine teilweise Deckung der Ausgaben
für Unterhaltung und Pflege der Fahrpläne durch Erbe-
bung von Gebühren wenigstens von den schweren und
raschen Selbstfahrten nicht mehr wie recht und billig, denn
der Verkehr dieser Fahrzeuge schmälert zweifellos am
ersten und am stärksten die Deckungsrate der Fahrpläne
von Stadtstraßen.

Bei dem überall beobachteten Anwachsen des Verkehrs
treten die Mängel jedem Straßenkörper trotz des
Bestehens guter Durchbildung mehr oder weniger entlar-
ten, schnell hervor; geltender macht sich infolgedessen auch
die Notwendigkeit eines beschleunigten Umbaus Ver-
mehrung der laufenden Ausgaben hierfür ist die unzu-
riedenliche Folge und oft in solcher Höhe, daß nur auf dem
Wege der Anteil der Deckungsrate lösbar erscheint.
Kurzfristige Bemessung zur Tilgung einer solchen bildet

A. Die Bedeutung der Hartgesteine im neuzeitlichen Straßenbauwesen.

I. Allgemeines.

Schon von altersher wurde Naturgestein zum Bau und zur Pflege von Wegen verwendet, die entweder Zwecken der Landesverteidigung oder solchen des Handels und Verkehrs dienen sollten; es hatte sich dazu schon frühzeitig die Kunst der mehr oder minder sorgfältigen Bearbeitung des widerstandsfähigeren Gesteins entwickelt, als Haustein oder als Geschläg je nach Zweck und Bedeutung des zu schaffenden Weges. Seine Verwendung so, wie es die Natur gibt, als Flußgeschiebe, stammt ebenfalls aus grüner Vorzeit. Erst gegen Ende des vorigen Jahrhunderts hat sich für diese gröbere oder feinere Zubereitung des Hartgesteins zu geeignetem Straßenbau- und Betriebsmaterial ein mächtiges Gewerbe entwickelt, das unter Verwendung sinnreich arbeitender Maschinen eifrig bemüht ist, den Straßenbauverwaltungen in Stadt und Land ihren Ansprüchen gemäß zu liefern. Die allseitige Steigerung des Straßenverkehrs, das beängstigende Anschwellen von Gewicht und Geschwindigkeit der Fahrzeuge, die rasche Zunahme der Selbstfahrer unter steter Verdrängung des Pferdegespanss, der Notschrei der Anwohner nach Ruhe und Sauberkeit auf den Straßen in unserer hastigen Zeit sind es, welche die Erhöhung der Ansprüche an ausgesuchtem Hartgestein von bester Bearbeitung ebenso bedingen, wie das berechtigte Streben der Straßenbauverwaltungen im Interesse der allgemeinen Steuerbelastung, billige und dabei haltbare Straßenbefestigungen zu schaffen.

Rein vom hygienischen Standpunkte aus betrachtet, könnte es zur wirksamen Bekämpfung von Staub, Schmutz und Lärm natürlich und folgerichtig erscheinen, wenn man sich von der weiteren Verwendung des Hartgesteins für Stadtstraßen allmählig abwenden würde; denn aus ihm bestehen die auch in den Großstädten meist vorherrschenden Befestigungsarten, die staub- und schmutzreiche Chaussierung und die geräuschreiche Großpflasterung. In Wirklichkeit jedoch liegt hierzu kein begründeter Anlaß vor; um solchen neuzeitlichen Ansprüchen besser Rechnung zu tragen, können diese von jeher bewährten beiden Bauarten unter entsprechender Verbesserung ruhig beibehalten werden. Befriedigt werden diese Ansprüche für das behauene Hartgestein — Steinpflaster — durch sorgfältigere Aus-

wahl, was das geologische Vorkommen, die petrographischen Eigenschaften sowie die Festigkeitseigenschaften anbelangt; zu letzteren gehören besonders ausreichende Druckfestigkeit, gleichmäßige und nebenbei auch nicht zu schnelle Abnutzung, genügende Zähigkeit und nachhaltige Frostbeständigkeit. Auch für das nur geschlagene oder sogar gemahlene Hartgestein — Grobschotter, Feinschlag, Grus oder Sand und Mehl — müssen die gleichen Maßnahmen ergriffen werden, zumal Straßendecken aus derartigem Steingeschläg neuerdings als sogenannte bituminöse Straßenbeläge in Stadt und Land zur wirksamen Bekämpfung von Staub und Schmutz Ansehen und Bedeutung gewonnen haben und zusehends weiter gewinnen. Dieser Tatsache muß das Hartsteingewerbe das lebhafteste Interesse schon deshalb entgegenbringen, weil die vermehrte Anwendung der einfachsten und billigsten Bauweise, der Chaussierung mit solcher Verbesserung schließlich zur Beherrschung des Straßennetzes wie früher für sie führt. Denn bis jetzt wurden in einem mitunter recht wesentlichen Teil desselben die Chaussierung und das Steinpflaster gar vieler Städte durch Asphalt und Holz verdrängt, zwei kostspielige neuzeitliche Bauweisen, welche sich nachträglich zum Leidwesen einer Bauverwaltung nicht immer als angebracht und vorteilhaft erwiesen haben. Für die weitere Entwicklung des Hartsteingewerbes ist aber auch die Einführung des Kleinpflasters in Stadtstraßen von außerordentlicher Bedeutung; die verbesserte Bauweise desselben sichert diesem Gewerbe zweifellos eine noch ausgedehntere Anwendung des Hartgesteins in Stadtstraßen zu, als es jetzt schon der Fall ist. Die wirtschaftliche Überlegenheit gut bearbeiteten und sorgfältig verlegten Kleinpflasters gegenüber Chaussierung und Großpflaster kann nach den Erfahrungen in kaum 2 Jahrzehnten als allgemein anerkannt nunmehr gelten. Geräuscharm ist allerdings ein Kleinpflasterbelag in Fahrbahnen von Stadtstraßen nicht zu nennen; beim Befahren entsteht aber ein erträgliches Straßengeräusch; damit ist dem Bedürfnis der Anwohner genügend Rechnung getragen, wenigstens der gesunden, und die bilden die Mehrheit!

II. Hartgestein in bearbeiteter Form als Steinpflaster.

Steinpflaster ist in bergigen Gegenden naturgemäß am billigsten und daher das gegebene Pflaster für Städte daselbst; gutes Hartgestein bleibt auch wegen seiner verhältnismäßig großen Dauerhaftigkeit selbst unter dem stärksten Verkehrseinfluß billig. Seine vorzugsweise Verwendung zur Befestigung von Gehwegen und Fahrbahnen birgt für eine städtische Straßenbauverwaltung immer wirtschaftliches Arbeiten in Anlage, Unterhaltung und Erneuerung in sich. Solange die Anforderungen hygienischer Art hinter denen der Wirtschaftlichkeit bleiben können, tut die Straßenbauverwaltung einer Stadt gut daran, Naturgestein ausschließlich anzuwenden. Auch Städte in flachen und daher meist steinarmen Gegenden mögen der Verwendung von Naturgestein zu Straßenbelagen aus wirtschaftlichen Gründen zugewandt bleiben, solange sie noch durch billige Verfrachtung auf dem Wasserwege und durch amtliche Ausnahmesätze für billigere Beförderung von Straßenbaumaterialien dem Steuersäckel der Allgemeinheit einen merkbaren Nutzen bringen können. Billiges und dauerhaftes Steinpflaster zur Verwendung für Gehwege in Form von Platten und Stiften, für Fahrbahnen in Form von Groß- und Kleinpflaster ist eben am ersten aus Naturgestein erhältlich.

a) Steinpflaster in Gehwegen.

Zur Herstellung von Platten — klein- oder großflächige — eignen sich Sandstein, Kalkstein und auch Erstarrungsgestein gleich gut. Aus ersteren lassen sich verkehrssichere Beläge in jeder Steigung und genügend widerstandsfähig gegen die herrschende Witterung herstellen; sie unterliegen aber mehr der Abnutzung und Zerbröckelung als die weit widerstandsfähigeren und auch frostbeständigeren Platten aus eigentlichem Hartgestein; die kleinflächigen (in Pflastersteingröße) vorzugsweise aus Basalt und Grauwacke, die großflächigen meist aus Granit hergestellt. Hartsteinplatten gehen sich aber hart; bei lebhaftem Verkehr — mehr bei Basalt als bei Granit — neigen sie leicht zu gefährlichem Glattwerden der Oberfläche, namentlich wenn das Gestein zu feinkörnig ist und wenn der Gehalt des härteren Quarzes nicht wesentlich vor demjenigen an weniger hartem Feldspat und weichem Glimmer vorherrscht. Aus diesen Gründen bleibt auch die Anwendung der Granitplatten nur auf Gehwege mit mäßigen Steigungen beschränkt.

Weniger beschränkt ist die Anwendung des Naturgesteins zur Befestigung von Gehwegen in Form von Stiften, meist kurzweg Mosaik genannt. Wie die Platten bedürfen auch sie keines besonderen Unterbaues. (Ein solcher ist z. B. bei Gußasphalt stets nötig, der wegen der Fugenlosigkeit und Ebenheit der Oberfläche sowie wegen der Nachgiebigkeit und Rauigkeit der Masse als der reinste und best begehbar Belag erachtet werden muß. Er ist dazu in nicht übermäßig steigenden Gehwegen ebenso verkehrssicher als in flach liegenden). Zur Herstellung von

Stiften (Mosaik) eignet sich jedes Naturgestein krystallinischen Gefüges mit der Neigung nach einer oder mehreren Richtungen vorzugsweise eben zu spalten. In erster Linie kommen hierfür Basalt, Melaphyr, Grauwacke, Kalk- und Sandstein in Betracht, mitunter auch Quarzit, weniger Granit, Porphy, Syenit und Lava. Mosaik aus Kalk- und Sandstein erscheint lediglich zur Schaffung farbenfreudiger Beläge, etwa zur Belebung von Platzflächen geeignet, da diese Gesteine im allgemeinen wenig frostbeständig sind, und sich stark abnutzen. Derartiges Buntmosaik bleibt in seiner Anwendung an und für sich schon beschränkt, weil es dazu auch noch verhältnismäßig teuer ist. Das den Einflüssen des Verkehrs und der Witterung außerordentlich widerstehende Mosaik aus Basalt, Grauwacke und auch Melaphyr ist dagegen fast überall für deutsche Städte zu annehmbaren Preisen zu haben, jedenfalls zu solchen, die sich bei der sonst vorhandenen Wirtschaftlichkeit des Belags wohl meistens vertreten lassen. Mosaik aus Hartbasalt und aus rheinischer Grauwacke ergeben Beläge, die sich härter begehen als solche aus Weichbasalt oder Melaphyr. Letztere verdienen deshalb zur Herstellung von Belägen in Gehflächen der Hauptstraßen mitunter den Vorzug; auch das Kalksteinmosaik, vor allem die sogenannte Bernburger Grauwacke, ist hierbei anzuführen. Für verkehrsreiche Gehflächen kommt wegen des stärkeren Verschleißes in erster Linie Hartbasalt- und Grauwackenmosaik (auch das Bernburger) in Betracht, dieses in jeder Steigung, jenes aber nur in Gehwegen mit mäßiger Steigung (bis rd. 4 Prozent) verwendbar. Die Oberfläche von Basalt glättet sich zu rasch, namentlich wenn das Gefüge zu feinkörnig und zu dicht ist.

Neben diesen Gehwegbelägen aus Natursteinpflaster dürfen auch solche aus Kunststeinplatten nicht unerwähnt bleiben, die vorzugsweise keramische Erzeugnisse sind. Bei größerer Verkehrsdichte unterliegen sie einer auffallend ungleichmäßigen Abnutzung, bei den glatten Wandungen und der geringen Stärke auch leicht der Verwerfung der Oberfläche im Belag. Neben oft nicht genügender Frostbeständigkeit ist ihre Masse meist zu spröde. Müssen sie aber wie bei den Tonplättchen auf einen besonderen Unterbau, auf Beton gebettet werden, dann ist die Bauweise zu teuer, in steinreichen Gegenden überhaupt unangebracht, zumal sie bei noch so sorgfältiger Auswahl mit der Zeit auch in Straßen mäßiger Steigung verkehrsfähig glatt werden. Die Herstellung derartiger Kunstplatten mit Riffelung der Oberfläche ist vom Standpunkte des modernen städtischen Straßenbaues durchaus verwerflich. Derartige Oberflächen sind ausgesprochene Staub- und Schmutzsammler; sie lassen sich nur schwierig und dabei wenig gründlich reinigen und glätten sich im Winter sehr leicht, sobald in den Riffeln der Schnee festgetreten und das Wasser gefroren ist.

Alle Gehwegbeläge aus Natursteinplatten haben je nach der Flächengröße der nebeneinander eingebauten Steine — Mosaikpflaster, Platten — eine mehr oder weniger fugenreiche Oberfläche. Im Laufe der Jahre wird diese im

Belag auch mehr oder weniger uneben. Die Nachteile, die diesen zweifellos wirtschaftlichsten Belagen für städtische Gehwege dadurch anhängen, haben allmählich dazu geführt, Kunstplatten aus Naturgestein herzustellen, die aus einer innigen Mischung von Zement und Traß als gemeinsamem Bindemittel mit feinerem, sorgfältig ausgesuchtem und gewaschenem Hartsteingeschlag bestehen. Eine derartige Mischmasse wird unter hohem Druck in Formen zu Platten gepreßt; letztere werden alsdann unter Schutz gegen Regen an der Luft gleichmäßig monatelang getrocknet. Einen schon jahrzehntelang bekannten Vorläufer hatten derartige Steinbetonplatten in den Zement-Sand-Kies-Platten — sogenannte Kirner Zementplatten — die sich als wenig widerstandsfähig gegen äußere Einflüsse erwiesen und bei stärkerem Verkehr und häufigerer Aufnahme einem raschen Verschleiß und starkem Bruch unterliegen.

Diese gepreßten Naturgesteinsplatten, die sich viel sanfter als die eigentlichen Natursteinplatten und fast so angenehm wie Gußasphaltbeläge begehen lassen, haben in vielen deutschen Städten bereits Eingang gefunden. Wegen ihrer wohl allgemein anerkannten Vorzüge sind sie gewiß dazu berufen, die Gehwegbeläge aus fugenreichem Natursteinpflaster einerseits und aus fugenlosem Gußasphalt auf Beton andererseits erheblich zu verdrängen. Zur Verwendung empfiehlt sich nur monatelang in der Fabrik abgelagerte Ware. Sie sind billig, infolge hoher Druck- und Biegefestigkeit sowie gleichmäßiger und geringer Abnutzung dauerhaft, ferner auch bei beliebigen Steigungen verwendbar, da die Rauigkeit der Oberfläche und deren Erhaltung unter dem Verkehrseinfluß durch Verwendung entsprechender Gesteine — Quarz, Porphy, Melaphyr, Grauwacke — jederzeit ermöglicht werden kann. Weitere Vorzüge bestehen darin, daß diese Platten unmittelbar auf den Straßenboden und dabei sehr rasch verlegt werden können, und daß die Bruchgefahr auf einem Straßenboden, der kurz vorher zum Einlegen von Längs- und Querleitungen reichlich durchgraben worden war und infolgedessen für die nächste Zeit hier und da noch sackt, keine erhebliche ist. In einem solchen Falle kann der Bruchgefahr auch durch entsprechende Wahl größerer und wenn nötig auch stärkerer Platten begegnet werden; sie sind bekanntlich in Größen von 25×25 , 30×30 , 40×40 , 50×50 und 40×60 cm zu haben; die Stärke der Platten ist gewöhnlich 5 cm. Wie die Herstellung eines solchen Belags, so geht auch dessen Ausbesserung ungemein rasch vor sich, ein weiterer Vorzug, der bei den unvermeidlichen Aufbrüchen der städtischen Gehwege zur zeitweisen Ergänzung der Versorgungsleitungen oder bei Betriebsunfällen an ihnen sicher beachtenswert erscheint. Beobachtungen des Plattenbelags gegenüber einem solchen aus Gußasphalt in ein und derselben Straße haben ergeben, daß die Oberfläche des ersteren rascher nach Regen trocknet und sich auch nicht so leicht in der kälteren Jahreszeit mit Rauhreif beschlägt, der auch für wenig geneigte Gehwege verkehrgefährlich ist. Die seither allgemein beobachtete gleichmäßige Abnutzung bürgt für Erhaltung der Ebenheit der Oberfläche, sodaß derartige Plattenbeläge stets leicht und gründlich zu reinigen sind. Zur wirksamen Bekämpfung von Staub und Schmutz auf verkehrsreichen Gehwegen genügen sie daher den neuzeitlichen Anforderungen in hohem Maße, zumal diese Plattenbeläge recht fugenarm sind.

b) Steinpflaster in Fahrbahnen.

In Fahrbahnen findet das Steinpflaster immer noch ausgedehnte Anwendung. Es herrscht meistens im Straßennetz vor, weil es billig und dauerhaft ist. Gutes Hartgestein findet sich dazu in den gebirgigen Gegenden Deutschlands reichlich vor, sodaß die Versorgung der meisten Städte mit Pflastersteinen leicht und wohlfeil durchzuführen ist. Wo dies nicht der Fall ist, wie z. B. in Nord-

deutschland, ermöglicht dies die Einfuhr schwedischen Materials. In neuerer Zeit werden aber die seither üblichen Pferdefahrzeuge — Lastwagen, Rollen und Droschken — durch solche mit Selbstbetrieb, größerem Gewicht und größeren Geschwindigkeiten — Lastautos und Personautos — in wachsendem Maße verdrängt. Infolgedessen hat der Verkehr auf den Stadtstraßen lebhafter und mannigfaltiger sich gestaltet und die natürliche Folge ist davon, daß diese sich von selbst schärfer in einzelne Gruppen geteilt haben: In Wohn-, Verkehrs-, Haupt- und in Pachtstraßen. Demgemäß wird für jede Straße nunmehr auch reiflicher und vorsichtiger als früher erwogen, ob daß Steinpflaster noch am Platze ist; gerade in den Verkehrs- und Hauptstraßen werden geräuscharme Beläge in den Fahrbahnen verlangt.

Entsprechend der weit stärkeren Einwirkung aller äußeren Einflüsse und namentlich des Verkehrs auf den Belag einer Fahrbahn gegenüber Gehwegbefestigungen muß in der Auswahl des Gesteins entsprechend sorgfältiger verfahren werden. Das Pflastermaterial für städtische Fahrbahnen liefern weniger die Ablagerungs- (Sediment-) als die Erstarrungs- (Eruptiv-) Gesteine, die meist in vorzüglicher Beschaffenheit und dabei auch gewöhnlich in mächtigen Stöcken oder Bänken in deutschen Gebirgen sich vorfinden. Unter den letzteren Gesteinen sind es die Granite, Basalte und Melaphyre, unter den ersteren hauptsächlich die Grauwacke, weniger der Kalk- und der Sandstein, aus denen allgemein Pflastersteine — Großpflaster und Kleinpflaster — für Fahrbahnen hergestellt werden. Einzelne Städte begnügen sich auch mit anderen Gesteinen, in deren Nähe diese vorkommen, wenn auch nur spärlich, sodaß sich der Massenabbau und der allgemeine Vertrieb nicht lohnt. Dazu gehören die Erstarrungsgesteine: Quarzporphy, Syenit, Diorit, Gabbro, Diabas, sowie die Ablagerungsgesteine: Kalkstein und Gneis. Diese weniger massig vorkommenden Erstarrungsgesteine leiden meist an Verwitterungs- und Zersetzungserscheinungen, sodaß die Verwendung nur frischen Gesteins einigermaßen Zuverlässigkeit für genügende Druckfestigkeit und erwünschte Dauerhaftigkeit bietet. Beim Kalkstein hängt die Wetterbeständigkeit von der Dichtigkeit und Feinkörnigkeit des Gefüges ab; nur kieselige Kalksteine sind dabei genügend druckfest, ebenso wie dies bei Gneis von dem Vorhandensein der schiefrigen Struktur abhängig ist.

Die Festigkeitswerte von den in deutschen Städten vorzugsweise verwendeten Gesteinen zur Herstellung von Groß- und Kleinpflaster sind in anliegender Tafel 1 in zwei Übersichten zusammengestellt worden. Die Werte sind Prüfungszeugnissen entnommen, welche die mechanisch-technischen Untersuchungsanstalten deutscher Hochschulen ausgestellt haben. Es soll hierbei nicht unerwähnt bleiben, daß in Amerika eine weitere Prüfung hinsichtlich des Verwitterungsvermögens der Gesteine stattfindet. Im Berichte des amerikanischen Straßenbau-Ingenieurs L. W. Page an den 3. internationalen Straßenkongreß (London 1913, Bericht Nr. 76) sind die Werte hierfür wiedergegeben. Diese Prüfung besteht darin, daß Versuchszylinder, welche aus verschlammtem Gesteinsmehl unter einem gewissen hydraulischen Druck gepreßt wurden, solange auf Schläge beansprucht werden, bis sie unter ihnen zerfallen. Dabei wird mit jedem Schlag das der Preßmasse noch inne wohnende Elastizitätsvermögen durch Hebelauschlag gemessen. Die Summe der Ausschläge ergibt den Verwitterungswert der Gesteinsmasse und demgemäß den Sicherungsgrad für Erhaltung des Deckenschlusses, der z. B. bei Granit ganz gering mit 18, bei Basalt aber sehr hoch mit 108 angegeben ist, während Kalkstein den Wert 54, Sandstein 62 hat.

Die Verwendungsmöglichkeit der Hartgesteine ist abhängig von der Größe des Verkehrs und der herrschenden Steigung auf den Fahrbahnen; für Basalt mit der Beschränkung auf mäßig steigende Straßen wegen der allmählichen Glättung der Kopfflächen, namentlich wenn das Gefüge

dicht und nicht körnig ist. In flachen Straßen der Städte im Rheinland, in Nordwest- und Süddeutschland findet der Basalt ausgiebige Verwendung, weil er außerordentlich druckfest, dauerhaft und dabei durchschnittlich wohlfeil zu haben ist. Ebenbürtig in der Billigkeit des Bezugs ist ihm im Rheinlande der Melaphyr. Dieser kann dazu in stark steigenden Straßen unbedenklich verwendet werden, wenn der Verkehr kein erheblicher ist, da er nie glatt wird und sich auch gleichmäßig, ohne auffallend zu runden, abnutzt. Vor rötlichen Melaphyren muß hierbei gewarnt werden, da das Gestein durch Verwitterung weich geworden ist und daher unter dem Einfluß des Verkehrs rasch zertrümmert wird. Ebenso muß bei Basalten auf die Farbe und die Bruchfläche geachtet werden; auch hier zeigt sich die Verwitterung an der rötlich grauen bis roten Farbe des Gesteins, welche alsdann gerne die kieselsäurereichen, die Trappbasalte annehmen. Schon im Bruch müssen die Steinwände sorgfältig in dieser Beziehung betrachtet und beklopft werden. Steinmassen mit mehr oder weniger großen, grauen Flecken und mit mehr hakigem, rauhem und unregelmäßigem als mit ebenem und glattem Aussehen, sowie mit feinen Haarrissen lassen auf den gefürchteten „Sonnenbrand“ schließen. Derartig in Verwitterung begriffenes Gestein zerfällt unter dem Einfluß des Verkehrs und der Witterung kugelartig. Zu Sonnenbrand neigen alle nephelinhaltigen sowie alle dichten kieselsäureärmeren = basischen Basalte. Poröser Basalt, wie der Lungstein des Vogelsberges oder die Basaltlava des Niederrheins, glättet sich unter dem Verkehr nicht; jedoch besitzt er nicht die Zähigkeit, Frostbeständigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Abnutzung, welche den grobkörnigen (dolerischen) sowie den feinkörnigen (anamesischen) Basalt neben seiner Billigkeit für die allgemeine Verwendung so wertvoll machen.

Auch der Granit besitzt in hohem Maße die gleichen schätzenswerten Eigenschaften. Teurer im Bezug als Basalt und Melaphyr war er, solange nicht die massenhafte Einfuhr schwedischen Granits bis in die Städte Mitteldeutschlands zur Verbilligung dieses Hartgesteins überhaupt und dabei ebenfalls zur ausgedehnten Verwendung desselben führte, zumal Granit unter dem Einfluß von durchweg schwerem Verkehr auch in stärker steigenden Fahrbahnen nicht so rasch glatt wird. Die Ursache beruht im Vorherrschen von Quarz mit der Härte 7 im Gestein gegenüber Feldspat und Hornblende mit der Härte 6, sowie Glimmer mit der Härte 2; unter dem Verkehrseinfluß liefert naturgemäß das vorherrschende Mineral Schleifmehl am meisten; es füllt also das Quarzmehl fortgesetzt die kleinen Vertiefungen der Oberflächen der Steinköpfe aus. Infolgedessen bleiben auch die Oberflächen der anderen Mineralien mit den geringeren Härten nur mittelbar der schleifenden Wirkung der Eisenfelgen der Fahrzeuge ausgesetzt und können danach so gut wie nicht zum Glätten kommen. Deutscher Granit steht dem schwedischen bezüglich der Festigkeitseigenschaften nicht nach; die Bevorzugung des letzteren hat nur bei merklich billigerem Angebot ihre Berechtigung. Granit, wo er auch herkommen mag, leidet — wie der Basalt an Sonnenbrand — mitunter an größerem Aufsaugvermögen als es unter den Witterungsverhältnissen Deutschlands zur Erzielung eines durchweg dauerhaften Pflasters gegenüber den verhältnismäßig hohen Bezugskosten angängig ist. Derartig behaftete Pflastersteine, sogenannte „Wassersöffer“, sind nicht frostbeständig; sie werden daher zur kalten Jahreszeit in Stücke gesprengt, die sich im Frühjahr alsdann aus dem Belag herauslösen. Es entstehen dadurch Mulden, welche, wenn sie nicht sofort beseitigt werden, eine Rundung der benachbarten gesunden Steine unter dem Verkehrseinfluß leicht herbeiführen. Mit Rücksicht auf diese schlechte Eigenschaft ist es zu empfehlen, sich unter den Festigkeitswerten besonders den Dichtigkeitsgrad in Größe und Schwankung zu betrachten; ist letztere groß, dann ist Vorsicht geboten. In diesem Falle ist es angebracht, die

Steinhaufen anzuspritzen und danach zu beobachten, ob die einzelnen Steine gleich schnell trocknen, oder ob manche unter ihnen auffallend länger naß bleiben und in diesem Zustande mehr oder weniger schillern.

Dasselbe Bewässerungsverfahren empfiehlt sich auch für die Grauwacke, um in dem Steinhaufen den Gehalt von sogenannten „Schichtlingen“ festzustellen, die unter den äußeren Einflüssen gerne in 2 oder auch mehr Stücke spalten. Derartige minderwertige Steine verraten sich angeätzt leichter; sie bestehen nämlich aus verschiedenen gefärbten und danach auch meist aus Schichten ungleicher Festigkeit, die das kieselige Bindemittel nur solange aneinander zu haften vermag, als der Stein nicht den äußeren Einflüssen des Straßenverkehrs ausgesetzt ist. Beste Grauwacke muß gleichmäßige und dabei graublaue Farbe haben; aus ihr lassen sich Pflastersteine zu verhältnismäßig billigen Preisen herstellen. Wegen ihrer Güte in bezug auf Dauerhaftigkeit, Druckfestigkeit und Zähigkeit liefern sie auch in stark steigenden Straßen mit schwerem Verkehr wirtschaftliche Fahrbahnbeläge und haben dabei gegenüber dem teureren Granit den Vorzug, daß unter dem Verkehrseinfluß die Steinköpfe nicht geglättet und auch nur schwer gerundet werden.

Auf Porphyr und Quarzporphyr, Gesteine, die nicht wie die eben betrachteten (Melaphyr, Basalt, Granit und Grauwacke) in deutschen Städten allgemein verwendet werden und auch nur spärlich vorkommen, z. B. im Saar- und Nahgebiet sowie in den Vogesen, braucht nicht näher eingegangen zu werden. Unter dem Einfluß des Verkehrs erweist sich nur frisches Gestein als gut und billig, da alle Porphyrtypen mehr oder weniger stark von der Verwitterung ergriffen sind; in länger liegendem Fahrbahnbelag macht sich diese durch häufige Spaltung sowie starke und ungleichmäßige Abnutzung der Steine unter sich bemerkbar.

Zur Herstellung von Fahrbahnbelägen wurde früher nur Großpflaster verwendet, neuerdings aber hat auch Kleinpflaster Eingang gefunden und dehnt sich erfreulicherweise immer mehr aus. Bei den Stadtverwaltungen dürfte sich inzwischen die Erkenntnis durchgerungen haben, daß mit Kleinpflaster außerordentlich wirtschaftliche Beläge — billig in Anlage, billig bleibend in Unterhaltung und Erneuerung — von großer Dauerhaftigkeit unter dem herrschenden Verkehrseinfluß geschaffen werden können. Da derartige Beläge weit geräuscharmer zu befahren sowie leichter und auch rascher zu reinigen sind als der nach Regen länger naß bleibende Belag aus Großpflaster und außerdem wegen des reicheren Fugennetzes auch griffiger in steigenden Straßen für die Zugtiere sind, so muß das Kleinpflaster naturgemäß bei diesen unstreitigen Vorzügen das Großpflaster immer mehr verdrängen. Dazu verhilft auch die Tatsache, daß Großpflaster unmittelbar auf dem Straßenboden meist teurer ist als Kleinpflaster auf Chausseierung, beide in Sand verpflastert. Letztere Bauart ist zwar eine doppelte, aber insofern die zweifellos richtigere, als sie aus dem festen, dem Verkehrseinfluß entzogenen, stärkeren Unterbau — als dem tragenden und unvergänglichen Teil — und der der Abnutzung und sonstigen äußeren Einflüssen unmittelbar ausgesetzten, weniger stark gehaltenen Pflasterdecke — als dem getragenen und vergänglichen Teil — besteht. In dieser doppelten Bauart liegt also zweifellos ein wirtschaftlicher Wert; mit ihr ist gleichzeitig die Erhaltung der Ebenheit der Oberfläche eher verbürgt als mit der einfachen Bauart, die nur aus einer gegenüber Abnutzung, Zertrümmerung und Zerfall unwirtschaftlich stark ausgebildeten Pflasterdecke besteht. Deren weitere Beibehaltung und dazu ohne Fugenverguß muß namentlich bei wasserundurchlässigem Straßenboden durchaus verurteilt werden.

Nachstehender Kostenvergleich, auf die Verhältnisse mitteldeutscher Städte bezogen, möge die Richtigkeit vorstehender Ausführungen auch mit Zahlen beweisen:

Grosspflaster 15 cm hoch auf 9 cm starkem Sandbett über dem Strassenboden ohne Fugenverguss aus:				Bauteil- Herstellung einschl. Materiallieferung	Kleinpflaster 10 cm hoch auf 1 cm starkem Sand- bett über gewalz- ter Chaussierung aus:		
Granit	Grau- wacke	Basalt	Mela- phyr		Basalt	Granit	Grau- wacke
kostet in Mark:					kostet in Mark:		
—	—	—	—	1 qm Unterbau	3,40	3,40	3,40
13,60	11,60	10,25	11,25	1 qm Decke	5,50	7,30	5,60
13,60	11,60	10,25	11,25	1 qm Strasse	8,90	10,70	9,00
Der Bezugspreis der Pflastersteine in Mark ist hierbei für:							
62	50	42	48	1 cbm Grosspflaster	—	—	—
—	—	—	—	1 cbm Kleinpflaster	3,90	5,70	4,00

Das Kleinpflaster paßt sich bei einwandfreier Lieferung der Steine bezüglich Material und Bearbeitung sowie bei sorgfältiger Ausführung des Pflasters jedem Verkehr und jeder Steigung an; es liefert danach einen wirtschaftlichen Belag für Fahrbahnen, auf dem der Verkehr sich mit einem für Anwohner und Fußgänger durchaus erträglichen Geräusch abwickelt.

Bei den geringen Abmessungen der Kleinpflastersteine in Höhe, Breite und Länge gegenüber den Großpflastersteinen ist eine sorgfältigere Auswahl des Gesteins unbedingt geboten, ohne daß dadurch der Bezug merklich verteuert zu werden braucht. Die Wirkungen der äußeren Einflüsse, des Verkehrs und der Witterung machen sich bei diesen kleineren Baukörpern naturgemäß rascher und auffälliger geltend; es ist deshalb der städtische Straßenbautechniker verpflichtet, sich mit den guten und schlechten Eigenschaften der Gesteinsarten gründlicher zu befassen, als dies seither bei Verwendung von Großpflastersteinen nötig erschien. Das skrupellose Verfahren der Zuschlagserteilung an den Mindestfordernden muß hier vor der gewissenhaften Vergebung an den Preiswürdigsten im wirtschaftlichsten Interesse der Stadtverwaltung weichen. Die Mehrung der laufenden Ausgaben für Unterhaltung und Erneuerung wenig dauerhafter und stark sich verschleißender Straßenbeläge verträgt der Stadtsäckel weit weniger als die einmalige höhere Ausgabe zur Schaffung eines demgegenüber billig bleibenden Belags; namentlich was die verkehrsreicheren Fahrbahnen des Straßennetzes anbelangt! In dieser Hinsicht ist es durchaus als unwirtschaftlich zu bezeichnen, wenn seit Menschenaltern festgefahrene und gut unterhaltene Chaussierungen aus Fahrbahnen von Stadtstraßen herausgerissen werden, um Asphalt- oder Holzbelagen auf Beton Platz zu machen; unter Umständen schon zu einer Zeit, wo die Frage nicht genügend erwogen ist oder noch nicht völlig Klarheit darüber herrscht, ob und wann die in der Fahrbahn liegenden Leitungen einer Ergänzung oder Erneuerung bedürfen.

Zur gründlichen Beurteilung der Güte eines Gesteins genügt es aber nicht, nur die Festigkeitswerte vergleichend zu betrachten, wie sie die staatlichen Materialprüfungsanstalten liefern und worunter die neuerdings hinzugekommene Prüfung auf Schlagfestigkeit gerade für die Brauchbarkeit des Gesteins zur Herstellung eines wirtschaftlichen Kleinpflasterbelags einen nicht gering zu schätzenden Wert besitzt. Es können nämlich aus derartigen Prüfungsergebnissen leicht auch Trugschlüsse gezogen werden; namentlich haben zu hohe Druckfestigkeiten und zu geringe Ab-

nutzungsfähigkeiten keine verwertbare Bedeutung in der Beurteilung der Güte des Gesteins zur Verwendung im städtischen Straßenbau. Mittlere Druckfestigkeiten und gleichmäßiges Abnutzungsvermögen, das sind ausschlaggebende Werte! So haben z. B. hochkristallinische und sehr grobkörnige Gesteine mit ausreichender Druckfestigkeit, um 2500 kg/qcm herum für die Verwendung größere Bedeutung als z. B. dichte und feinkörnige mit auffallend hoher Druckfestigkeit. Hohes spezifisches Gewicht berechtigt auch nicht ohne weiteres zur Schlußfolgerung auf vorzügliches Gestein; es kann z. B. ein hoher Eisengehalt daran schuld tragen, ein derartiges Gestein ist dann der Verwitterung besonders leicht ausgesetzt. Ob und inwieweit ein Hartgestein mehr oder weniger verwittert oder zersetzt ist, darüber kann nur die petrographische Untersuchung (an Dünnschliffen unter dem Mikroskop) sicheren Aufschluß geben. In der Forschung des geologischen Auftretens werden diese Feststellungen wertvoll ergänzt und beweiskräftiger abgeschlossen. Die Verwitterungsvorgänge sind von wesentlichem Einfluß auf Druckfestigkeit, Abnutzbarkeit, Wetterbeständigkeit, Wasseraufnahmevermögen und Frosteinwirkung; es ist daher deren Kenntnis und Feststellung von ausschlaggebender Bedeutung. Die Sicherheit vor zukünftiger Zerstörung ist noch lange nicht gegeben, wenn die technische Prüfung befriedigende Ergebnisse bezüglich Druckfestigkeit und Wetterbeständigkeit aufweist. Schwankungen in den einzelnen Werten dieser Prüfung können nur aus der weiteren Feststellung der petrographischen Verhältnisse des Gesteins geklärt werden.

Es führen zwar jahrelange Beobachtungen der verschiedenen, in den städtischen Fahrbahnen verlegten und allen möglichen Einflüssen ausgesetzt gewesenen Gesteinsarten zuletzt auch zu einem meist ebenso treffenden Urteil von seiten des städtischen Straßenbautechnikers hinsichtlich der Güte und Brauchbarkeit der einzelnen Gesteine zu Pflasterzwecken, wie es sich die Arbeiter schon bei deren Abbau im Bruch allmählich aneignen und zwar aus Beobachtungen hinsichtlich Schußwirkung, Spaltbarkeit, Klang des Hammers und des Gesteins beim Aufschlagen; aber die Feststellung der technischen Eigenschaften im Verein mit derjenigen der petrographischen Beschaffenheit und des geologischen Auftretens erweist am ersten die Richtigkeit oder Berechtigung des durch Beobachtungen gewonnenen Urteils. Derartige Klarheit und Sicherheit in der Beurteilung der Güte der Gesteine ist vor allen Dingen da nötig, wo die aus ihnen hergestellten Pflastersteine an und für sich kleine Baukörper sind, welche mehr als bei Großpflaster auch nach dem Abrammen im Belag lediglich als Einzelkörper den äußeren Einflüssen ausgesetzt bleiben. Daher kann ein Kleinpflasterbelag schweren Fahrzeugen mit großer Geschwindigkeit nicht lange standhalten. Abgesehen davon ist aber dem Kleinpflaster als billiger, dauerhafter und geräuscharmer Belag neben der hygienischen auch die wirtschaftliche Bedeutung nicht abzuspüren; die Zahl der Stadtbauverwaltungen wächst daher zusehends, welche mit ihm auf einfachste, billigste und dauerhafteste Weise sich von den unwirtschaftlichen und unhygienischen Chaussierungen freimachen. In der Abhandlung: „Über Kleinpflaster in Stadtstraßen“ (Nr. 12—20 der Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau 1909) hat Verfasser die Vorzüge desselben hervorgehoben und dabei auch versucht, aus den Festigkeitseigenschaften eine Wertziffer K zur Beurteilung der Brauchbarkeit des Hartgesteins zu berechnen; die in Nr. 19 auf Seite 376 hiernach angegebene Formel ergibt, genau entwickelt, sich wie folgt:

$$K_{\text{normal}} = c \frac{a}{\sqrt{d} \sqrt{z}} = 1$$

Es bedeuten hierbei (Widerstand = W):

a = Gefügestärke, auf die Längeneinheit des Schleifwegs = 608 m (W gegen Abnutzung),

d = Druckfestigkeit, auf die Einheit Steinfläche = qcm (W gegen Zerdrücken),

z = Stoßfestigkeit, auf die Einheit Steinmasse = ccm bezogen (W gegen Zertrümmern).

Als Grenzwerte für die Brauchbarkeit werden gesetzt:

$a = 15 \text{ g}$

$d = 3000 \text{ kg}$

$z = 600 \text{ cmkg}$

hierfür $c = 31$, damit $K = 1$ wird.

Mit Hilfe dieser Formel kann die Brauchbarkeit des Hartgesteins zur Anfertigung von Kleinfleasetr hinlänglich genau beurteilt werden. Ergibt sich $K \geq 1$, dann ist die Verwendung unbedenklich, andernfalls ist, wenn $K < 1$ Vorsicht geboten. Es empfiehlt sich dann, die einzelnen Prüfungszahlen sich näher anzusehen und mit denen anderer bewährter Gesteine eingehend zu vergleichen, hierbei auch die Größe der Schwankungen in Betracht zu ziehen.

Der mit wachsendem Verkehr und mit der Vermehrung von Gewicht und Geschwindigkeit der Fahrzeuge immer mehr sich geltend machende Notschrei nach Beseitigung von Lärm und Schmutz hat auch zur Verwendung des Hartgesteins für Herstellung von Fahrbahnplatten geführt, die auf Beton in Zementmörtel verlegt und ausgegossen, vollkommen ebene und fugenlose Beläge liefern. Zur Herstellung wird Hartsteingrus aus Granit, Basalt und Porphyr verwendet; die Platten kommen entweder als gebrannte — Vulkanol — oder gepreßte — Basaltin, Granitoid — in den Handel. Die erstklassig hergestellten und gut ausgesuchten Vulkanolplatten erfüllen alle Bedingungen, die an einen modernen Fahrbahnbelag in einer Stadtstraße gestellt werden müssen: Es fährt sich auf ihnen geräuscharm, sie nutzen sich fast gar nicht und nur gleichmäßig ab, sind zu jeder Zeit rau und bleiben auch selbst in stärkerer Steigung so, sind unempfindlich gegen Hitze und Kälte, sehen immer sauber aus und lassen sich leicht und billig rein halten. Trotz aller dieser Vorzüge werden sie wohl schwerlich zur allgemeinen Verwendung in Stadtstraßen kommen, solange sie noch teurer wie andere gleichwertige Beläge sind, z. B. Asphalt und Holz ebenfalls auf Beton. In dieser Beziehung hätten die gepreßten Platten aus Hartsteingrus mit Zement und Traß mehr Aussicht. Jedoch wird auch ihre Anwendung nur eine beschränkte bleiben, weil sie stärkerem Verkehrseinfluß nicht lange widerstehen und sich hierbei nicht immer gleichmäßig abnutzen.

Ein Hauptübelstand des Plattenbelags überhaupt ist die Gefahr der Lockerung der Platten, anfangs einzelne und nach und nach mitunter ganze Reihen, die bei der nicht zu umgehenden Gründung auf Beton unvermeidlich ist. Sobald dieser Querrisse infolge von Temperaturschwankungen erhalten hat, reißt auch die darüber liegende Plattenfuge und damit ist die Gefahr der Plattenlockerung gekommen. Allerdings kann diesem Mißstand durch Einlegen von Fugen in der Quer- und nötigenfalls auch in der Längsrichtung begegnet werden; ganz behoben wird jedoch das Reißen des Betons dadurch nicht.

In deutschen Städten wurden die Fahrbahnplatten bis jetzt auf die erhärtete Betonunterlage mittelst Zementmörtels von 2—3 cm Stärke gebettet und ebenso auch unter sich mit dem gleichen Fugenvergüß verbunden. Die Betonunterlage dient dabei auch als Unterbau für die seitlichen Abschlüsse, für die Bordsteine in der Längs- und für die Abschlußbinder in der Querrichtung der Fahrbahn, welche aus je 2—3 Reihen Pflastersteine mit möglichst ebenen Oberflächen bestehen. Zwischen diesen Säumen und den äußersten Platten werden die Fugen in gleicher Weise mit Zementmörtel vergossen. Es besteht also die Fahrbahndecke aus einem vollkommen starren und mit dem Unterbau ebenso verbundenen Plattenbelag. Die Bauweise weicht also völlig von der gewöhnlichen Steinpflasterung ab, bei welcher bekanntlich jeder Pflasterstein elastisch gelagert und gegen den anderen, sowie gegen die Fahrbahnabgrenzungen elastisch abgestützt wird, durch Sandpolster im

Straßengrund und durch Sandfütterung an den Seiten. Wie aus den Fachzeitschriften hervorgeht, wird z. B. in Amerika auch für die Plattenfahrbahnen nur die elastische Bauweise angewendet; näheres hierüber findet sich z. B. in der Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau Nr. 9 von 1914, Seite 200 und 201 und in den dazu gehörigen Abbildungen 7—11 daselbst. Die deutsche, vollkommen starre Bauweise erscheint nicht unbedenklich insofern, als jeder Körper unter dem Einfluß von Wärme und Kälte sich ausdehnt und zusammenzieht, und daß, abgesehen von dem Material der Säumungen — der Bordsteine und der Abschlußsteine — die fest miteinander verbundenen Baukörper — Platten, Mörtel und Beton — unter diesen Einflüssen sich ganz verschieden rauminhaltlich verändern. Kommt nun die Einwirkung des Verkehrs hinzu, so erscheint es ganz unmöglich, daß der so gebildete starre Fahrbahnbelag auf längere Dauer eine einheitliche Masse bleiben und zweckentsprechend sich gleichmäßig abnutzen wird. Darauf weist schon die Tatsache hin, daß jeder noch so sorgfältig bezüglich Material und Verlegung hergestellte starre Plattenbelag stellenweise hohl liegt. Äußerlich mag nichts darauf hindeuten, indem nirgends sich ein Reißen oder Ausbröckeln des Fugenvergusses zeigt; aber durch Abklopfen kann aus dem Klang herausgehört werden, daß der Plattenbelag an einzelnen Stellen von seiner Unterlage, sei es vom Mörtelbett oder mit diesem zusammen von Beton abgeplatzt sein muß. Auf diese Weise fand Verfasser, daß ein ungefähr $30 \times 25 \text{ m}$ großer und nach allen Seiten hin eben verlegter Plattenbelag ringsum am Rand noch fest auflag, in der Mittelfläche aber hohl lag. Andere derartig hergestellte Fahrbahnen mit der üblichen Querwölbung der Oberfläche erwiesen sich an den Rändern nach den Bordsteinen zu auf ungefähr 1—2 m Breite fest; in der Mittelfläche aber, wo sich der Fuhrverkehr für gewöhnlich abwickelt, stellenweise trotz überall unverletzter Fugen hohl liegend. Die Vermutung lag nahe, daß die Plattenmasse eine erhebliche Ausdehnungsfähigkeit besitzt, welche hauptsächlich im Hochsommer unter Sonnenglut und Verkehr für den Belagsbestand nachteilig zur Geltung kommen müsse. Demgemäß wurden vom physikalischen Institut einer deutschen Universität 1913 verschiedene Straßenbaumaterialien untersucht und es ergab sich danach folgende Ausdehnungszahl für:

1. Basalt	2. Granit	3. Vulkanol	4. Basaltlava	5. Basaltin
1	1	1	1	1
230000	230000	200000	160000	104000

Es folgt daraus, daß das Material der aus Naturgestein gebrannten Platten (Vulkanol) zwar größere, aber nicht erheblich größere Ausdehnungsfähigkeit als zähes und dichtes Hartgestein wie Basalt und Granit, jedoch kleinere als weniger zähes und dazu poröses Hartgestein hat, wie es z. B. Basaltlava ist.

Aus der Ausdehnungszahl $\frac{1}{200000}$ ergibt sich z. B. bei

einem Wetterunterschied von 50 Grad Sonnenglut und 10 Grad Nachtkühle = 40 Grad Cels., daß z. B. eine 8 m breite starre Plattendecke sich in die Quere um

$$\frac{8000 \cdot 40}{200000} = 1,6354 \text{ mm}$$

streckt. Ist sie nun fest mit dem Unterbau verbunden und seitlich ebenso begrenzt, so muß sie unter dem Einfluß der Sonnenglut in Eigenspannung geraten. Bei der allseitig starren Rahmung kann ein Ausgleich nur dadurch stattfinden, daß der an und für sich gewölbte Belag sich noch mehr wölbt und sich dabei naturgemäß vom Unterbau abhebt. Ist der Stich der Fahrbahnfläche z. B. 15 cm und fällt z. B. deren Wöblinie mit einem Kreisbogen vom Halbmesser 55 m zusammen, dann gehört zu einer Sehne von z. B. 8,17 m Breite der Fahrbahn ein Bogen von $8,177343 \text{ m}$ = Wöblänge der Fahrbahnoberfläche. Will sich diese nun

III. Hartgestein im Vergleich mit Asphalt und Holz.

Großpflaster ist in den Hauptstraßen der Städte vorzugsweise durch Asphalt verdrängt worden. Es liegt auch, was Wirtschaftlichkeit anbelangt, keine Veranlassung vor, an ihm als dem geräuschreichsten Belag zur weiteren Verwendung in den Hauptstraßen einer Stadt festzuhalten: Wie aus Tafel 2 hervorgeht, stellt sich Asphaltpflaster auf Beton schließlich nicht teurer als Großpflaster auf Gestück. Ohne letzteres hat Großpflaster in ausgesprochenen Verkehrsstraßen nicht die feste Unterlage, welche zur Erhaltung der Ebenheit und Vermeidung fortgesetzter, den Verkehr in empfindlicher Weise störenden Unterhaltungs- und Erneuerungsarbeiten gehört.

Wie oben bereits bei dem Steinpflaster erwähnt, liefert der Gußasphalt einen billigen und haltbaren Belag für Gehwege, der sauber und leicht zu reinigen, sowie rasch und einfach auszubessern ist, im großen und ganzen eben bleibt und sich jederzeit sanft begehen läßt. Die Nachteile demgegenüber bestehen darin, daß ein besonderer Unterbau aus Beton nötig ist, dessen Herstellung, Aufbruch und Wiederherstellung teuer und zeitraubend ist; dazu kommt noch, daß auf der Gehfläche aus Asphalt die Nässe zu lange haftet. Kunstplatten aus Naturgestein können dagegen bei der großen Festigkeit ihrer Masse unmittelbar auf dem geebneten Straßenboden zur Verlegung kommen. Auch für Fahrbahnen ist Gußasphalt auf Beton in vielen Städten Deutschlands eingeführt worden und hat sich schon jahrzehntelang, namentlich in der Innenstadt (Altstadt) bewährt, um schmale und schattige Sträßchen mit vorzugsweise leichtem Verkehr sauber und eben zu gestalten. Ziemlich rauh von Haus aus läßt er sich bis zu 5 Prozent Steigung dauernd verkehrssicher verwenden. Dies ist beim Stampfasphalt nicht der Fall, mit dem schon bei 2 Prozent die Beläge verkehrsunsicher werden. Namentlich in wellig gelegenen Städten ist dessen Anwendung beschränkt; hier trägt nichts mehr zur Gefährdung der Verkehrssicherheit bei wie der stetige Wechsel, sei es in der Steigung der Fahrbahn oder in der Beschaffenheit des Belags derselben. Wo sich steile an ebene Fahrbahnen anreihen, wo auf fugenlosen und ebenen Belag fugenreicher und rauher folgt, ist naturgemäß das Stürzen der Zugtiere am häufigsten; begünstigt wird dasselbe noch dadurch, daß der fugenreiche Belag womöglich am Gefällwechsel schon aufhört statt in den ebenen Teil des Straßenzugs mindestens so weit hineinzureichen, bis das Zugtier den Wagen über den Gefällwechsel hinaus befördert hat. Diese bauliche Maßnahme ist namentlich

dann am Platze, wenn in der Nähe des Gefällwechsels und auf der flacheren Strecke Schächte zu Straßenleitungen eingebaut sind; deren vorwiegend metallene Oberflächen sind von Anfang an meist eben, wenig rau und werden allmählich glatt gefahren, sodaß das Zugtier nicht dauernd den nötigen Halt hat.

Gußasphaltbeläge halten häufigen und schweren Verkehr nicht aus, und Stampfasphaltbeläge bieten nur in flachen Straßen die erforderliche Verkehrssicherheit für Fahrzeuge aller Art; damit erklärt es sich zum Teil, daß die andere Gruppe geräuscharmer Beläge, die Holzpflasterbahnen, sich in stärker steigenden, bedeutenderen Stadtstraßen mehr oder minder ausbreiteten. An und für sich erscheint Holzpflaster als ein vollkommener Belag, was die Geräuscharmut anbelangt; aber schon in der Herstellung müssen Mehrkosten gegenüber Stampfasphalt aufgewendet werden, weniger bei Weichholz, auffallend mehr aber bei Hartholz. Ersteres ist weniger dauerhaft, leichter abnutzbar, aber rauher und durch Tränkung ohne oder besser mit Druck fäulnissicherer gemacht; letzteres dagegen recht dauerhaft, schwer abnutzbar, durch reichlichen Gehalt an Gerbsäure von Natur aus vor Fäulnis hinreichend geschützt, aber es neigt zur Glätte und zum Schwinden. Die Streitfrage, ob Hartholz oder Weichholz wirtschaftlicher in der Verwendung ist, scheint zugunsten des letzteren sich entschieden zu haben. Wenigstens ist dies aus dem lesenswerten Werkchen von H. Freese, Berlin: „Das Holzpflaster in London“ 1914 zu entnehmen. In dieser Stadt wurde früher danach vorzugsweise Hartholz verwendet, das neuerdings fast ausschließlich durch Weichholz ersetzt wird. Offenbar hängt dies mit der Tatsache zusammen, daß die neuen Tränkungsverfahren das Weichholz nachhaltiger vor zu raschem Faulen schützen. Die Tränkung desselben geschieht nicht mehr durch bloßes Tauchen in die schützende Flüssigkeit (Teeröl), sondern stets unter Hochdruck; zuvor wird im Kessel unmittelbar nach Einfahren der Holzstöckel eine Luftleere erzeugt, sodaß die Holzmasse so viel als möglich alsdann von der einströmenden Flüssigkeit durchtränkt wird.

Holzpflaster ist auf jeden Fall kein wirtschaftlicher Belag und wird mit der Zeit infolge ungleicher Abnutzung auch unhygienisch. Die Geräuscharmut wird also teuer erkaufte, und es ist die vorherrschende Ansicht der deutschen Straßentechniker, Holzbelag nur noch in Ausnahmefällen (auf Brückenrampen, vor Krankenhäusern, in Vorfahrten usw.) anzuwenden, wohl zu verstehen.

IV. Hartgestein als Steingeschläg.

a) Wassergebundene Decken.

Der mit Zunahme des Autoverkehrs lebhafter hervorgetretenen Forderung, Staub und Schmutz aus den Stadtstraßen zu beseitigen, würde am besten genügt werden können, wenn zunächst neben den Kiesflächen auch die Chaussierungen beseitigt würden. Zum Bau der letzteren wird ausschließlich Geschläg aus Hartgestein verwendet. Je nach Korngröße unterscheidet man Grobschotter (3 bis 5 cm), Feinschlag ($1\frac{1}{2}$ —3 cm), Grus ($\frac{1}{2}$ —1 cm). Diese einzelnen Körnungen werden nacheinander auf die Fahrbahn geschüttet, alsdann lagenweise mittelst Pferde- oder Dampfwalze gepreßt und zuletzt mit einem kieseligen Bindemittel durchsetzt, um zum Schluß zu einer dicht geschlossenen Steindecke verwalzt zu werden. Während des ganzen Arbeitsvorgangs wird ausgiebig Wasser verwendet, um eine rasche und dichte Herstellung zu sichern. Naturgemäß ist nicht das Hartsteingeschläg der eigentliche Staub- und Schmutzerzeuger, sondern das Bindemittel, zu welchem meist Grubenkies, Grubensand, weniger Flußsand genommen wird. Es wäre daher nicht gerechtfertigt, sich von dem Geschläg selbst und damit von der billigsten Herstellung der Fahrbahndecken abzuwenden.

Von jeher wurde das vorzugsweise würfelige und weniger schliffrige Geschläg und demgemäß besonders zum Flicker das teure Handgeschläg dem billigen Maschinengeschläg vorgezogen. Neuerdings sind aber die Steinbrechmaschinen derartig vervollkommen worden, daß auch würfeliges Maschinengeschläg beliebiger Korngröße, materialrein und dabei billiger als Handgeschläg geliefert werden kann; diese Tatsache ist besonders für Herstellung dauernd billiger Fahrbahnen von Stadtstraßen wirtschaftlich wertvoll.

Anstelle der kieseligen Bindemittel, die unter dem Einfluß der Hitze zu Staub zerfallen, unter dem Verkehr sich zermahlen und in der Nässe zu Schmutz aufquellen, sind neuerdings solche getreten, die diesen Einflüssen besser widerstehen und sich unter ihnen nur schwer und erst nach Jahren ändern. Es sind das die bitumenartigen Bindemittel, wie sie uns die Natur als Asphalt oder die Fabrik als Teer liefert. Gegenüber dem kieseligen Bindemittel haben sie aber den Nachteil, daß sie die Fahrbahnfläche unter Regen und Frost sowie bei Laubfall glätten; sie sind daher höchstens bis zu 6 Prozent Steigung in deutschen Städten bisher (in Amerika angeblich bis 14 Prozent in Asphaltmakadam) verwendet worden. Da aber im neuzeitlichen Straßenbauwesen die Steigungen, wenn irgend durchführbar, bis höchstens 5—6 Prozent festgelegt werden, so ist die Verwendung des Hartsteingeschlägs zur Herstellung bituminöser Fahrbahnen im eigentlichen Stadterweiterungsgebiet so gut wie unumschränkt. Aus den älteren Stadtteilen mit meist stilleren Straßen wird dagegen die alte Chaussierungsbauart auch fernerhin nicht gut auszumerzen sein; zu empfehlen ist, sie als festen Unterbau zum Überzug mit Kleinpflaster aus Grauwacke zu verwenden und dadurch auch in stärker steigenden Altstraßen Schmutz und Staub zu vermindern. Aus einer vorher geräuscharmen wird dadurch zwar eine geräuschschaffende Fahrbahn, aber meist war der Fuhrver-

kehr daselbst nie stark gewesen. Jedenfalls ist ein derartiger Überzug besser und wirtschaftlicher als die Chaussierung zu belassen und den Staub mit allen möglichen Laugenlösungen zu bekämpfen. Im großen und ganzen hat sich bei derartigen Maßnahmen ergeben, daß die Mittel im Verhältnis zu den Kosten von viel zu geringer Wirkung sind. In den Jahren 1909 bis 1913 hat Verfasser eingehende Versuche in der Staubbekämpfung mittelst Laugenlösungen gemacht; das Ergebnis, insbesondere der Wirtschaftsgrad, die Vor- und Nachteile beim Bereiten und Aussprengen der Laugenlösungen sind in Tafel 3 zusammengestellt.

Die Bituminierung des Steingeschlägs kann auf zweierlei Weise vor sich gehen, entweder durch Behandlung der Deckenfläche oder der Deckenmasse. Im ersteren Falle spricht man kurzweg von Oberflächen-, im letzteren von Innenteerung; streng genommen erfolgt die Bituminierung unter Verwendung von Mischungen aus Teer mit Öl oder aus Asphalt-Öl mit Pech oder Asphalt-Öl mit Asphalt.

Zur Oberflächenteerung, besser Oberschichtenteerung, muß die Deckenmasse eine gewisse Aufsaug- und Eindringfähigkeit, sowie der Teer eine gewisse Dünflüssigkeit haben, damit er genügend tief einsickert. Dies ist für den ersten Aufguß unbedingt notwendig, damit weniger ein teppichartiger Überzug als eine wirkliche Durchtränkung der oberen Schichten auf 1—2 cm erreicht wird. Hierzu eignet sich vorgekochter Rohteer gut; er ist alsdann genügend wasserarm und schäumt als Zeichen dafür nicht mehr, wenn er bis auf 180 Grad Cels. erhitzt wird.

In straßenbautechnischer Hinsicht sind die Rohteere außerordentlich verschieden, wie Tafel 4 zeigt. Die Kohle, aus der bei der Gas- oder Koksbereitung der Teer gewonnen wird, ist ja auch zu verschiedenen geologischen Zeitaltern entstanden und wird dazu an ganz verschiedenen Stätten mehr oder weniger tief im Erdinnern gefunden. In der Zusammensetzung der Kohle bestehen erhebliche Unterschiede und demgemäß muß dies bei ihren Zersetzungsprodukten auch der Fall sein; zu ihnen gehört aber der Teer. Dazu kommt weiter, daß die Destillation der Kohle auf den verschiedenen Werken abweichend untereinander betrieben wird. Die Gaswerke z. B. arbeiten entweder mit fast wasserarmen oder mit stehenden Retorten oder mit Kammeröfen; je nachdem ist der anteilige Gehalt an Ölen und Pech ein ganz verschiedener und nach Grothe z. B. folgender:

Fraktionen u. deren Grade in C	Je nach Bauart der Retorten als:			Destillate u. deren spec. Gewicht
	liegende	Kammer- öfen	stehende	
	ergaben sich an Destillaten:			
0° — 170°	9%	6%	5%	Leichtöl: . . 0,98
170° — 230°	8%	21%	16%	Mittelöl: . . 1,02
230° — 360°	30%	33%	42%	Schweröl: . . 1,04 Anthracenöl: 1,08
über 330°	50%	40%	35%	Pech

Aus der Zusammenstellung geht hervor, daß bei der Gasbereitung in stehenden Retorten ein Teer entsteht, der straßenbautechnisch am wirtschaftlichsten ist, weil er den größten Gehalt an schwerflüchtigen Mittel- und Schwerölen hat. Auch der geringste Gehalt an Pech ist straßenbautechnisch insofern von Vorteil, weil dasselbe zum Teil aus freiem Kohlenstoff besteht, der als rußige Masse die Klebkraft des Bitumens beeinträchtigt. Wichtig ist auch die Tatsache, daß die meisten Gaswerke das gewonnene Gas einer sofortigen Reinigung von Naphthalin unterziehen und hierzu Teeröle verwenden, welche alsdann mit diesem Naphthalin gesättigt in die Behälter zurückfließen, wo der Teer aufgespeichert wird. Naphthalinreicher Teer ist aber straßenbautechnisch minderwertig, indem das Naphthalin bei niedriger Temperatur krystallisiert, bei höherer schmilzt; die bituminöse Steindecke hat demgemäß die Neigung, zu verspröden oder zu erweichen, zwei bedenkliche Eigenschaften für deren Bestand unter der Einwirkung des Verkehrs und der Sonne.

Teer mit hohem Gehalt an leichtflüchtigen Kohlenwasserstoffen und dazu wasser- und ammoniakreich, also spezifisch leichter Teer, versprödet bald nach dem Eindringen; er verfällt meist völlig zu braunem Pulver. Straßenbautechnisch guter Teer soll hohen Gehalt an schwerflüchtigen Kohlenwasserstoffen und geringen an freiem Kohlenstoff haben; letzterer ist, wie gesagt, als rußige Masse kleblos und daher in Benzol, Anilin, Pyridin usw. nicht löslich. Erzeugt die örtliche Gasfabrik nicht einen derartigen Teer, überwiegt in ihm insbesondere der Gehalt an leichtflüchtigen Kohlenwasserstoffen und freiem Kohlenstoff, so ist der Bezug von hochwertigem Rohteer, d. i. Kokereiteer, zu empfehlen; die dadurch bedingten Mehrkosten machen sich durch längere Haltbarkeit meistens bezahlt. Jedenfalls ist ein derartiger Teer für den zweiten Guß sehr angebracht, weil dadurch erst die eigentliche Bituminierung der Deckenmasse vor sich geht. Hat aber die örtliche Gasfabrik einen hochwertigen Rohteer, so empfiehlt sich dessen doppeltes Abkochen vor diesem zweiten Aufstrich, sodaß nur zähes Weichpech mit schwerflüchtigem Öl in Lösung die Straße deckt. Auch für die Wiederholung des Aufstrichs in ein- oder mehrjährigen Abständen ist derartig vorgekochter Teer zweckmäßig, weil der Überzug erfahrungsgemäß länger vorhält.

Destillierter Teer ist zur Oberflächenbehandlung nicht zu empfehlen, weil damit mehr ein bloßer, unter dem steten Einfluß von Regen und Frost wenig oder gar nicht haftender Überzug erhalten wird als eine genügende Durchtränkung der Oberflächenschicht; er ist zu dickflüssig und wird gekocht nicht wesentlich dünnflüssiger. Der Teeraufstrich soll, wenn irgend möglich, auf grade besonnte oder künstlich erwärmte Flächen erfolgen; in die dadurch gut gelockerte Deckenmasse dringt der Teer naturgemäß am stärksten und tiefsten ein. Im Falle der Verwendung von destilliertem Teer als einem Gemisch von Pech mit Anthrazen-Öl muß den jeweiligen Temperaturverhältnissen entsprechend gemischt werden, also bei mäßiger Wärme mehr Öl, im Hochsommer aber mehr Pech.

Die Oberflächenbehandlung hat sich bis jetzt als haltbar nur auf Straßenflächen erwiesen, die wenig oder gar nicht dem Fuhrverkehr dienen, also in ausgesprochenen Wohnstraßen; unterm Verkehr wird die dünne und wenig widerstandsfähige Teerhaut leicht abgeschliffen und rasch zermalmt. Auf ausgesprochenen Gehflächen wie Plätze, Promenaden und Schulhöfe, die vornehmlich mit Kies befestigt sind, ist die Oberschichtentränkung mit Teer sehr zweckmäßig; sie werden dadurch allmählich wasserdicht gemacht und infolgedessen bei Nässe besser begehbar erhalten. Die alljährliche Wiederholung des Teeranstrichs verbilligt auch die Unterhaltung gegenüber der früheren Erneuerung in Kies; auf derartig durchtränkten Kiesflächen läßt es sich nicht merklich härter gehen als vorher.

b) Bituminöse Decken.

Die andere Art der Bituminierung des Steingeschlags, die aus Amerika und England stammende Innenteerung, hat nunmehr auch in Deutschland sich seit 5 Jahren heimisch gemacht; sie breitet sich seitdem mit jedem Jahre mehr in Stadt und Land aus. Eigene Erfahrungen in dieser Zeit haben erkennen lassen, was alles bei der Bereitung und dem Einbau beobachtet werden muß, um sich die Haltbarkeit der Innenteerung möglichst lange zu sichern. Es gehen zwar zurzeit die Ansichten über die zweckmäßigste und zweckdienlichste Bauart weit auseinander; die örtlichen Verhältnisse sind dazu auch zu verschieden. Alle Bestrebungen aber, die beste Bauart herauszufinden, sind wohl von der Erkenntnis geleitet, daß mit Hilfe der bituminösen Bauweise auf den Fahrbahnen aller Straßen auf einfachste und billigste Weise Geräusch, Staub und Schmutz zu beseitigen ist.

Verschiedene Wege sind seither eingeschlagen worden, um zu diesem Ziele zu gelangen. Es muß hierbei auseinandergelassen werden, ob das Steingemisch vor dem Einbau oder nach der Einwalzung bituminiert wird. Im ersteren Falle handelt es sich um die Zeit und Geld erfordernde Innenteerung nach dem Misch-, im letzteren Falle um die raschere und billigere Innenteerung nach dem Durchtränkungsverfahren. Dieses hat vor dem Mischverfahren den Vorzug, daß es nicht wie dieses abhängig von Maschinenanlagen wie Trockner, Entstauber, Entmischer und dergl. ist und nur einiger Aufschmelzkessel und Gießkannen bedarf. In beiden Fällen wird ein und dasselbe bituminöse Bindemittel verwendet; bei dem Durchtränkungsverfahren mitunter kalt. Wenn davon ausgegangen wird, daß bei der bituminösen Bauweise ein Gemenge aus Hartsteingeschlag mit Bitumen verklebt werden soll, so ist dazu zweierlei unbedingt erforderlich: Das Steingeschlag muß entsprechend zusammengesetzt sein und das Bindemittel stark und nachhaltig kleben! Zweifellos ist es dabei am zweckdienlichsten, wenn das bituminierte Steingemisch eingebaut und auch gewalzt wird, solange es heiß ist. Es muß demnach die Bereitung und der Einbau so rasch als möglich vor sich gehen, also am besten durchweg maschinell unter stetem Schutz gegen Regen und Nachtkühle! Ist schon das rohe Hartsteingeschlag aus verschiedenen Körnungen so dicht als möglich zusammengemischt, dann dient das bituminöse Bindemittel mehr zum Verkleben der Steinkörner untereinander als zur Ausfüllung der Steinhohlräume. Die Dampfwalze preßt die heißen und durch den klebrigen Überzug klitschigen Steine vollends dicht ineinander. Die Zusammensetzung des Steingemisches und die Stärke der Walzschichten bedingt und erhält die Ebenheit und Geschlossenheit der Decke unter den verschiedenen Einflüssen; insbesondere darf sich die Deckenmasse nicht zerdrücken. Das Steingerüst muß so durchgebildet und so zusammengesetzt sein, daß es bei jeder Witterung gleich tragfähig bleibt. Es kommt nicht darauf an und es ist als ganz nebensächlich zu betrachten, ob und wie das Bindemittel mitträgt, wie nachstehend näher beleuchtet werden soll.

Alles Bitumen verändert sich im Laufe der Zeit; aus zähklebrigem schwarzem Leim wird allmählich spröde, bröckelige und schließlich zu braunem Pulver zerfallende Masse. Diese Umwandlung vollzieht sich im Freien am raschesten, jedoch bei Kunstbitumen weit schneller als bei Naturbitumen. Ersteres wird gewonnen durch Destillation von Rohteer, bis außer ammoniakhaltigem Wasser auch alle Leicht- und Mittelöle ausgetrieben sind, sowie durch Mischung des Rückstandes danach, des Weichpechs mit dem aus ihm zuletzt gewonnenen Schweröl (Anthrazenöl), kurz Pech-Öl bezeichnet. Das Naturbitumen dagegen ist in jedem, durch Abbau gewonnenen Asphaltgestein enthalten; bei dem in Deutschland bis jetzt vorzugsweise verwendeten Trinidad-Asphalt macht es 56 Prozent desselben aus. Reiner ist der Bermudez-Asphalt mit 97 Prozent Natur-

bitumen. Dieses mehr oder weniger gereinigte Asphaltgestein wird mit Asphalt-Öl verschmolzen, wie es aus Petroleumrückständen oder — nach Graefe — noch besser aus asphalthaltigen, paraffinarmen Erdölen gewonnen wird; diese Zusammensetzung ergibt den sogenannten Asphaltzement. Das billige, schneller zerfallende Bindemittel ist demnach das Pech-Öl, das teure und beständigere der Asphaltzement. Das erstere wird fabrikmäßig rasch und unter Anwendung hoher Temperaturen (270 Grad Cels.) gewonnen, das letztere hat sich im Laufe undenklicher Zeiten unter Druck und mäßiger Wärme in der Natur selbst gebildet; sie gibt es sogar flüssig aus der Tiefe des Erdinnern ab, Trinascol genannt.

Grundsätzlich muß an dem Unterschied in Natur- und Kunstbitumen festgehalten werden; einzelne Chemiker betonen dabei noch, daß bei der Teerdestillation zur Gewinnung von Pech-Öl für Straßenbauzwecke neben leicht- und mittelflüchtigen Kohlenwasserstoffen auch Stoffe ausgetrieben werden, welche die Beständigkeit des Bitumens bedingen, bis jetzt aber nicht erforscht und erkannt sind. Die Verwendung von Kunstbitumen sei daher nicht allein gewagt, sondern überhaupt zu verwerfen. Dagegen wird von anderen Chemikern dieser Standpunkt als viel zu weitgehend erachtet und sogar behauptet, aus jedem beliebigen Rohteer könne durch Destillation geeignetes Pech-Öl gewonnen werden; eine Gewähr für die Beständigkeit wird allerdings nicht übernommen. Darauf kommt es aber jedem Straßentechniker an, der die Verantwortung für die vorgeschlagene Bauart zu tragen hat und auch jedem Unternehmer, der für die Haltbarkeit seiner Ausführung zu haften hat. Will er in dieser Hinsicht sichergehen, so muß er von dem Teersyndikat in Essen — bei dem allein die Bestellungen auf Pech-Öl zurzeit möglich sind — verlangen, daß eine ganz bestimmte Teererzeugnissefabrik mit der Ausführung der Lieferung nach Vorschrift und Preisangabe des Syndikats beauftragt wird. Nicht diejenige Fabrik darf in Betracht kommen, welche dem Wohnort des Bestellers am nächsten liegt, sondern diejenige, welche den straßenbautechnisch hochwertigsten Rohteer verarbeitet. Die Chemiker sind es selber, welche den Beamten und Unternehmern seither unzweideutig auf diese Forderung dem Syndikat gegenüber hingewiesen haben, daß also der bei Gewinnung von Hüttenkoks anfallende Teer, der Kokereiteer, der bessere Rohteer in straßenbautechnischer Hinsicht ist. Die Eigenschaften der hierzu verwendeten Kohle, die bei der Verkokung üblichen Temperaturen, die vorherrschende Bauart der Öfen bedingen, daß nur hochwertiger Rohteer sich ergebe. Aus vergleichenden Analysen wird diese Hochwertigkeit nachgewiesen, bestehend in verschwindendem Wasser- und auffallend geringem Gehalt an leichtflüchtigen, sowie reichen Gehalt an schwerflüchtigen Ölen; wertvoller sei auch das Pech, weil es überwiegend mehr aus löslichem Kohlenstoff (Bitumen) als aus freiem (Rus) besteht.

Wenn demgegenüber die erstere Behauptung aus den Kreisen der Spezialchemiker als beweiskräftig und maßgebend hingenommen wird, wonach:

1. aus jedem beliebigen Rohteer geeignetes Pech-Öl erhältlich ist,
2. aus hochwertigem Rohteer infolge Anwendung greller Hitze zu rasch zur Versprödung geeignetes Pech und Öl gewonnen wird,

so müßte das nach dem schweizerischen, dem Äberliverfahren, bituminierte Steingemisch, am haltbarsten sein. Die Klebkraft, Dehnbarkeit und Zähigkeit des Bindemittels müßte recht lange vorhalten; denn bei diesem Verfahren wird beliebiger Rohteer verwendet. Außerdem wird das Steingeschlag bei mäßiger Hitze (ungefähr 40 Grad Cels.) bituminiert und alsdann monatelang unter Luftabschluß gelagert, damit die sich verflüchtenden Öle nicht in die Luft entweichen, sondern von der Bitumenhülle der

Steine aufgesogen werden, wodurch die Beständigkeit des Bitumens erhöht wird. Erweisen sich diese Vermutungen als stichhaltig, so wäre dies von größter wirtschaftlicher Bedeutung, weil mit dem Äberliverfahren die billigsten bituminösen Steindecken sich bisher herstellen ließen. Leider hat aber die Erfahrung in Deutschland bis jetzt ergeben, daß die Äberlidecken oft nicht lange gehalten haben. Die Ursachen des vorzeitigen Verfalls, gekennzeichnet durch Risse und Mulden in der Decke und durch Bildung von Rollsteinen, sind bis jetzt nicht genügend geklärt, wie aus dem Bericht über die erste Tagung der Äberli-Vereinigung zu Eisenach am 16. Mai 1914 zu entnehmen ist. Zu ihrem eigenen Vorteil und zur besseren Erforschung der Ursache der seitherigen Mißerfolge würde sie beitragen, wenn diese eigenartige Bereitung nur noch unter Verwendung besten Rohteers, des Kokereiteers, erfolgte. Dadurch würde das Verfahren etwas verteuert, aber es würde sich hiernach am schnellsten erweisen, ob dasselbe tatsächlich auf dem richtigen Wege wäre und als das wirtschaftlichste Verfahren mit Recht angesprochen werden könnte. Von der Hand zu weisen ist dies ohne weiteres nicht, wie aus der von dem internationalen ständigen Verband der Straßen-Kongresse im Jahre 1913 preisgekrönten Abhandlung des Fulhamer Stadtgenieurs Wood gefolgert werden kann. Dieser erkennt an, daß die in reichlichem Maße dem Naturbitumen innewohnenden, wertvollen Eigenschaften auch im Teer sich vorfinden; aus ihm sei also die fabrikmäßige Gewinnung gleichwertigen Kunstbitumens unter gewissen Voraussetzungen möglich. Nach Wood ist beliebiges Bitumen als Bindemittel für Steingeschlag dann weder zu spröde noch zu weich, wenn es bei den vorherrschenden Temperaturgrenzen im Sommer und im Winter elastisch bleibt. Dazu muß das Bitumen zunächst ein mittleres Fließvermögen (Viskosität) haben; auf ein solches kann erfahrungsgemäß geschlossen werden, wenn bei 0 Grad Cels. durch bloßen Fingerdruck die Neigung zum Fließen fühlbar ist, das Fließen selbst aber bei 50 Grad Cels. noch nicht eintritt. Demgegenüber ist nach amerikanischen Grundsätzen das Fließvermögen des Bitumens ein mittleres, wenn unter dem Druck einer Flüssigkeitssäule von 10 cm durch eine Viskosimeteröffnung von 2 mm Durchmesser 60 ccm Teer auf 100 Grad Cels. erhitzt, in nicht weniger als 150 und nicht mehr als 450 Sekunden durchfließen.

Neben dem mittleren Fließvermögen muß aber auch ausreichendes Dehnungsvermögen (Ductilität) vorhanden sein. Dies ist der Fall, wenn ein aus ungefähr 87 Teilen Sand bestimmter Feinheit und ungefähr 13 Teilen Teer gekneteter und geformter Vollwürfel von je 7 cm Seitenlänge und 1 cm Stärke in 7 Tagen so hart wird, daß er alsdann, frei auf Schneiden fast in Würfelbreite gelagert, sich nicht durchbiegt, wenn in der Würfelmitte die Schneide eines Stabes mit einer Gewichtsbelastung von höchstens 200 gr aufgelegt wird. Erst bei einer Erhöhung derselben auf 250 gr darf der Würfel brechen, wobei die Durchbiegungsbelastung nicht größer als 80 Prozent der Durchbruchlast betragen darf. Die ganze Prüfung geschieht bei gewöhnlicher Zimmertemperatur.

Es sei wiederholt, daß Rohteer, wenn er genügend haften und kleben soll, möglichst arm an Stoffen sein muß, die diesen Zweck vereiteln; dazu gehört neben Wasser auch freier Kohlenstoff. Ferner muß der Gehalt an schwerflüchtigen Kohlenwasserstoffen überwiegen. Wertvoller als der Gasteer ist in dieser Hinsicht der Kokereiteer, dessen Bitumen auch deshalb beständiger ist, weil sein Schmelzpunkt ein mittlerer und ungefähr bei 65 Grad liegt. Damit wird der Gefahr vorzeitiger Versprödung und dem Mißstand unzulässig starker Erweichung wirksam vorgebeugt.

Wie bereits erwähnt, sollen bei der Destillation von Teer bis zur Gewinnung von Weichpech und Anthrazenöl

Leichtöle sich mit verflüchtigen, welche in dem bei mäßiger Wärme nur langsam entstandenen Naturbitumen verblieben sind. Daraus folgt, daß das Kunstbitumen von Haus aus härter als das Naturbitumen ist. Es braucht demnach zur Umwandlung in bituminöses Bindemittel mehr Ölzusatz. Das ist ein weiterer Nachteil gegenüber dem Naturbitumen, weil der Grad der Vergänglichkeit mit dem Ölzusatz wächst und mit ihm auch die Fähigkeit zur Emulsion. Wenn noch ein wesentlicher Gehalt an Naphthalin — von Natur aus oder infolge der Gaswäsche — dazu kommt, so ist der Teer und das aus ihm gewonnene Kunstbitumen und Schweröl der ganzen Zusammensetzung nach ein mindestens mit großer Vorsicht zu gebrauchendes Bindemittel zur Herstellung bituminöser Steindecken. Zurzeit dürfte es daher am zweckmäßigsten sein, nur Kokereiteer zu verwenden; von ihm allein steht bis jetzt fest, daß sein Gehalt an straßenbautechnisch hochwertigen Bestandteilen reichlich ist, und hierin nach den zahlreichen Analysen nur unwesentlich schwankt.

Unter diesen im großen und ganzen unsicheren Verhältnissen in bezug auf ein haltbares Bindemittel fragt es sich für den Straßenbauer, welche Maßnahmen zu ergreifen sind, um im Bau bituminöser Steindecken einigermaßen mit Sicherheit auf Erfolg vorzugehen. Soll Verwendung des Kunstbitumens als Klebemittel überhaupt aufgegeben und nur noch Naturbitumen verwendet werden? Da die Teerproduktenwerke selbst keine Gewähr für Lieferung hochwertiger Pech-Öle übernehmen, so können auch die Unternehmer für Pechmakadamstraßen den Stadtverwaltungen gegenüber keine eingehen. Andernfalls müßte der Vertragspreis so erhöht werden, daß die Ausführung in Asphalt, z. B. in Stampfasphalt, nicht viel teurer zu stehen käme, für deren Güte und Haltbarkeit jeder Unternehmer eine Gewähr von 15 Jahren unbedenklich leistet. Die Ausführung von Pechmakadam in Regie dagegen muß dem städtischen Baubeamten als gewagt erscheinen, für die Haltbarkeit wird er der Stadtverwaltung gegenüber sich am wenigsten dann verbürgen können, wenn es sich um Einführung neuer Beläge handelt, deren Bewährung nirgends genügend ausgeprobt ist. Die Ausführung sogenannter Versuchsstrecken hat aber in allen denjenigen Fällen wenig verwertbare Bedeutung bis jetzt gehabt, wo mehrere Jahre Beobachtungsdauer erforderlich sind; inzwischen tauchen in der Regel wieder neue Verfahren auf, die das Zurückgreifen auf frühere Versuche meist als zwecklos und unwahrscheinlich erscheinen lassen. Für den Straßenbaubeamten ist es daher wohl ratsam, sich von einem derartig unsicheren Baumaterial so wenig abhängig als möglich zu machen. Um dies zu erreichen, muß er sich darüber klar werden, wie das Steingeschlag in Körnung und Mischung zu wählen ist, damit das bituminöse Bindemittel nichts weiterem als seinem eigentlichen Zweck, dem Verkleben der Steinkörner untereinander zu dienen braucht. Die Einflüsse der Witterung und des Verkehrs sollen also von dem trag- und widerstandsfähigen Baukörper, dem Steingerüst, in erster Linie aufgenommen werden. Auf einwandfreie Ausführung muß es demnach bei der bituminösen Bauweise weit mehr ankommen als bei der wassergebundenen, wenn man deren Nachteile vermeiden will, wie sie dem gewöhnlichen Makadam obigen Einflüssen gegenüber anhaften: Unbeständige Masse, erhebliche Innenreibung, ungleiche Abnutzung, plötzliche Zertrümmerung, kurz ständige Neigung zu vorzeitigem und ungleichartigem Verfall.

Schon in der Abhandlung des Verfassers: „Über die Sicherung des Erfolges bei Teerungen in Stadtstraßen“ (Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau 1911 Nr. 11 bis 17) ist auf die Wichtigkeit hingewiesen worden, gerade bei bituminösen Decken zweckmäßigem und einwandfreiem Aufbau des Steingerüsts Beachtung zu zollen. Nachdem der Verfasser inzwischen durch eingehende Versuche die Erfordernisse hierzu festgestellt hatte, ist in einer weiteren

Abhandlung: „Ein Beitrag zur allgemeinen Einführung des Teerbetons in Stadtstraßen“ (Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau 1912 Nr. 19—21) die hiernach in Wiesbaden erfolgte Ausführung näher beschrieben worden. Der Zustand der seit 1911 so hergestellten Fahrbahnen in Steigungen bis zu 6,7 Prozent war bis jetzt durchweg gut. Sie haben mehr oder minder lebhaftem und darunter auch schwerem Verkehr seither standgehalten. Es hat sich aber gezeigt, daß in stärker steigenden Straßen der Teerbeton im Winter leidet; bei der großen Sprödigkeit des Bitumens wird die Deckenmasse alsdann durch die auf die Radreifen aufgelegten Eisschuhe und anscheinend auch durch die Schneeketten der Autos stellenweise wundgerissen. Sonst aber liegen nach dreijähriger Anwendung dieser Bauart alle Anzeichen dafür vor, daß der richtige Weg eingeschlagen wurde, um auf einfache, rasche und billige Weise haltbare Teerbetondecken aus Steingeschlag zu schaffen; zu einem endgültigen Urteil bedarf es jedoch noch einer längeren Beobachtungsdauer.

Durch die Versuche stellte es sich heraus, daß die verschiedenen Körnungen des Steingeschlags hinsichtlich der Vermischung zweckmäßig nach Tragkorn und Klebkorn unterschieden werden, je nachdem die Kornstärke oder die Kornhülle überwiegt, auf die Raumeinheit Deckenmasse bezogen. Unter der Verkehrslast weicht eine Schottermasse um so weniger aus, je größer und je gleichmäßiger das Korn ist; um eine gewisse Belastung ohne erhebliche Verschiebung aufnehmen zu können, muß daher in einer Schotterdecke das gröbere Korn, das Tragkorn, vorherrschen. Die feineren Körnungen haben lediglich den Zweck der Ausfüllung der Hohlräume zwischen den gröberen Kornarten, sowie zur satteren Verklebung unter sich. Die Grenze zwischen Trag- und Klebkorn wird auf + 1 cm Kornstärke für die weiteren Betrachtungen festgelegt. Wird in dieser Hinsicht das größte Korn, der Grobschotter mit 6 cm Stärke mit dem schwächsten Korn, dem Grus mit 1 cm Stärke verglichen und die Würfelform hierbei zugrunde gelegt, so gehen auf ein Grobschotterkorn 216 Korngrus, nehmen also den gleichen Raum ein. 216 Gruskörner von 1 cm haben aber 6 mal mehr Oberfläche als ein Grobkorn von 6 cm, brauchen also 6 mal mehr Bitumen zur satten Umhüllung. Nun ist aus der Betontechnik bekannt, daß die Hohlräume eines Schotterhaufens stets 40—45 Prozent betragen, einerlei, ob derselbe aus lauter Steinen von 6 cm oder solchen von 1 cm Korn besteht, und ferner, daß das Minimum an Hohlräumen nur durch Vermengung von Steinen möglichst vieler Korngrößen erreicht wird. Es gilt nun, hieraus eine Nutzenanwendung in der Zusammensetzung der bituminösen Steinmasse zu ziehen; die Übertragung ohne weiteres ist jedoch nicht angängig; Denn der Zementbeton ist starr, bleibt so und ist auch vorzugsweise nur ruhender Belastung ausgesetzt; der Teerbeton ist aber elastisch und soll möglichst auch so bleiben, dabei ist er wechselnden Einflüssen stetig ausgesetzt. Unter ihnen sind es die der Witterung, welche das bituminöse Bindemittel bald weich, bald spröde machen. Auf diese demnach dauernd unbeständige Fahrbahnmasse wirkt nun jahraus jahrein der Verkehrseinfluß immer gleich stark; es ist klar, daß bei dementsprechend nicht richtig zusammengesetzter Steinmasse das elastische Bindemittel zu sehr in Mitleidenschaft gezogen wird, was sich durch Ausspringen der Deckenmasse im Winter, durch Wellen- und Muldenbildung, kurz durch Verdrückung im Sommer äußern muß. Bestände die bituminöse Decke nur aus Grobschotter, so würden sich die einzelnen Steine untereinander so wenig berühren, daß sie im Frost auch ohne Verkehrseinfluß voneinander abplatzen würden; wäre nur Grus vorhanden, so würden sich die Steinchen unter Hitze und Verkehr fortwährend verschieben und wandern. Im ersteren Falle ist eben zu wenig, im letzteren aber zu reichlich Bitumen als tätig wirkendes Klebemittel vorhanden.

Aus diesen Erwägungen heraus wurde das unbedingt notwendige Mischungsverhältnis von Tragkorn zu Klebkorn ermittelt, sowie die jeweilige Größe des Zusatzes des ersten zu letzterem zwecks Erzielung des Hohlraumminimums. Das Schlußergebnis der Messungs- und Mengungsversuche ist in Tafel 5 zusammengestellt. Es muß darnach zu Tragkorn stets Klebkorn zugesetzt werden und nicht umgekehrt; ebenso muß sich bei der Abstufung der Mengen stets an Tragkorn Klebkorn anreihen. Die Grundlage dieser Abstufungen wird gebildet durch das Raummaß des jeweiligen Wassers, welches zur Ausfüllung der Hohlräume des vorgängigen Steinkorns nötig ist. Von dieser Hohlraumwassermenge dürfen aber nur 0,78 Teile als Maß des nächstfolgenden, des Zusatzkorns, genommen werden; auf diese Weise wird, wie die Versuche weiter ergaben, das dichteste Steingemisch geschaffen. Wird Tragkorn zuerst und alsdann immer abwechselnd Klebkorn mit Tragkorn in der Abstufung des jeweiligen Hohlraumgehalts \times der Dichtigkeitszahl 0,78 zugesetzt, also in der Reihenfolge Grobschotter, Grus, Feinschlag und Steinsand, so ergibt sich das ausgetrobbene Gesamtverhältnis von Tragkorn zu Klebkorn wie 3 : 1. Die Versuche zeigten, daß dieses Gemenge unter Belastung am standfestesten auch dann blieb, wenn die Reibung der Steinkörner untereinander durch Angießen mit Öl wesentlich verringert wurde. Demgegenüber erwies sich ein in gleicher Herstellungsweise, aber nach der Reihenfolge Grobschotter, Feinschlag, Grus und Steinsand, also nach Tragkorn, Tragkorn, Klebkorn, Klebkorn abgestuftes Gemenge auffallend weniger standfest und zeigte mit Öl durchgossen, weit mehr Neigung unter Belastung seitlich auszuweichen. Schon der bloße Anblick der so verschieden gemischten beiden Steinhaufen nebeneinander wies darauf hin, daß im zweiten Haufen die Menge von Grus und Sand als Klebkorn viel zu gering im Verhältnis zu derjenigen von Grobschotter und Feinschlag war, und daß demgemäß nur ungenügend Bitumen in die Deckenmasse wird eingebracht werden können. Auf Abbildung 5 fällt dieses Mißverhältnis zwischen Tragkorn und Klebkorn auf, wenn die Kornmischung nach a oder b, also falsch abgestuft wird.

Unter Verwendung der Dichtigkeitszahl 0,78 und des in den Grenzen von 40—45 Prozent schwankenden Hohlraumgehaltes irgend eines Steinhaufens von bestimmter Korngröße — bei Sand jedoch nur 25 Prozent — ergibt sich als zweckmäßiger Zusatz im Mittel 0,33 der Grundmenge; demnach z. B.:

Klebkorn	Korn-		Tragkorn
	Größe in cm	Art	
—	3 — 5	Grobschotter	4 Teile
1,3 Teile	$\frac{1}{2}$ — 1	Grus	—
—	$1\frac{1}{2}$ — 3	Feinschlag	0,45 Teile
0,15 Teile	$\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{3}$	Sand	—

1,45 Teile : Klebkorn zu Tragkorn : 4,45 Teile

Das Verhältnis von Tragkorn zu Klebkorn ist also ungefähr wie 3 : 1, wie oben bereits erwähnt, um größte Standfestigkeit des dichtesten Steingemenges mit nicht zu viel, aber auch nicht zu wenig Klebflächen in dessen Innerem zu erhalten.

Neben der zweckmäßigsten Zusammensetzung handelte es sich weiter darum, auch den richtigen Aufbau der Deckenmasse, die zweckmäßigste Schichtung theoretisch und praktisch herauszufinden. Maßgebend hierfür ist die Beanspruchung der Deckenmasse durch den Verkehr. Druck, Schlag und Schub wirken auf sie vom Fahrzeug wie vom

Zugtier ausgehend ein, müssen sich in ihr allseitig fortpflanzen können und müssen von ihr auf die Deckengründung ausreichend übertragen werden. Es ist klar, daß bei der Erstarrung des Bitumens im Winter und seiner Erweichung im Sommer eine möglichst gleichmäßige Inanspruchnahme von Deckenfläche und Deckenmasse bei dem in Größe und Richtung so verschiedenartig wirkenden Verkehrskräften stattfinden muß; am ersten ist dies der Fall, wenn zunächst die Fahrfläche vollkommen eben und aus Steinkorn gleicher Größe gebildet wird. Es ist weiter klar, daß Auffangen und Übertragen dieser Kräfte um so allseitiger ist und damit um so weniger eine ungleiche Inanspruchnahme von Deckenflächen und Deckenmasse aufkommen kann, je kleiner das Deckenkorn ist. Daher ist Verfasser von vornherein in Wort und Schrift für Herstellung eines besonderen Deckenabschlusses einheitlicher Art, für einen Bitumenüberzug mit eingewalztem Grus, eingetreten, wenn er auch bei einer Studienreise 1909 im Mutterlande des Teerbetons, in England nirgends diesen Überzug vorgefunden hat, und wenn auch deutsche Beamte und Unternehmer denselben zur Ausführung in deutschen Städten ebenfalls für entbehrlich hielten.

Aus gleichen Erwägungen heraus bekämpfte Verfasser auch den nur einschichtigen Aufbau, wenn es sich um Herstellung von Decken mit 8—10 cm Stärke handelte: Der Übergang ist zu schroff, wenn in der Masse durch und durch bis zur Oberfläche überall größtes neben feinstem Korn lagert. Auf eine derartig zusammengesetzte einschichtige Deckenmasse nutzt auch ein vergruster Bitumenüberzug nichts: Verdrückung der sonnendurchwärmten Masse unter dem Verkehrseinfluß ist die unausbleibliche Folge dieser allzu sprunghaften Schichtung; gekennzeichnet wird sie nach außen durch Mulden- und Wulstbildung, zuerst in der Spurfläche für die Bergfahrten. Infolgedessen ist der Einbau einer weiteren Schicht zwischen einer derartigen Grundsicht mit allen möglichen Korngrößen und dem Deckenabschluß mit nur feinstem Korn nicht nur zweckmäßig, sondern durchaus notwendig. Diese Mittelschicht wurde aus Feinschlag, Grus und Sand gebildet, ebenfalls unter Verwendung der obigen Mischzahl 0,33. Danach ergibt sich z. B.:

Klebkorn	Korn-		Tragkorn
	Größe in cm	Art	
—	$1\frac{1}{2}$ — 3	Feinschlag	4 Teile
1,4 Teile	$\frac{1}{2}$ — 1	Grus	—
0,5 Teile	$\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{3}$	Steinsand	—

1,9 Teile : Klebkorn zu Tragkorn : 4 Teile

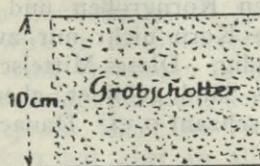
Das Verhältnis von Tragkorn zu Klebkorn ist somit nicht wie bei der Grundsicht 3 : 1, sondern rd. 2 : 1; der anteilige Gehalt an Klebkorn ist also wesentlich höher. Das hat zur Folge, daß die Deckenmasse bitumenhaltiger ist, demnach unter dem Verkehrseinfluß mehr zum Zerdrücken neigt und durchwärmt alsdann eher schiebt. Als oberste Schicht ist sie überhaupt am stärksten den Witterungseinflüssen ausgesetzt; der Verkehrseinfluß auf die Deckenmasse nimmt dazu mit der Tiefe ab. Gegenüber der Grundsicht ist die Mittelschicht einerseits weniger standfest, namentlich zur wärmeren Jahreszeit und andererseits stärker beansprucht. Das verträgt sich nicht miteinander und kann in Wirklichkeit nur dadurch ausgeglichen werden, daß die Stärke der Mittelschicht entsprechend geringer bemessen und am besten nicht mehr genommen wird als das Grundkorn, der Feinschlag stark ist, also nicht mehr als 3 cm. Die nach diesen Versuchen und Erwägungen aus Wissenschaft und Erfahrung ausgeführten Teerbetondecken

haben sich bis jetzt einwandfrei gehalten, wie oben bereits erwähnt wurde. Dazu haben allerdings auch noch andere Mittel verholfen, so die ausschließliche Verwendung von Pech und Öl aus destilliertem Kokereiteer. Die maschinelle und damit die rasche und gründliche Trocknung, Entstaubung und Bituminierung des genau nach dem beschriebenen Verfahren gemischten Steingeschlags, alle diese Bearbeitungen der Walzmasse durchweg heiß und ebenso auch der Einbau und die Verwalzung! Um den Vortrieb weniger abhängig von den wechselnden Einflüssen der Witterung, namentlich des Regens, zu machen, waren Decken bereitgelegt und leicht zu versetzende Zelte aufgeschlagen worden; im Bedarfsfalle konnte damit sofort die jeweilige Einbaustelle unter Witterungsschutz genommen und der Vortrieb selbst zu einem gewissen Abschluß auch nach Einsetzen des Regens gebracht werden. Die Zelte haben eine Grundfläche von 4×6 m und bestehen aus 2 untereinander durch Pfetten und Sparren verbundenen Bindern; fertig aufgeschlagen sind sie so leicht, daß zur Versetzung an jedem Binderpfosten nur je ein Mann, also für das Zelt 4 Mann nötig sind.

Die Herstellung des Teerbetons darnach ist weder zeitraubend noch umständlich, mithin auch nicht kostspielig. Richtig erwogener und sorgfältig durchgeführter Steinaufbau sichert in erster Linie längere Deckendauer und ebenso Ebenheit und Geschlossenheit der Decke unter möglichst gleichmäßiger Abnutzung derselben. Alsdann bleibt für das veränderliche und vergängliche Bitumen nichts weiter übrig als seine eigentliche Zweckbestimmung:

Die satte und elastische Verklebung dichtesten, nach oben hin sich im Korn verfeinernden und in der Schichtenstärke sich verringernden Steingeschlags!

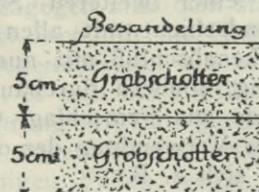
Äberli-Verf.



1 Vollschicht

Grobschotter u. Feinschlag

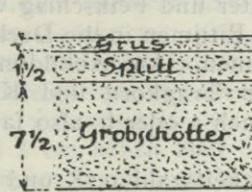
Nassauer-Verf.



2 gleiche Vollschichten

Grobschotter u. Feinschlag durch und durch

Quarrite-Verf.



3 ungleiche Vollschichten

Grobschotter u. Feinschlag nur unten

Wiesbadener-Verf.



2 ungleiche Vollschichten

Grobschotter u. Feinschlag unten
Feinschlag mitten

In den einzelnen Querschnitten ist das jeweilig in den verschiedenen Schichten vorherrschende Tragkorn und darunter auch die Eigenart jedes Verfahrens vermerkt. Es würde zu weit führen, auf die Bewährung der einzelnen Verfahren näher einzugehen; kurz gesagt, die drei ersten zeigten bald nach der Übergabe an den Verkehr Risse, Mulden, Wulste und lose Steine, alles Merkmale dafür, daß die Deckenmasse nicht gehörig verklebt und auch nicht standfest genug ist. Derartige Zerstörungen zeigten sich naturgemäß zuerst in den eigentlichen Fahrflächen. Schuld an dieser geringen Dauerhaftigkeit mag jedoch nicht allein die einzelne Bauart, sondern auch die zeitweise sehr ungünstige Witterung gehabt haben, wodurch der Einbau mitunter verzögert, ja sogar längere Zeit unterbrochen werden mußte, z. B. durch Platzregen und Schneewehen. Die nähere Untersuchung ergab, daß die Zerstörung des Bitumens beim Quarriteverfahren bereits nach einjährigem Liegen eine vollständige war, während sie sich beim Äberli-Verfahren auf ungefähr $\frac{1}{4}$, beim Nassauer Verfahren auf ungefähr $\frac{1}{2}$ Tiefe erstreckte; beim letzteren wurde das hochwertigste Pechöl (Kokereiteer aus Ruhrkohlen), beim Äberli-Verfahren guter Rohteer (Wiesbadener Gasteer) und bei dem Quarrite-Verfahren ein Pechöl verwendet, das aus Rohteeren mit durchweg bedenklich hohem Gehalt an freiem Kohlenstoff (Ruß)

Diese Merkmale sind jetzt auch in dem Beschluß des internationalen Straßenkongresses 1913 als wesentliche festgestellt worden; zu Frage 3 — Herstellung von Schotterdämmen unter Verwendung von Teerbitumen oder Asphalt — lautet der Beschluß II²:

„Bei bituminösem, einschließlich Teer und Asphalt-Makadam, der durch das Mischverfahren hergestellt ist, sollte die Größe der Schotterstärke so gewählt und so abgestuft werden, daß eine geschlossene Decke mit möglichst wenig Hohlräumen erzielt wird. Wenn das gewählte Herstellungsverfahren mehr als eine Lage Schotter erfordert, sollte die obere oder Abnutzungsschicht aus kleinen Schotterstücken gebildet werden.“

Mit Rücksicht auf die Tatsachen, daß bis jetzt für Lieferung stets gleichartigen und straßenbautechnisch hochwertigen Pechöls keine genügende Sicherheit besteht, sowie darauf, daß fast alle Städte keine eigenen Straßenbaulaboratorien bis jetzt besitzen, um Untersuchungen in dieser Hinsicht rasch und billig vor Verwendung des Pechöls anstellen zu können, empfiehlt Verfasser als weitere Verbesserung für den Überguß nicht Pechöl, sondern Asphaltzement zu verwenden. Die Kosten der Herstellung werden dadurch fast nicht verteuert, weil die nach obigem Verfahren hergestellten und verwalzten Teerbetondecken so dicht sind, daß in sie nur noch wenig Bitumen eindringen kann. Dasselbe dient demgemäß fast nur zum Anstrich der Oberfläche, wofür höchstens 2 kg/qm erforderlich sind.

Nachstehend werden die vom Verfasser in 1910 und 1911 ausgeführten Teerbetonverfahren mit den Unterschieden in Körnung und Schichtung gegenübergestellt:

bereitet war. Die geringe Haltbarkeit der beiden letzten Deckenausführungen dürfte demnach auch auf zu geringes Vorhalten der an und für sich dürftigen Klebkraft des Bitumens zurückzuführen sein. Die Mängel der einzelnen Bauarten zeigten sich in dem mehrere Monate anhaltenden heißen Sommer 1911 auch noch dadurch auffällig, daß das Pechöl seitlich an den Decken erheblich herausquoll. Bei den nach dem Wiesbadener Verfahren von 1911—1913 ausgeführten Decken war bis jetzt nirgends ein solcher Ausfluß zu bemerken; ebenso auch kein Verdrücken durch Verkehr während der Hitze. Derartige Mängel widersprechen eben dem Wesen der Bauart, das in ausreichender und gleichbleibender Tragfestigkeit dichtest gemischten Steingeschlags besteht, sodaß der stetige Wechsel von Witterung und Verkehr auch in den äußersten Grenzen darin nicht auffallend und plötzlich veränderlich wirken kann.

Die aufgepickelten Decken nach dem Äberli- und Nassauer Verfahren besaßen, wie gesagt, nach der Tiefe zu noch vollständige Zähklebrigkeit des Pechöls; damit erwies sich also, daß hochwertiges Pechöl nur schwer unter den Einflüssen der Witterung zum Verfall kommt und sie ebenso schwer in das Deckeninnere eindringen läßt. Auch diese Wahrnehmungen bestimmten den Verfasser zu der bereits erwähnten weiteren Verbesserung des Verfahrens, in-

dem der Deckenschluß bei nachfolgenden Ausführungen nur noch mit Naturbitumen, also unter Verwendung von Asphaltzement statt Pech-Öl zur Herstellung kam. Dadurch wird der Gefahr vorzeitiger Versprödung nach obigen Darlegungen des Unterschieds von Kunstbitumen gegenüber Naturbitumen in straßenbautechnischer Hinsicht am wirksamsten vorgebeugt. Gegen die vom Verfasser von vornherein verfochtene allgemeine Einführung des Deckenschlusses wurde geltend gemacht, daß dadurch die Fehler des Deckenaufbaues nur verdeckt und außerdem die Bauart unnötig verteuert würde. Von der Hand zu weisen sind diese Einwände ohne weiteres nicht; nach obigen Darlegungen und nach Anerkennung der Berechtigung des Bitumenüberzugs durch den internationalen Straßenkongreß London 1913 erübrigt es sich jedoch, weiter derartige Bedenken zu erörtern; sie sind durch den erwähnten Beschluß gegenstandslos geworden. Der Überzug ist mittlerweile bei allen Ausführungen Regel geworden; ohne ihn muß allein schon den verschiedenen Witterungseinflüssen gegenüber die bituminöse Bauweise als halbfertig bezeichnet werden.

Alle diese früheren und jetzt weiter beweiskräftig ins Feld geführten Darlegungen des Verfassers dürften besonders durch den neuesten Bericht des Geschäftsausschusses des internationalen ständigen Verbandes vom 1. April 1912 bis 31. Mai 1913 wesentlich gestützt werden. Hiernach sollen die Versuche in den Prüfungsanstalten nunmehr auch auf die Erforschung der geeignetsten Mischungen zur Erzielung des Mindestmaßes von Hohlräumen ausgedehnt werden; ferner auch auf die Bestimmungen, wie die dichtgefügtsten Massen erhaltlich sind, und welchen Einfluß die Menge an Bindestoff auf die Widerstandsfähigkeit der Masse hat. Es spiegeln sich in diesen Maßnahmen also alle Fragen wieder, welche der Verfasser auf eigenem Versuchsfelde zu klären und durch vollkommenere als die bisher bekannt gewordenen und von ihm besichtigten Ausführungen zu lösen suchte. Die Schlagwörter Tragkorn und Klebkorn enthalten und umfassen sozusagen alles, was der Erforschung begehrllich erscheint, um den bituminösen Decken allgemeine Anwendung in wirtschaftlichster Nutzenanwendung für Stadt und Land zu verschaffen; Staub, Lärm und Schmutz können dann auch nicht mehr als Belästigung von der Allgemeinheit empfunden werden!

Bei der bedeutenden Rolle, die bituminöse Bindemittel zum Bau neuzeitiger Straßenbeläge nunmehr spielen, dürfen auch andersartige Bestrebungen zur Verbesserung dieses Bindemittels nicht unerwähnt bleiben. Sie bestehen darin, daß hydraulische Zuschläge dem Pech-Öl beigemischt werden, wodurch dessen vorzeitige Versprödung aufgehoben und die Deckenmasse nicht allein wasserdicht, sondern auch gleichmäßig abnutzbar bis zum Grunde gemacht würde. In der Tat würde die Wirtschaftlichkeit dieser an und für sich nicht teuren Bauweise durch derartige Verbesserungen erheblich zunehmen, wenn ein so zusammengesetzter Baukörper das Gemenge aus Steingeschläg vollends dichten und sich mit ihm so fest verbinden würde, daß überall gleicher Widerstand gegen Abnutzung für die Deckenmasse sich ergäbe. Ob es möglich ist, eine derartig gleichartige und dazu recht dauerhafte Steinplatte zu schaffen und unter dem dauernden Einfluß von Verkehr und Witterung auch so zu erhalten, dürfte nach den Ergebnissen solcher Ausführungen recht zweifelhaft sein: Die Mißerfolge überwiegen die Erfolge!

Die Absicht, durch Verarbeitung der bituminösen Steingeschlägmischung mit einem hydraulischen Bindemittel deren Wasserdichtigkeit und innere Festigkeit zu erhöhen, ist an und für sich naheliegend und auch begründet.

Es steht ja fest, daß alle hydraulischen Bindemittel wasseranziehend sind und mit Wasser zersetzt, Körper ergeben, die recht fest werden und am Hartgestein besonders innig haften. Es steht weiter fest, daß diese Erhärtung auch bei Zusatz von Öl vor sich geht, daß hierdurch die Zugfestigkeit nicht, die Druckfestigkeit indessen wesentlich

verringert, die Wasserdichtigkeit aber um so mehr erhöht wird. Der Ölzusatz verringert aber die Haftfestigkeit am Gestein; wenn auch die Elastizitätsziffer dadurch nicht verändert wird, so wird jedoch die bleibende Verkürzung unter Druck erheblich vermehrt. Derartige Bindemittel sind demnach entweder spröde oder nachgiebig; sie haben also nur für Bauausführungen verwertbare Bedeutung, die ständig ruhenden Belastungen ausgesetzt sind. Dazu zählen keine Straßen-, sondern nur Hochbauten, deren Mauerwerk, wenn es sich genügend gesetzt hat, fast ausschließlich senkrechten und immer gleichbleibenden Druck aufzunehmen hat, wie er von den einzelnen Gebäuden ständig ausgeübt wird. Da das Setzen recht langsam vor sich geht, ist es recht zweckmäßig, ein allzusehnelles Erhärten des Bindemittels, z. B. verlängerten Zementmörtels, durch geeignete Zusätze, z. B. Öl oder Traß zu erschweren.

Straßenbauwerke dagegen sind ständig wechselnden Beanspruchungen in bezug auf Größe und Richtung ausgesetzt; für sie genügt es nicht, daß ihr Bindemittel bloß wasserdicht ist und bleibt; genügend zäh und ausreichend widerstandsfähig muß es sein und auf längere Zeit auch so vorhalten! Solch' ein Bindemittel ist aber bis jetzt nicht gefunden, selbst im Naturbitumen nicht, das derartige Eigenschaften zwar im hohen Maße besitzt, sie aber unter den äußeren Einflüssen von Verkehr und Witterung schließlich doch verliert. Es erscheint deshalb ein vergebliches Bemühen, ein derartiges Bindemittel künstlich, auf mechanischem oder chemischem Wege zu schaffen; dazu ist der Wechsel von Hitze und Frost, Regen und Schnee zu häufig und zu heftig! Auch bestes, d. h. in reinster Masse unmittelbar gewonnenes Naturbitumen zersetzt sich unter ihnen unvermeidlich und in der Regel früher als geahnt oder erwünscht. Trotz dieser Erkenntnis soll das Kunstbitumen durch entsprechende Zusätze noch hochwertiger gemacht werden! In diesem Bemühen geht man davon aus, daß der Rohteer aus Mittelölen und Schwerölen besteht, die sauerstoffhaltig sind; so enthält z. B. das Mittelöl Karbolsäure $C_5 H_6 O$ mit Phenol und das Schweröl Kreosotöl $C_7 H_8 O$ mit Kreosot. Ferner davon, daß diese sauerstoffhaltigen Öle dem Gemisch aus Teerdestillationen, dem Pech-Öl zugesetzt werden können; neuzeitliche Forschungen von Dr. Ing. Hambloch-Andernach haben weiter ergeben, daß diese sauerstoffhaltigen Verbindungen bei einem Zusatz von Kalk und Traß zu Teer einen innigen Austausch zwischen Kalk und Teer und weiter eine gegenseitige Reaktion zwischen Calciumoxyd, Kalkhydrat und der Kieselsäure des Trasses eintreten lassen. Es sollen demnach chemische Kalkseifen gebildet werden, die durch die freie Kieselsäure des Trasses in natürliche Doppelverbindungen oder Doppelsalze umgesetzt werden.

Es muß abgewartet werden, ob diese Vermengungen des sauerstoffhaltigen Pech-Öls mit hydraulischen Bindemitteln die erwartete praktische Bedeutung erlangen, ob damit eine größere Gleichartigkeit von Steingeschläg und Bindemittel, eine größere Innenfestigkeit der Deckenmasse und damit die Fähigkeit, sich gleichmäßig abzunutzen, erzielt wird. Wäre dies möglich, dann würden die Mehrkosten der Herstellung reichlich aufgewogen, dann wäre die Anwendung bituminöser Teerdecken auch in verkehrsreichen Stadtstraßen, also eine noch ausgedehntere als bis jetzt für wahrscheinlich erachtet, gesichert. Die Erwartung jedoch, daß sich die Abnutzung gleichmäßig bis zur Sohle erstreckt, dürfte voraussichtlich nicht in Erfüllung gehen, auch wenn nur Leichtverkehr vorherrscht: Bei einer gewissen Abnutzungstiefe kann die dünne Deckenmasse nicht mehr den äußeren Einflüssen widerstehen, sie bröckelt aus und verfällt. Es liegt dem Verfasser fern, die verwertbare Bedeutung des derartig zusammengesetzten bituminösen Bindemittels in Zweifel zu ziehen, zumal bekannt geworden ist, daß dessen Druckfestigkeit bis zu 240 kg/qcm beträgt. Aber man darf sich nicht der Tatsache verschließen, daß die Körper einer Straßendecke nicht bloß durch Kräfte in senk-

rechter Richtung, auf Druck und Schlag, sondern auch durch solche in beliebiger Richtung, auf Stoß und Schub, beansprucht werden. Dient dazu das Bindemittel mehr zum Füllen der Steinhohlräume als zum Verkleben der Steine selbst, hat es demnach die Steinmasse erheblich durchsetzt, so übertragen sich solche Kräfte nur auf benachbart gelagerte Körper, also von Stein auf Bindemittel als Füllmasse zuerst und nicht unmittelbar von Stein auf Stein. Nun ist jeder Mörtel ein spröder Körper und bleibt es auch; das reine Pech-Öl im Winter aber auch und erst recht, wenn es mit hydraulischen Zuschlägen durchsetzt wird. Zwar ist diese Jahreszeit die verkehrärmste und die Deckenmasse leidet infolgedessen am wenigsten durch den Verkehr, aber gerade in dieser Zeit der größten Sprödigkeit zieht sich die Deckenmasse am stärksten zusammen. Die Bildung von Rissen ist die natürliche Folge davon; in sie kann Regen, Schnee und Frost eindringen. Durch Nässe, Quellen und Treiben wird die Deckenmasse alsdann in ihrem Halt gelockert und in ihre Einzelkörper zerlegt; auch schwacher Verkehr begünstigt dieses Zerstörungswerk.

Was folgt aus diesen Betrachtungen? Ist der Zusatz von derartigen, hydraulischen Zuschlägen, von Kalk und Traß zum Pech-Öl zu groß, dann kommt der mörteltechnische Charakter, bestehend in Sprödigkeit auch außerhalb der eigentlichen Winterszeit zur Geltung; andernfalls aber wird die Unbeständigkeit des Pech-Öls wohl nicht in dem beabsichtigten Maße genügend behoben. Es erscheint demnach das Bestreben schwer erfüllbar, ein bituminöses Bindemittel für Straßendecken hart, zäh, wasserundurchlässig und dazu noch fast so fest als das Steingeschlag zu machen. Insbesondere erscheint letzteres ausgeschlossen, die physikalischen Eigenschaften gehen hierfür zu weit auseinander, wie nachstehende Tabelle zeigt, wobei die Zahlen der mechanisch-technischen Prüfungsanstalt in München bezüglich der Stoßfestigkeit (Zähigkeitsgrad) verwendet wurden.

Vergleich der Festigkeiten von Steingeschlag zu Bindemittel.

Steingeschlag		Festigkeiten	Bindemittel	
Basalt	Granit		Cementmörtel	Pech-Öl mit Kalk-Traß
2050—4386	1300—2680	Druckfestigkeit in kg/ccm	308—358	bis 240
2600	2200	im Mittel	336	—
263—819	122—995	Zähigkeitsgrad in kg/ccm	8,41—13,65	—
766	217	im Mittel	10,65	—
3,4	10,1	Sprödigkeitsverhältnis	31,5	unbekannt

Der untersuchte Zementmörtel im Mischungsverhältnis 1 : 3 war etwa $\frac{1}{2}$ Jahr alt, trotzdem aber ergibt der Vergleich, daß das Sprödigkeitsverhältnis gegenüber dem Basalt, aus dem gewöhnlich Schotterdecken hergestellt werden, 10mal größer ist. Dasjenige von Traßkalkmörtel mit Pech-Öl vermischt, mag zur wärmeren Jahreszeit günstiger werden, aber im Winter, wo das Pech-Öl selber spröde wird, wird das Verhältnis wieder ungünstig. Dazu bleibt bei diesen Schwankungen die Einwirkung des Verkehrs jahraus jahrein dieselbe. Wie oben bereits ausgeführt, wird den Witterungsgrenzen Hitze und Frost am ersten und besten dadurch Rechnung getragen, daß ein Bitumen gewählt wird, dessen Schmelzpunkt ein mittlerer ist, also zwischen 60 und 70 Grad liegt; alsdann ist aber die in den Fachkreisen vertretene Meinung nicht von der Hand zu weisen, daß mineralische Beimengungen zu Pech-Öl ohne grundsätzliche Bedeutung sind: Sie nehmen dem Pech-Öl die wertvollsten Eigenschaften, die zähbleibende Klebkraft und vermehren dessen verderbliche Neigung, bei kalter Witterung spröde zu werden. Die sonst vorzüglichen Eigenschaften des Traßkalk-

mörtels, wie sie im Hochbauwesen erkannt und erprobt sind, — langsame Abbindung, Verwendungsfähigkeit des fertigen Traßmörtels mehrere Tage hindurch ohne Schaden, plastische Nachgiebigkeit nach begonnener Erhärtung, beträchtliches Haften von Mörtel am Stein — haben auch für das Straßenbauwesen nur in denjenigen Bauteilen Bedeutung, die den äußeren Einflüssen, der Verkehrsstärke und dem Witterungswechsel nicht unmittelbar ausgesetzt sind. Aber abgesehen davon sind diese Eigenschaften nur noch einige Wochen nach der Herstellung vorhanden, verschwinden also bald nach der Übergabe der Straßendecke an den Verkehr; es können derartige Zusätze zum Pech-Öl auf die Erhaltung der Elastizität der Deckenmasse alsdann nicht mehr förderlich einwirken. Im Laufe der Zeit wird auch die Deckenmasse durch Abnutzung immer dünner, sie durchwärmt sich leichter ebenso wie sie auch stärker durchfriert. Damit wird die Inanspruchnahme der einzelnen Deckenteile unter dem Verkehrseinfluß auch stärker, die Verflüchtigung des Bitumens nimmt zu und die Sprödigkeit des Mörtels kommt mehr zur Geltung. Weiter nimmt auch die Druckfestigkeit des Mörtels unter der Einwirkung des Frostes ab; nach Burchartz-Großlichterfelde hat sich ergeben, daß Zementmörtel 1 : 3, der sofort nach Anrühren in Formen gebracht wurde, nachdem er 28 Tage alt geworden war, alsdann eine Festigkeit von 221 kg/qcm = 100 % hatte. Je länger die Zementmörtelkörper dem Gefrieren ausgesetzt wurden, um so mehr nahm die alsdann im aufgehenden Zustande festgestellte Druckfestigkeit ab; es verringerte sich nach einem Gefrieren von:

3 Stunden	} die Druckfestigkeit auf	202 kg/qcm = 91 %.
24 Stunden		193 kg/qcm = 87 %.
3 Tagen		65 kg/qcm = 30 %.

Diese Feststellungen sind für Bindemittel, welche in den von Frost und Verkehr gleichzeitig mitgenommenen Straßendecken liegen, ganz besonders bedeutungsvoll.

Es mag dahingestellt bleiben, ob alle diese Bedenken für den Bau und den Bestand der bituminösen Decken Geltung erhalten werden; die Ausführungen sind noch zu neu. Aber erhoben müssen sie schon deshalb werden, weil der Einfluß des Verkehrs zusehends wächst und unter den Fahrzeugen insbesondere die Zahl der raschen und schweren Selbstfahrer sich mehrt, welche die Deckenmasse durch Stoßen, Schlagen und Schieben erheblich mehr als Fahrzeuge alter Bauart in Mitleidenschaft ziehen. Von diesen Gesichtspunkten aus erweist sich das Bemühen, auf billige Weise widerstandsfähige Straßendecken zu schaffen, immer mehr als trügerisch. Nichtsdestoweniger muß auch diesem Verfahren Beachtung geschenkt werden; die Verfechter desselben weisen zudem darauf hin, daß derartige Zusätze mit dem bituminösen Bindestoff nicht einfach ein mechanisches Gemenge, sondern ein chemisches Gebilde ergeben. Ältere Verfahren dieser Art seien im Ausland ausgeprobt worden und hätten nachweislich zu Erfolgen geführt; sie seien demnach für die neueren Bauarten noch abzuwarten.

Von diesem Standpunkte der Umbildung in neue Körper mit neuen Eigenschaften finden sich denn auch besondere Bezeichnungen vor, um derartige Verfahren als eigenartig und selbständig nach außen hin zu kennzeichnen; so ist das deutsche Verfahren der Verbindung von Pech-Öl mit Traß und Kalk als Pyknotonverfahren in der Praxis eingeführt worden.

Alle bis jetzt in Deutschland angewandten Verfahren der Innenteerung zur Herstellung von Teerbeton durch Mischung haben gemeinsam, daß das Steingeschlag hintereinander getrocknet, gesäubert, erwärmt und mit heißem Pech-Öl bituminiert wird; es wird also durchweg das Heißverfahren bei der Bereitung angewandt. Bezüglich des Einbaues bestehen jedoch folgende, das einzelne Verfahren kennzeichnende Unterschiede bei:

Aberli-Verfahren: Monatelange Lagerung und alsdann kalter Einbau;

bei den übrigen dagegen durchweg heißer Einbau unmittelbar nach der Bereitung und zwar ursprünglich — bis auf das Wiesbadener Verfahren — ohne besonderen Deckenschluß durch Bitumenüberzug;

Nassauer Verfahren: Trockener Einbau, 2 schichtig (gleiche Schichten);

Quarrite-Verfahren: desgleichen, 3 schichtig;

Pyknoton-Verfahren: Nasser Einbau, 2 schichtig;

Wiesbadener Verfahren: Trockener Einbau, 2 schichtig (ungleiche Schichten), genaue Steinmischung von Hand vor Einbringen in die Bereitungsmaschine.

Es hat nun den Anschein, als ob der kalte Einbau billiger wäre, weil dazu das Aufbringen des Schotters in gewöhnlicher Weise und von Hand sowie die Bereitung dazu in ganz einfachen Maschinen vor sich geht. In Wirklichkeit ist dies jedoch nicht der Fall. Die für den Heißeinbau dienenden Maschinen verrichten alle Arbeiten in so vollkommener und so zweckdienlicher Weise, daß das bituminöse Steingemisch sofort zum Einbau gelangen kann und zwar stets gleichartig, da die neuesten Maschinen mit einer empfindlichen Regulierfähigkeit in bezug auf den Grad der Schnelligkeit der Bereitung (je nach Steingeschlag, Pechöl, Jahreszeit und Witterung) und die zweckdienlichste Wärme versehen sind. Trotzdem, daß beim Aberli-Verfahren das bituminierte Steingemisch zunächst gelagert und später zum Einbau wieder besonders verladen werden muß, und trotzdem diese Verladung auch zeitraubend ist, weil das kalte und zählebrige Geschlag sich viel schwieriger harken und schippen läßt, ist dies Verfahren doch billiger, weil es das billigste bituminöse Bindemittel, den örtlichen Gasteer, verwendet. Ob es wirtschaftlicher ist, muß bei der Verwendung des minderwertigsten Bitumens nach obigen Darlegungen sehr in Zweifel gezogen werden. In dieser Hinsicht hat aber das heiße Einbauverfahren seine nicht zu unterschätzenden Vorzüge, indem das erhitzte und nur langsam erkaltende Steingemisch außerordentlich glitschig ist und, warm von der Walze gedrückt, sich alsdann am innigsten dichten muß. Darin liegt von vornherein zuverlässige Gewähr für ausreichende Verbandfestigkeit zwischen Steingeschlag und Bindemittel, und damit bleibt die Geschlossenheit der Oberfläche und die Standfestigkeit der Deckenmasse gegenüber den äußeren Einflüssen am nachhaltigsten gesichert. Nach den Erfahrungen und Beobachtungen des Verfassers wird die Dichtungsarbeit am vollkommensten, wenn entsprechend der Abkühlung des heißen Gemisches dieses zuerst mit leichten und kurzen Walzen längs und quer ineinandergedrückt wird, und schwerere Walzen von 10 t und mehr erst dann die Preßarbeit vollenden, sobald das abgekühlte Steingemisch sich noch als leidlich warm mit der Hand anfühlen läßt.

Wenn das kalte Verfahren sowohl bei Bereitung als auch beim Einbau des bituminösen Steingeschlags zur Durchführung kommt, so fällt damit jede Rauch- und Rußbelastigung und auch jeder Lärm fort, den sonst die Heißmaschinen der Anwohnerschaft bereiten; für vornehme Wohnviertel ist demnach mit der Anwendung des Kaltverfahrens ein nicht zu unterschätzender Vorteil in dieser Hinsicht verbunden. Auf dieses Verfahren näher einzugehen, dürfte wohl von Wert sein. Nach dem Voraufgegangenen wird die Haltbarkeit der Decken am meisten durch Verwendung von Naturbitumen, so rein als möglich, gefördert. In diesem Bestreben wird Bermudez-Asphalt mit 97 Prozent Bitumengehalt durch entsprechende Zusatzmittel aufgelöst und flüssig gemacht. Auf der Baustelle wird diese kalte Bitumenlösung mit dem kalten Steingeschlag in gewöhnlichen Betonmischmaschinen unter Zusatz von Kalkmehl vermengt, eingebaut und verwalzt. Wesentlich dabei ist, daß das Gestein porös ist; es wird deshalb Geschläge aus Kalkstein genommen, welches im Verein mit dem zugesetzten Kalkmehl das Lösungsmittel zum Teil aufsaugt;

durch weitere Verflüchtigung desselben an der Luft erhärtet die oberste Deckenschicht bald so, daß der Fuhrverkehr unbedenklich darüber geleitet werden kann. Es muß abgewartet werden, ob dieses neueste Verfahren auf kaltem Wege sich wirtschaftlicher gestaltet als die bis jetzt gebräuchlichen Heißverfahren, ebenfalls unter Verwendung von Naturbitumen; billiger in der Herstellung muß ja das Kaltverfahren sein, weil einfach und ohne besondere Maschinen durchführbar, die sonst infolge starken Verschleißes durch den Staubgehalt und die Härte des Gesteins sowie infolge notwendig hoher Hitzegrade zur Entstaubung, Erwärmung und Bituminierung des Steingeschlags rasch amortisiert werden müssen. Dieser Tatsache muß natürlich durch entsprechenden Zuschlag zum Herstellungspreis Rechnung getragen werden; der vorsichtig erwägende Straßenbautechniker wird ihn aber gerne zahlen, weil beim Heißverfahren jedes beliebige Hartgestein genommen werden kann. Unter Berücksichtigung des Verkehrseinflusses darf zum Kalkstein jedoch erst im Falle der Not gegriffen werden; denn die minderwertigen Eigenschaften desselben sind und bleiben geringe Zähigkeit und starke Abnutzungsfähigkeit. Dazu kommt noch bei verschlissener Decke, daß die blank gescheuerten Kalksteinchen die Feuchtigkeit stark aufsaugen; dadurch werden sie mürb gemacht und springen bei Frost aus, alsdann setzt aber auch die ungleichmäßige Inanspruchnahme der Deckenmasse ein, welche unter dem dauernden Einfluß des Verkehrs zu Schlaglöchern und zur Muldenbildung führen muß.

Gegenüber dem billigeren Kaltverfahren nur unter Verwendung von Kalkstein wird das teurere Heißverfahren mit beliebiger Wahl des Hartgesteins auch deshalb den Vorzug verlieren, weil bei Bereitung und Einbau der Deckenmasse nur mit hohen Wärmegraden gearbeitet wird. Schädliche Einflüsse können sich infolgedessen zur heißen Jahreszeit weniger geltend machen. Unter der Hitze wird alsdann der Ölgehalt im Bitumen weniger verflüchtigt und die dem Verkehr ausgesetzte Deckenmasse weniger zerdrückt, weil bei dem Heißverfahren alle Stoffe aus dem Bitumen herausgetrieben wurden, welche die Erweichung des Bitumens bedingen und mithin die Standfestigkeit der belasteten Deckenmasse vermindern. Diese zieht sich aber im Winter durch Kälte zusammen, wird also im Verband gelockert, die dadurch hervorgerufene Veränderung wird um so weniger den Bestand der belasteten Decke gefährden, je zählebriger das Bitumen in ihr unter Frost bleibt. Bei Bitumen, das vorher frei von leichtflüchtigen und mithin am leichtesten zum Erstarren geneigten Stoffen gemacht wurde, ist diese Eigenschaft am ersten vorhanden. Aus diesen Vergleichen folgt, daß bituminösen Decken, nach dem Heißverfahren hergestellt, mit Recht eine höhere Wertigkeit zugesprochen werden muß.

Nach diesen Auseinandersetzungen über Beschaffenheit und Bearbeitung des Naturgesteins zu Steingeschlag, über die Zusammensetzung des Steingeschlags zur Deckenmasse, über die Wahl des bituminösen Bindestoffes, über den Unterschied zwischen Natur- und Kunstbitumen, über die verschiedenartigen Zusätze zu denselben, über die Vermengung von Steingeschlag und Bindemittel zur bituminösen Einbaumasse auf kaltem oder heißem Wege, über die Verschiedenartigkeit der Schichten in ihr, über die Überlegenheit des heißen gegen das kalte Verfahren bleibt noch übrig, auf die Stärke der Deckenmasse näher einzugehen.

Grundsätzlich muß zwischen Decke und Unterbau unterschieden werden; die erstere ist der getragene, vergängliche, den äußeren Einflüssen ausgesetzte, der letztere dagegen der tragende, unvergängliche, dem Verkehrseinfluß für gewöhnlich entzogene Teil. Demgemäß ist die stärkere Ausbildung des Unterbaues eine natürliche und auch eine durchaus wirtschaftliche Maßnahme: Fest und unnachgiebig wird er dadurch; die auf ihm ruhende Decke kann alsdann schwach gehalten und mithin so billig als möglich eingebaut werden, was ebenfalls durchaus wirtschaftlich ist,

weil sie aus viel teureren Baustoffen als denen im Unterbau besteht. Alle neuzeitlichen Decken in Asphalt, Holz und bituminösem Steingeschlag sind als unselbständige Decken gegenüber Aufnahme und Übertragung des Verkehrseinflusses aufzufassen; sie müssen sich infolgedessen unmittelbar auf den Unterbau auflegen. Sie können also nicht auf einen ebenfalls unselbständigen Bauteil gegründet werden, wie etwa Groß- und Kleinpflaster auf ein Zwischenpolster, das aus loser Sandmasse besteht und eine gleichmäßigere und sanftere Verteilung der Verkehrseinwirkung auf den Unterbau und von da auf den Straßenboden vermittelt. Bei der neuzeitlichen Bauweise sind demnach Unterbau und Decke in völliger Abhängigkeit von einander anzuordnen und auszubilden, zumal letztere je nach der Jahreszeit häufig Veränderungen in Masse und Form unterliegt. Ein Ausgleich hierzu muß durch entsprechende Ausgestaltung des Unterbaues um so mehr angestrebt und durchgeführt werden, als der Verkehrseinfluß auf die unständige Deckenmasse sich nicht ebenso ändert. Der Verkehr wächst außer der Dichte auch in Masse und Geschwindigkeit der Fahrzeuge; damit werden die Schlag-, Stoß- und Schubwirkungen auf die Deckenmasse häufiger und auch kräftiger. Schon aus diesem Grunde ist es als eine wirtschaftliche Maßnahme durchaus vertretbar, wenn die Decke eher zu stark als zu schwach bemessen wird und geradezu erforderlich, wenn die Deckenmasse aus zahlreichen und untereinander grundverschiedenen Stoffen zusammengesetzt wird. Insbesondere gehören dazu bituminöse Steindecken, aus einem außerordentlich widerstandsfähigen und raumbeständigen Hartsteingeschlag in verschiedenen Körnungen unter sich mit einem bald spröden, bald weichen, schwindenden und zuletzt zerfallenden, bituminösen Bindemittel verkittet! Wie gleichartig ist dagegen z. B. Stampfasphaltmasse, ein Kalksteinpulver, welches von Bitumen in feinsten und gleichartigster Verteilung satt durchtränkt ist, oder die Decke aus regelmäßig bearbeiteten, in ausgesuchter Ware nebeneinander versetzten Holzstöckeln, durch Imprägnierung gegen vorzeitigen Verfall bei Nässe und Hitze wirksam geschützt!

Stampfasphalt und Holz haben sich in den Hauptstraßen der Städte allgemein eingebürgert, da sie auch stärkerem Verkehrseinfluß gut standhalten und da mit ihnen die hier am meisten brennende Frage der wirksamen Bekämpfung von Staub, Schmutz und Lärm am besten gelöst werden kann. Das liegt hauptsächlich an der eben geschilderten Gleichmäßigkeit der Deckenmasse; aus diesem Grunde muß die Möglichkeit, jemals Teermakadamdecken in verkehrreicheren Straßen mit gleichem Erfolg anwenden zu können, als vergebliches Bemühen von vornherein verworfen werden. Höchstens für Asphaltmakadamdecken ist dies angängig und durchführbar, worauf später eingegangen werden soll. Decken aus Stampfasphalt werden in der Regel nicht mehr als 5 cm und solche aus Holz 8—10 cm stark ausgeführt.

Für die Bemessung der Stärke der bituminösen Decken ist weniger die Größe des Verkehrseinflusses als der Grad der Beständigkeit des Bindemittels ausschlaggebend; wenn daher bei Verwendung besten Bitumens, des Naturbitumens, 5 cm Stärke für Stampfasphaltdecken als genügend erachtet werden, so muß im Falle der Verwendung des schlechtesten Bitumens, des Kunstbitumens, sicher mehr als 5 cm genommen werden, um in erster Linie dem vorzeitigen Verfall durch Witterungseinflüsse vorzubeugen. Daher ist für Teermakadamdecken eine Stärke von 8—10 cm wohl am Platze!

Der zur unmittelbaren Auflagerung dienende Unterbau kann entweder aus Chaussierung, aus Steinpflaster oder aus Beton bestehen. Erstere Bauart ist am billigsten in Herstellung, Aufbruch und Wiederherstellung, dabei aber mehr oder weniger nachgiebig. Die letztere Bauart ist am teuersten, wird aber schon eine Woche nach dem Einbau genügend standfest und nimmt darnach hierin stetig zu.

Chaussierungen und Steinpflaster sind unbeständige Unterbettungen insofern, als sie erdige und mithin saugfähige Bestandteile enthalten, Sand und Kies aus Flüssen oder Gruben. Für die bituminöse Deckenmasse bleibt infolgedessen der Einfluß des Wassers von unten, die Einwirkung der Bodenfeuchtigkeit bestehen; derjenige von oben, das Niederschlagswasser, kann bei der Wasserdichtigkeit des bituminösen Bindemittels auf die Deckenmasse unter gewöhnlichen Verhältnissen nicht nachteilig einwirken. Die Bodenfeuchtigkeit kann nicht allein ein Auffrieren des Straßenbodens, sondern auch ein Werfen des Unterbaues herbeiführen; besteht er aus Gesteck, so ist das hierzu verwendete Gestein sehr oft saugfähig, namentlich, wenn es von schiefrigem Gefüge ist. Ein Unterbau aber, der auffrieren kann, verändert seine Form; je dünner die darüber liegende Decke ist, um so mehr kann also diese Änderung nach außen hin durch Werfen der Deckenfläche in die Erscheinung treten; eine stärkere neben unregelmäßiger Abnutzung müßte die Folge davon sein.

Um diesem schädlichen Einfluß der Bodenfeuchtigkeit zu begegnen, ist es bei der Gründung einer bituminösen Decke auf Chaussierung unbedingt erforderlich, daß das Gesteck regelrecht gesetzt, satt abgekeilt und gehörig gewalzt sowie wo nötig entwässert wird. Es muß genügend fahrfest sein und es gibt daher den besten Unterbau ab, wenn es selbst dem Verkehr über Jahre hinaus gedient hat und sich so auf natürliche Weise überall vollkommen gleichmäßig dichten konnte. Wie verschieden die einzelnen Bodenarten, auf welche die Chaussierungen in Stadtstraßen gegründet werden müssen, zum Auffrieren neigen, hat Gravenhorst-Stade in eingehenden Untersuchungen festgestellt. Die Ergebnisse derselben werden in nachstehender Tabelle auszugsweise wiedergegeben; die Wasseraufnahme von unten, die Bodenfeuchtigkeit und diejenige von oben, die Niederschläge, sind in % des Gewichts der betreffenden Bodenart im trockenen Zustande angegeben, wie sie in die Versuchszyylinder als lockere, zu Pulver zerriebene Masse eingefüllt und durch schwaches Aufstoßen und Klopfen zum Setzen gebracht wurde.

Lfde. Nr	Bodenart	Aufnahmevermögen der		
		Bodenfeuchtigkeit		Niederschläge in %
		in Stunden	in %	
1	Magerer Grubenkies . . .	3	8,5	22
2	Reiner Flusssand	13 Tage	9,5	23
3	Gelber Ziegellehm	7	41	44
4	Humusreiche Gartenerde .	6	34	38
5	Geschlämmter Rotton . . .	6	36	36
6	Löss	22	31	33

Aus den Zahlen folgt, daß die sandartigen, steinhaltigen Bodenarten am wenigsten zum Aufsaugen der Feuchtigkeit neigen, daß mithin bei ihnen die Gefahr des Auffrierens am geringsten ist; sehr empfänglich dafür sind Humus, Löß, Lehm und Ton. Auf letztere den Unterbau unmittelbar zu gründen, erscheint daher recht bedenklich. Besser ist, derartigen Straßenboden vorher mit Längs- und Querrigolen zu durchfurchen, namentlich dann, wenn neben der Fahrbahn stark wasserdurchlässige Flächen sich befinden, wie Rasen, Beete oder Kiesgehwege, von denen aus der zum Auffrieren geneigte Straßenboden ständig mit Wasser seitlich gespeist werden kann. Am besten aber ist es, wenn solch stark saugfähiger Straßenboden 10—20 cm tiefer als sonst ausgehoben und um dieses Maß durch weniger saugfähige Masse Sand, Kies oder Schlacke wieder aufgehöhrt wird. Die Gründung wird dadurch allerdings nicht unwesentlich

verteuert, aber die Haltbarkeit von Decke und Unterbau infolge Behebung des schädlichen Einflusses der Bodenfeuchtigkeit erheblich verlängert.

Dieser Einfluß muß nach vorstehenden Untersuchungen für einen Unterbau aus Pflaster am geringsten sein und zwar nach obigen Zahlen dermaßen, daß auch strenger Frost den Bestand dieser Befestigung nicht merklich gefährden kann; denn die Pflastersteine sitzen auf dem Sand und unter sich im Sand. Bei der Preßbarkeit und Nachgiebigkeit des Sandes und seiner Neigung, unter dem Einfluß der Verkehrs-Erschütterungen nach tiefer gelegenen Stellen zu wandern und sich hierdurch weiter zu verdichten, kann aber eine Pflasterung um so weniger einer bituminösen Decke die notwendige feste Unterlage geben, je schärfer der Anzug der Pflastersteine ist und je niedriger sie sind, je mehr demnach diese nachteiligen Eigenschaften des dazu ausgetrockneten Pflastersandes zur Geltung kommen können. Je spitzer die Steine im Sande stecken, um so größer wird der Gehalt des nachgiebigen Sandes, um so mehr neigt die Pflasterdecke zum Werfen unter dem Verkehrseinfluß, auch wenn eine bituminöse Decke darüber diesen Einfluß vermittelt. In diesem Falle ist es am wirtschaftlichsten, den alten Pflasterbelag aufzunehmen, die Steine zu säubern, nach Höhe zu sondern, und sie auf dem vorher geebneten Straßenboden mit den Köpfen nach unten und in 2 bis 3 cm Abständen untereinander zu verlegen. Durch Ausstampfen der Steinreihen mit Beton aus Hartgestein feineren Kornes, der über den Fußflächen sich zu einer Platte von 4 bis 6 cm schließt, wird alsdann ein geeigneter Unterbau aus Altpflaster gewonnen.

Der beste Unterbau ist zweifellos solcher aus Beton; eine Woche bereits nach seiner Herstellung ist er fahrtest und unnachgiebig, besitzt also bald die zur Gründung bituminöser Schotterdecken notwendigen Eigenschaften in hohem Maße. Beton wird aber auch bald zu starr; eine auf ihm ruhende Deckenmasse muß dadurch um so nachteiliger beeinflusst werden, je ungleichartiger sie zusammengesetzt ist und je mehr ihr schwächster Bestandteil, das bituminöse Bindemittel, dazu neigt, unter dem Wechsel der Witterung sich zu verändern. Das ist bei dem bituminösen Steinschlag nicht viel weniger der Fall als bei dem nur mit Wasser gebundenen. Weil der Unterbau zu hart ist, muß er wie ein Amboß wirken und in der Decke darüber die Zerquetschung der Steine unter dem Einfluß des Verkehrs um so eher herbeiführen, je dünner die Decke ist und je zahlreicher die miteinander vermischten Kornarten sind. Aus diesen Erwägungen heraus ist die Gründung einer 8 bis 10 cm starken bituminösen Pech-Öldecke auf Beton ebenso zu verwerfen wie diejenige einer nur 5 cm starken bituminösen Asphaltzementdecke, bei der außer Klebkorn (Grus und Sand) auch noch Tragkorn (Feinschlag) eingemischt ist. Die Beanspruchung der Deckenmasse durch den Verkehr in seinen verschiedenen Wirkungen als Druck und Schlag sowie als Stoß und Schub darf nicht von einzelnen Bestandteilen der Deckenmasse aufgefangen werden, sondern von ihr als ganzes. Nur dann kann die Weiterleitung des Verkehrseinflusses von der schwächeren Deckenmasse auf den Unterbau ohne schädlichen Rückprall auf erstere erfolgen. Andernfalls unterliegt die Deckenmasse der plötzlichen Zertrümmerung und nicht der allmählichen Abnutzung, was doch ihr eigentlicher Zweck ist. Bei dieser Kräfteübertragung ist zu beachten, daß auch die bituminösen Steinschlagdecken trotz des Walzprozesses spannungslos auf dem starren Unterbau aufliegen, wie Stampf- und Gußasphaltdecken immer und Holzdecken im trockenen Zustande. Steindecken aus Groß- und Kleinpflaster dagegen haben einen elastischen Unterbau, indem sie auf einem Sandpolster aufsitzen; in ihm verlieren sich je nach der Stärke mehr oder weniger die von der Decke aufgefangenen und im Sandpolster sich allseitig zerstreuen Verkehrsdrücke so, daß der Unterbau wenig oder gar nicht mehr beansprucht wird. Fehlt nun diese vermittelnde Zwischenlage in Decke und

Unterbau, so muß die Deckenmasse mit der erforderlichen Selbstpolsterung ausgestattet werden, damit der unvermeidliche Rückprall vom starren Unterbau aus nicht zu ihrer Zertrümmerung führen kann. Dazu genügt aber nicht, daß das bituminöse Bindemittel elastisch ist, und daß infolgedessen geringe Ausgleichbewegungen der Steinkörner unter sich beim Auffang und Übertrag des Verkehrseinflusses stattfinden können; denn das ist nur in frostfreier Zeit der Fall. Nein, dazu ist vor allem genügende Stärke der bituminösen Deckenmasse erforderlich, auch aus dem weiteren Grunde, daß sie sich anders zusammenzieht und ausbreitet unter Frost und Hitze wie der darunter liegende Beton. Auf ihm muß sie sich demgemäß frei bewegen können; auch mit Rücksicht hierauf muß die belastete Decke eher stärker als schwächer gehalten werden. Kommt es aber aus irgend einem Grunde darauf an, die Decke so schwach als möglich auszuführen, dann muß die Deckenmasse einerseits aus Tragkörpern gleicher Festigkeit und gleicher Größe und andererseits aus Kittkörpern höchster Beständigkeit mit Festigkeitseigenschaften bestehen, die sich denen der Tragkörper in bezug auf Härte, Abnutzung und Zähigkeit möglichst nähern. Demzufolge ist es gleichgültig, welche und wieviel Körnungen die Tragkörper enthalten und wie sie mit den Kittkörpern vermischt werden. Naheliegend ist die Vermischung zu ungefähr gleichen Raumteilen, wobei die Tragkörper zweckmäßig nur aus feinerem Hartsteingeschlag, Grus und Steinsand, bestehen.

Mit diesen Betrachtungen streift man das Ideal einer Fahrbahn: Die homogene Fahrbahn mit überall gleichem Widerstand gegen Zusammendrücken! Erreicht ist dieselbe bis jetzt nicht, wenn sich auch eine Decke aus Stampfasphalt ihr am meisten nähert. Aber zum Ideal einer Fahrbahn gehört auch die Unbeschränktheit ihrer Anwendung, und diese hört bei Steigungen über 2 Prozent für Stampfasphalt aus Gründen der Verkehrsgefährdung auf! Mit einer aus einem Gemisch von Hartsteingrus mit zähstem Naturasphalt bestehenden bituminösen Decke ist dieses Ideal trotz aller Versuche und Bemühungen noch weniger erlangt worden. Selbst wenn der aus dem zähsten Naturbitumen und dem beständigsten Öl gebildete Asphaltzement hierzu verwendet wird, bleibt als Wesen der bituminösen Deckenbauweise, daß zur kälteren Jahreszeit die Deckenmasse am Starrsten, zur wärmeren aber am nachgiebigsten ist; die darüber rollende Last berührt sie demnach bald in einer Linie, bald in einer Fläche. Nebenbei gesagt wäre es umgekehrt verkehrstechnisch besser, weil in der wärmeren und verkehrsreicheren Jahreszeit alsdann weniger Zugkraft benötigt würde. Die bituminöse Deckenmasse gibt höchstens zur kälteren Jahreszeit eine homogenartige Fahrbahn ab.

Mögen nun die Eigenschaften einer bituminösen Fahrbahnmasse in bezug auf Wahl der Baustoffe und Art ihrer Zusammensetzung mehr oder weniger den Anforderungen einer homogenen Fahrbahn entsprechen, angestrebt muß dieser Zustand neuerdings um so mehr werden, weil die Wirkungsweise der neuesten Fahrzeuggattung mit dem ziehenden Rade auf die Fahrbahnmasse eine viel erheblichere hinsichtlich Größe und Richtung der Beanspruchungen ist, als diese seither vom ziehenden Pferde und vom gezogenen Wagen ausgingen. Die Fahrbahnmasse wird von dem ziehenden Rade infolge des nicht ganz senkrechten Raddrucks nicht allein zusammengepreßt, sondern auch nach vorwärts geschoben. An die Verfeinerung des Steinkorns nach der Oberfläche zu ist demgemäß zunächst zu denken, damit schon der bloße Verkehrsdruck von möglichst vielen Einzelkörnern aufgefangen und die Druckzerstreuung nach den bestehenden Gesetzen möglichst in der Deckenmasse vor sich geht. Je mehr Steinkorn ungleicher Größe nebeneinander gelagert die Deckenfläche bildet, um so größer ist neben diesen Beanspruchungen auch die Schlag- und Fallarbeit der Räder, um so mehr Steinsplitter und Steinmehl wird gebildet. Vermehrte Zugkraft ist damit unwillkürlich verbunden, welche

weiter bewirkt, daß die Zerstörungsarbeit der Räder beschleunigt wird. Dazu wirken diese im gebremsten Zustande auch noch mit verstärktem Schub.

Geringer demgegenüber ist der Einfluß der Zugtiere auf die bituminöse Deckenmasse in Fahrbahnen, die nur wenig oder gar nicht steigen. Ist die Straße aber stärker geneigt, dann bewirkt die stets schräg gerichtete Schlagarbeit besonders zur Frostzeit ein schalenförmiges Auspringen einzelner Steine. Im Sommer jedoch kann die in der Steigung anwachsende Schubarbeit schwer ziehender Pferde die durchwärmte Deckenmasse am ersten verdrücken.

Der stampfende Huf und das drückende Rad beanspruchen die Deckenmasse in einfacher Weise; das ziehende Rad dagegen drückt zunächst zusammen, gleitet dann und rollt zuletzt. Diesem neuzeitlichen Verkehr mit dem unabänderlichen Anschwellen des Gewichts und der Geschwindigkeit als wesentliche Merkmale für die Kraftfahrzeuge ist die gewöhnliche, mit Wasser gebundene Steinschlagbahn nicht gewachsen; für sie ist das ziehende Rad zu schwer, das auf sie durch Vermehrung der gleitenden Bewegung sowie der Schnelligkeit mehr drückt, stößt und schiebt. Die gewöhnliche Steinschlagbahn muß also dadurch rascher zerstört werden.

Mit der Umgestaltung und Verbesserung der Beförderungsmittel muß die Vervollkommnung der Fahrbahn namentlich von Stadtstraßen gleichen Schritt halten; es ist zweifellos, daß mit der Verallgemeinerung der Anwendung der bituminösen Bauweise auch eine wesentliche Verbesserung gegenüber den verstärkten Wirkungen des ziehenden Rades geschaffen wird.

Für die Beanspruchung dünner und starker Decken unter gleicher Verkehrslast ist wesentlich, daß der zerstörende Einfluß der Schlagarbeit rollender und belasteter Räder mit dem Gewicht und dem Quadrat der Geschwindigkeit zunimmt.

Je geringer dabei das Vermögen der Deckenkörper ist, untereinander zusammenzuhalten, um so mehr werden sie unter sich gelockert und um so mehr Deckenteilchen werden demnach unter der rollenden Radlast aus der Decke herausgeschleudert. Daraus folgt, daß die in dieser Hinsicht minderwertigste Decke, die wassergebundene Steinschlagdecke, am ersten einer solchen Zerstörung anheimfällt. Abgeschwächt wird allerdings die Wirkungsweise des rollenden und belasteten Rades durch die Abfederung der Wagenkasten gegen das Untergestell der Fahrzeuge, bei Selbstfahrern auch noch durch Gummibereifung der Räder. Durch Gesetz vom 3. Februar 1910, sowie durch die hierzu vom Bundesrat erlassenen Ausführungsbestimmungen ist eine derartige Ausstattung der Radreifen vorgeschrieben, leider aber nur für die Kraftfahrzeuge selbst und nicht auch gleichzeitig für deren Anhängewagen. Zum Schutze der Fahrbahndecken wäre in dieser Hinsicht eine Ergänzung am Platze, wenn es sich auch nur um gezogene Räder handelt, welche weit geringere wagrechte Kräfte auf die Straßendecke ausüben. Aber die Anhänger fahren mit derselben Geschwindigkeit, jedenfalls mit einer weit größeren, als diese für Pferdefahrzeuge möglich ist. Mit dem widerstandsfähigsten Material, mit Eisen bereift, müssen die Räder die Zerstörung der Fahrbahnmasse durch Zertrümmerung weit mehr fördern, als die mehr belasteten und nur mit eisernen Nägeln beschlagenen Gummireifen der Triebräder von Personenautos. Der Verkehr der Selbstfahrer mehrt sich zusehends, selbst die abgelegenen Straßen bleiben davon nicht verschont. Auch in ihnen sind Kohlen- und Müllautos keine ungewöhnlichen Erscheinungen mehr; Möbel- und Baumaterialienautos gesellen sich zeitweise dazu. Es scheint deshalb jedenfalls rätlich, beim Neubau eher starke als dünne Decken anzuordnen.

Zur genügenden Zerstreung des Verkehrseinflusses in die Tiefe der Deckenmasse und zu dessen gehöriger Abschwächung nach dem Unterbau zu sind zunächst starke Decken am zweckdienlichsten. Auf die Stärke kann nur

dann weniger Rücksicht genommen werden, wenn das bituminöse Bindemittel von solcher Zähigkeit ist und bleibt, daß sowohl im Sommer als im Winter eine außerordentlich feste Masse durch und durch vorhanden ist; nur bei ausgesetzten Asphalten ist dies der Fall.

Genügenden Widerstand gegen Witterungseinfluß besitzt das Naturbitumen nach Bredtschneider-Charlottenburg (vergl. techn. Gemeindeblatt Nr. 3 v. 1914), wenn dessen Tropfpunkt höchstens 75 Grad, — weil sonst zu spröde — und mindestens 50 Grad Cels. — weil sonst zu weichlich — beträgt. (Nach Bredtschneider ist es zweckmäßig, den Tropfpunkt und nicht den stets um 20 bis 25 Grad Cels. tieferliegenden Fließpunkt oder, wie seither üblich, den stets 2—5 Grad Cels. tiefer als der Fließpunkt liegenden Schmelzpunkt zu nehmen, weil der Mindesttropfpunkt in Übereinstimmung mit den im Asphaltplaster gemessenen höchsten Wärmegraden und der Tropfpunkt des Bitumens in Stampfasphalten, welche in den heißesten Tagen nicht weich werden, mit 50 Grad Cels. festgestellt wurde.)

Genügenden Widerstand gegen den Verkehrseinfluß besitzt das Naturbitumen, wenn dessen Druckfestigkeit zwischen 20 und 60 kg/qcm liegt. Hat der Asphalt diese Eigenschaften und ist er außerdem noch arm an Ton, der quillt, löst, sprengt und emulgiert, dann kann, wie bereits erwähnt, der Steinaufbau lediglich in Klebkorn geschehen, in Steingrus und Steinsand. Verfasser hat damit seit 1906 Versuche anstellen lassen und zuletzt herausgefunden, daß eine Vermischung von Granitgrus und Granitkies mit einem Asphaltzement ungefähr zu gleichen Teilen einen ausgezeichneten Belag von 5 cm Stärke ergab, der rauh ist und rauh bleibt. Er ist, unmittelbar auf Beton gegründet, in Wiesbaden bis zu einer Steigung von 4,6 Prozent in Straßen mit schwerem und lebhaftem Verkehr angewendet worden, ohne daß bis jetzt verkehrsun sichere Zustände sich ergaben. Das gleiche bituminöse Steingeschlag, Hartasphalt oder Rauhasphalt genannt, wurde auch auf der Auffahrtrampe zum neuen städtischen Badhaus, dem Kaiser Friedrich-Bad, verwendet und zwar in einer Steigung von über 8 Prozent. Der Hartasphaltbelag daselbst ist auch in angenähtem Zustande für Droschken seither verkehrssicher gewesen. Versuchsfahrten auf dieser Rampe zu Berg mit einem zweiferrigen, leeren Sprengwagen von 42 Zentnern Eigengewicht ergaben, daß Verkehrssicherheit auf trockener Bahn durchaus vorhanden war; bei gefülltem Wagen mit 78 Zentner Betriebsgewicht gingen die Pferde nur bis zur Mitte der trockenen Rampe sicher. Auf angenähter Bahn stürzten sie, sobald der volle Wagen in die Rampensteigung hineingezogen werden sollte.

Wo derartig stets zähfestes, bituminöses Bindemittel, welches natürlich die Herstellungskosten recht verteuert, nicht vorhanden ist und ein weniger gutes, z. B. Pech-Öl verwendet wird, ist es aus obigen Darlegungen am Platze, nur starke Decken zur Anwendung zu bringen. Verfasser hat hiernach die Stärke von 10 cm in allen möglichen Steigungen (bis 6,7 Prozent) beibehalten. Das Ergebnis der nunmehr dreijährigen Beobachtungen ist dahin zusammenzufassen, daß derartig gedichtete, nach oben verfeinerte und mit gutem Bitumen überzogene Pech-Schotterdecken bis zu 5 Prozent Steigung als genügend verkehrssicher anzusehen sind, und daß sie angenäht rauher als Asphalt-Schotterdecken bleiben. Dazu trägt auch das Naturgestein bei, aus dem das Geschlag besteht, das neben guten Werten in Druckfestigkeit, Zähigkeit und Schleiffestigkeit auch lavaähnliche Eigenschaften in dem Gefüge besitzt und daher nicht so leicht zur Glätte neigt. Bei der erwähnten Bauart machte sich während des monatelang anhaltenden heißen Sommers 1911 weder ein Verdrücken der Deckenmasse durch Verkehr noch ein Auslaufen des Pech-Öls seitlich bemerkbar.

Aus den bisherigen Ausführungen dürfte hervorgehen, daß die neuzeitlichen Verkehrsverhältnisse mit ihren erheb-

lich schädlicheren Einwirkungen auf die Fahrbahnmasse der weiteren Ausdehnung des Hartsteingeschlägs als wertvolles Baumaterial für Fahrbahnen von Stadtstraßen keinen Abbruch getan haben und auch nicht tun werden, nachdem die bituminöse Bauweise in ihrem Wesen und in ihrer Zweckmäßigkeit genügend erkannt ist. Wie bei beliebigem Verkehr und irgend einer Steigung im einzelnen vorzugehen ist, insbesondere, welches bituminöse Bindemittel — Asphaltzement oder Pech-Öl — und welche Deckenstärke — 4—5 cm oder 8—10 cm — dafür zu nehmen ist, muß von Fall zu Fall entschieden werden. Im allgemeinen kann vorgeschlagen werden:

Aus Hartsteingrus mit Asphalt bituminiert dünne, aus Hartsteinschotter mit Pech starke Decken, erstere in verkehrsreichen Straßen auf Beton, letztere in verkehrsarmen auf völlig abgenutzter Chaussierung, sodaß trotz der Stärke von 8 bis 10 cm der Straßenumbau lediglich auf die Walzfläche beschränkt bleibt. Wenn die Decken mit Asphaltbitumen auch teurer und deshalb nur in Hauptstraßen eigentlich vertretbar sind, so können sie unter Umständen auch für Nebenstraßen wirtschaftlich sein. Die geringe Auftragshöhe ermöglicht es nämlich, den Umbau nur auf die Fahrbahn zu beschränken, das sonst notwendige Höherlegen der Gehwege also zu ersparen. Ist dazu die vorhandene Fahrbahn als Unterbau unmittelbar verwendbar, indem sie entweder aus einer noch gut erhaltenen Chaussierung oder aus einem Steinpflaster besteht, dessen Steine nach Aufnahme und Säubern durch Umwenden und Überbetonieren völlig zur Schaffung eines nicht kostspieligen Unterbaues dienen können, dann ist der Überzug mit einer dünnen bituminösen Decke durchaus zweckmäßig und in hygienischer Hinsicht willkommen. Genaue vergleichende Kostenberechnungen sind dazu jedoch in jedem einzelnen Falle erforderlich.

Zum Schlusse wird noch auf die Gestaltung der Oberfläche näher eingegangen. Decken aus bituminösem Hartsteingemisch werden fast ausschließlich durch Walzen hergestellt; für sie ist demnach die gewölbte und nicht die dachförmige Profilform Regel. Dazu sind ja die Hinterräder der Dampfwalzen konisch gestaltet und das zweiringige Vorderrad auf der Achse locker gelagert. Gewölbte Decken haben den Nachteil, daß sie nicht in jedem Punkt der Breite gleich verkehrssicher sind. Dieser Mißstand tritt im nassen Zustande am krassesten hervor; bei fugenlosen Decken ist dazu die Griff- und Standsicherheit der Zugtiere am geringsten. Soll daher die Fahrbahn auf ganze Breite ausgenutzt werden, was aus wirtschaftlichen Gründen unbedingt notwendig ist, so bleibt zur Erfüllung der Forderung gleicher Verkehrssicherheit und überall rascher Entwässerung nichts weiter übrig, als auch die Querneigung eben zu gestalten. Es wird daher die Decke aus Stampfasphalt gern dachförmig hergestellt, womit jedoch der Nachteil verbunden ist, daß infolge des Sturzes der Fahrzeugräder, der hinten stets größer als vorne im Wagenbau genommen wird, namentlich die Hinterräder nur mit den Außenkanten statt mit voller Fläche der Eisenreifen auf der Fahrbahndecke rollen. Äußerlich tritt jedoch dieses Kantenfahren nur dann in die Erscheinung, wenn die Querneigung zu stark gewählt wird, sowie, wenn die Asphaltdecke durch die Sonne innig erwärmt ist; das zu stark nach einer Seite hängende Fahrzeug kann infolge dessen namentlich in den Kurven mit vermehrtem Raddruck nachteilig auf die nachgiebigere Deckenmasse einwirken. Es ist deshalb vor allem bei Stampfasphaltfahrbahnen unerlässlich, in der Querneigung nicht über 1 : 50 hinauszugehen, sodaß dieses Gefälle im Scheitel wie in der Rinne vorhanden ist. Bei gewölbten Decken läßt sich diese Anordnung naturgemäß nicht durchführen, weil diese Querneigung alsdann in die Rinnenfläche gelegt werden müßte und für die Scheitelfläche danach nichts mehr übrig bliebe: Eine sehr ungleiche Entwässerung in der Querrichtung und Pfützenbildung im Scheitel wäre die natürliche Folge davon. Wenn nun die Fahrbahndecken aus bituminösem Stein-

geschläg in ihrer Anwendung nicht so von dem Längsgefälle der Straßen aus Gründen der Verkehrssicherheit abhängig sind, erscheint es auch unbedenklich, das Quergefälle um 1 : 30 herum schwanken zu lassen. Der Rauheitsgrad der Oberfläche entsprechend der Längssteigung kann durch passende Auswahl des Hartgesteins jeweilig gewonnen werden; z. B. Granit, Porphyr, Basaltlava, Kalkstein sind weniger zur Glätte neigende Hartgesteine. In den verkehrsärmeren und in Wohnstraßen genügt aber das wohl verbreitetste und in den Rheinlanden, West- und Süddeutschland dazu billigste Hartgestein, der Basalt, vollkommen den verkehrstechnischen Anforderungen, zumaß wenn er mit feinstem Korn in Bitumen eingehüllt und gebettet, nicht so leicht glatt werden kann.

Wenn die Möglichkeit darnach vorliegt, die bituminösen Steindecken unbeschränkt und gleichzeitig auch vielseitiger anzuwenden, so ist damit die Grundlage gegeben, um im Weichbilde einer nicht zu hügeligen Stadt das Fahrbahnnetz durchweg fugenlos und eben zu gestalten. Nach dem Grundsatz:

Mit zunehmender Steigung der Fahrbahn muß deren Wölbung sich so verflachen, daß das Diagonalgefälle tunlichst stetig bleibt,

ist auf Tafel 6 eine dementsprechende einheitliche Wölbung der Walzdecken bei beliebiger Steigung — bis 4,5 % — und bei beliebiger Breite — bis 4 Spurbreiten — geschaffen worden.

Der Wasserabfluß vom Scheitel, der Fahrbahnmitte, nach der Rinne, den Fahrbahnkämpfern, bleibt nach dieser Anordnung gleich gut, die Verkehrssicherheit seitlich aber auch, die um so unerlässlicher ist, je schmaler die Fahrbahn gegenüber dem Vielfachen von 2,5 m ist. Für eine beliebige Strecke liefert Tafel 6 die Wölblinie in Breiten von 5,2 m, 7,8 m und 10,4 m unmittelbar zur Anfertigung der Schablonen; für Zwischenbreiten können sie dementsprechend leicht gefunden werden. Das danach geschaffene Netz der Wölblinie wird allen Eigenschaften gerecht, welche die Fahrbahn einer Stadtstraße entsprechend den neuzeitlichen Wirkungen des Verkehrs und den Forderungen der Hygiene besitzen muß; es sind dies kurz gefaßt folgende Eigenschaften:

- gut entwässerbar und Scheitelquergefälle mindestens 1 Prozent; Rinnenquergefälle mindestens 3 % und höchstens 5 %;
- überall verkehrssicher; daher am besten Parabelform zwischen tangential daran angelegten und somit ebenen Rinnenflächen, deren Neigung entsprechend zunimmt, wie die Steigung abnimmt und umgekehrt;
- genügend fahrbreit; daher ein vielfaches von 2,6 m zum ungehinderten Verkehr von Fahrzeugen aller Art nebeneinander in gleicher oder in entgegengesetzter Richtung, zwangsläufig geführt (Straßenbahn) oder frei sich bewegend (Autos, Wagen, Droschken).

Zu c) ist zu bemerken, daß als übliches Breitenmaß für eine Pferdewagenspur 2,5 m allgemein gilt und darnach

2spurige	} Fahrbahnen mit	{	5,00 m	} Breite
3spurige			7,50 m	
4spurige			10,00 m	

in der Regel bemessen werden; der Zuschlag von 0,3 bis 0,5 m für jede Spur, wenn die Fahrbahn stark gekrümmt ist, wird hierbei nicht weiter in die Betrachtung gezogen.

Auf Tafel 7 ist die Normalbreite von 2,5 m sowie die Minimalbreite einer allen Anforderungen genügenden Stadtstraße aus den herrschenden Verkehrsmaßen entwickelt.

Bei dem Bestreben, die Wagenkasten der Straßenbahnen mindestens 2,10 m breit zu gestalten, damit in ihnen bei beliebiger Anordnung von ausreichend breiten Quer- oder Längssitzen auch der Längsgang genügend breit wird, und

ferner zur notwendigen Vergrößerung des Schleudermaßes entsprechend der Zunahme des Gewichts und der Geschwindigkeit der Lastselbstfahrer dürfte das Grundmaß der Spurbreite zweckmäßig auf 2,6 m zu bemessen sein. Es ergeben sich also Normalbreiten von 5,2 m, 7,8 m und 10,4 m, welche in Straßen mit Bahngleisen unter allen Umständen zu empfehlen sind. Es entsteht alsdann an den Bahnhaltstellen keine mißliche Verkehrsenge für die ein- und aussteigenden Fahrgäste, falls ein Lastauto oder Lastfuhrwerk grade vorbeifährt. Bei Straßendurchbrüchen durch die Altstadt sind diese Maße in erster Linie am Platze, zumal die Haltestellen hierselbst den geringsten Abstand von einander haben und meist auch am lebhaftesten benutzt werden. In neuen Stadtteilen sieht man, wenn es irgend zugänglich ist, besondere Rasenstreifen in solcher Breite vor, daß der meist doppelgleisige Bahnkörper gleich oder später hierin eingelegt werden kann; allerdings geht alsdann der Bahnkörper für die Ausnutzung durch den übrigen Fuhrverkehr verloren.

Da die Anwendungsmöglichkeit der Decken aus bituminösem Hartsteingeschlag sich nicht allein auf Herstellung von Neustraßen, sondern auch auf Umbau von Altstraßen erstreckt, welche entsprechend den zur Zeit ihrer Entstehung und Befestigung herrschenden Verkehrsverhältnissen — spärlich, langsam, leicht — zu schmal gegenüber heutigen Forderungen bemessen wurden, sind in der zeichnerischen Ermittlung der Wölblinie (Tafel 6) auch diese schmalen Fahrbahnen eingereicht worden und zwar:

2-spurig mit 4 m	} Breite.
3-spurig mit 6 m	
4-spurig mit 7,8 m	

Natürlich ist diese Spurenzahl auf derartig knappen Breiten nur beim ausschließlichen Verkehr mit Fahrzeugen leichter Förderung — Personenautos, Droschken, Haushaltungswagen — möglich. Solche Straßen sind in verkehrsreichsten Vierteln der Städte, in der sogenannten Altstadt, nichts außergewöhnliches; sie verschwinden auch nur schwer, weil Straßendurchbrüche daselbst zur Verbesserung der Verkehrsverhältnisse zwar am angebrachten sind, aber ungeheure Anforderungen an den Stadtstücker stellen, zumal der Grund und Boden grade in diesem Stadtteil am

teuersten ist. In solch schmalen und verkehrsreichen Fahrbahnen muß auf genügende Verkehrssicherheit auch in den Rinnen Bedacht genommen werden, welche am schwierigsten zu schaffen ist, wenn die Straße steigt. Deshalb ist in der zeichnerischen Ermittlung die Rinne nur schmal, mit 0,3 m sowie zwecks rascher Entwässerung mit dem geringst zulässigen Quergefälle, mit 3 % gewählt worden, um verkehrstechnisch der größten Steigung von 4,5 % gerecht zu werden. Erscheint das demnach sich ergebende Diagonalgefälle für die Rinne zu hoch, so kann entweder das gelindere Kämpfergefälle der Parabelwölbung auch in die Rinnen hineingezogen oder es kann so vorgegangen werden, daß die Rinnen nicht aus bituminösem Steingeschlag, sondern aus je einer Reihe Natursteinpflaster von 0,3 m Breite auf Beton geschaffen werden. Um von vornherein guten Wasserabfluß zu ermöglichen, können die Köpfe der Pflastersteine eben geschliffen werden; diese Bearbeitung ist aber ziemlich kostspielig. Wenn vorher Chausurierung vorhanden war, kann auch das alte Rinnenpflaster unter entsprechender Hebung, soweit es die Hauseingänge und Torfahrten zulassen, wieder verwendet werden. Eine derartige Auspflasterung der Rinne in mäßiger Breite ist auch deshalb vorzuziehen, weil die Walzung in der Nähe der Bordsteine der Gehwege erschwert und ohne Verdrückung der Befestigungen daselbst unmöglich ist. Das in die Rinnen hierzu eingeschüttete Steingeschlag kann nicht genügend gedichtet werden, hat es jedoch grade hier wegen des fortwährenden Wassereinflusses sehr nötig. Besteht aber die Rinne aus einer Pflasterreihe, welche mit dem Bordstein auf ein und derselben Platte ruht, dann kann das Steingeschlag zwischen derartig festen Widerlagern überall auch möglichst dicht eingewalzt werden.

Die Verwendung des bituminösen Steingeschlags innerhalb des Gleiskörpers ist nur dann zugänglich, wenn der Unterbau aus Beton hergestellt wird. Außerdem kann für das Bindemittel nur Asphaltzement in Betracht kommen, weil er weniger wie das Pechöl zur Zersetzung infolge des unvermeidlichen Wassereinflusses neigt. Es ist ja hinreichend bekannt, welche erheblichen Zerstörungen trotz sorgfältigster Wahl der Baustoffe und ebensolcher Durchbildung der Bauart des Gleiskörpers in Decke und Unterbau bis jetzt entstanden sind; im nächsten Abschnitte soll hierauf näher eingegangen werden.

Wenn nun die Fahrbahnen aus bituminösem Stein-
 Pflasterbildung im Scheitel wäre die natürliche Folge davon.
 Eine sehr ungünstige Entwässerung in der Querrichtung und
 nur die Schellfläche danach nicht mehr möglich.
 Anordnung naturgemäß nicht durchführen, weil diese Quer-
 Rinne vorhanden ist. Bei gewöhnlichen Decken läßt sich diese
 hinanzugehen, jedoch dieses Gefälle im Scheitel wie in der
 Rinne vorhanden ist. Es ist deshalb vor allem bei Stampfasphalt-
 tem Radbrack nachteilig auf die nachträgliche Deckenmasse
 kann infolge dessen hauptsächlich in den Kurven mit Verkehr
 weant ist; das zu stark nach einer Seite hängende Fahrzeug
 sowie wenn die Asphaltdecke durch die Sonne stark er-
 schenung, wenn die Querrichtung zu stark gewählt wird.
 nicht tritt jedoch dieses Kantenschrägen nur dann in die Er-
 Fläche der Fahrbahn auf der Fahrbahndecke folgen. Unter-
 größer als vormals im Wagen genommen wird, namentlich
 daß infolge des Sturzes der Fahrzeugträger, der hinten steht
 mit hergestellt, womit jedoch der Scheitel verbunden ist.
 Es wird daher die Decke aus Stampfasphalt sein dachter.
 weiter über als auch die Querrichtung eben zu gestalten.
 Verkehrssicherheit und überall rascher Entwässerung nicht
 weant ist, so bleibt zur Erfüllung der Forderung gleicher
 werden, was aus wirtschaftlichen Gründen unbedingt not-
 sten. Soll daher die Fahrbahn auf ganze Breite ausgebaut
 dass die Grün- und Standflächen der Kurve am gering-
 Zustande am stärksten hervor, bei tückischen Decken ist
 gleich verkehrssicher sind.

Längster auch der Längsgang genügend breit wird, und
 beliebiger Anordnung von ausreichend breiten Quer- oder
 nen mindestens 2,10 m breit zu gestalten, damit in ihnen bei
 Straße aus den bestehenden Verkehrsverhältnissen entwickelt.
 Mindestbreite einer allen Anforderungen genügenden Straße.
 Auf Tafel 7 ist die Normalbreite von 7,8 m sowie die
 wird hierbei nicht weiter in die Betrachtung gezogen, insofern
 0,5 m für jede Spur, wenn die Fahrbahn stark gekrümmt ist.
 in der Regel bemessen werden, der Querschnitt von 0,7 bis
 10,00 m

B. Der Gleisbau in straßenbautechnischer Hinsicht.

I. Allgemeines.

Wohl auf keinem Gebiet des städtischen Straßenwesens dürften größere Fehler gemacht worden sein als in der Durchbildung des Gleiskörpers. Zum Einbau des Gleises konnte der Straßenbauer die Fahrbahn einer Stadtstraße sorglos dem Straßenbahner überlassen, weil dieser nicht allein die Kosten der Herstellung, sondern auch der Unterhaltung der Straße auf Breite des Bahnkörpers übernahm, den Straßenbauer also in einem oft wesentlichen Teil seines Arbeitsbereichs ablöste. Unter diesen Verhältnissen bemühte sich letzterer auch nicht weiter um das Mitbestimmungsrecht über Ausbildung des Gleiskörpers in bezug auf Unterbau und Anschlüsse sowie auch nicht um die Wahl des Schienenprofils. Hierin befand sich ja selbst der Straßenbahner meist so sehr im Unklaren, daß z. B. beim Übergang von Pferdebahn- auf Dampfbahn- oder elektrischen Betrieb oft das althergebrachte Schienenprofil ruhig beibehalten wurde, um das Anlagekapital der Bahn nicht unnötig zu erhöhen. Allmählich erst wuchs die Erkenntnis, daß mit vermehrtem Raddruck und größerer Geschwindigkeit auch der Einbau eines stärkeren Schienenprofils nötig ist; die Ausgestaltung desselben aber so, daß damit seiner schwächeren Umgebung genügend Rechnung getragen wurde, erschien nebensächlich, wenn es nur den eigentlichen Anforderungen des Bahnbetriebs genügte und die Wirtschaftlichkeit des Unternehmens nicht durch zu hohe Beschaffungskosten gefährdete. Alle Gleisteile waren dazu in den Straßenkörper nur lose eingebettet, also weder mit dem Unterbau, der vorzugsweise aus loser Kiesschüttung, weniger aus verkiestem und gewalztem Gestück bestand, noch mit der meist in Chaussierung ausgeführten Decke zu einem konstruktiv als Ganzes wirkenden Baukörper verbunden. Aber schon in dieser losen Vereinigung machten sich erhebliche Zerstörungen geltend: Das Gleis blieb nicht gerade liegen, vergrub sich an den Stößen in den Straßenböden, das Pflaster kippte und versank, wobei die einzelnen Steine vom emporgequollenen Sand überdeckt, die Chaussierung des Bindematerials immer mehr entblößt wurde und schließlich nur noch aus Rollsteinen neben dem Gleis bestand. Der Ursache dieser auffälligen Zerstörung der Umgebung nachzuspüren, lag selbst für den Straßenbahner wenig Veranlassung vor, weil die Unterhaltungskosten eines derartigen Gleiskörpers die Wirtschaftlichkeit des Bahnbetriebs gefährdete. Die Wirtschaftlichkeit des Bahnbetriebs gefährdete. Die Wirtschaftlichkeit des Bahnbetriebs gefährdete.

lange wegfräsen zu müssen, um die Schienenkopflasche einzuziehen zu können und so zwei oder drei Stumpfstoße an die Stelle nur eines zu setzen. Wie sehr richtig dazu bemerkt wurde, könnte er höchstens zur Verbesserung ausgeführter Stoßverbindungen in Betracht kommen; dann sei er aber erst recht zu teuer mit Rücksicht auf die Tatsache, daß demnach das ganze Gleis zur Auswechslung kommen müßte. Auf die weitere Tatsache aber, daß durch Anwendung des Melaunstoßes der schwächeren Umgebung des Gleises und namentlich dem spröden Beton gerade an der schwächsten Stelle des Gleises die notwendigste Schonung zuteil wird, ist nicht hingewiesen; das läßt sich allerdings besser erreichen, wenn man sich für die Unterhaltung der Straßenbahnen im wesentlichen im Bereich der elektrischen Straßenbahnen ausbildet, bei elektrischen Straßenbahnen ist die Unterhaltung der Straßenbahnen im wesentlichen im Bereich der elektrischen Straßenbahnen. Die früher vertretene Ansicht, daß der Oberbau für elektrische Straßenbahnen im wesentlichen im Bereich der elektrischen Straßenbahnen ausbildet, bei elektrischen Straßenbahnen ist die Unterhaltung der Straßenbahnen im wesentlichen im Bereich der elektrischen Straßenbahnen. Anders wurde es erst, als das Straßenbahngleis fest mit seiner Umgebung verbunden wurde und werden mußte, als in den Hauptstraßen und in der eigentlichen Innenstadt, wo der Verkehr am meisten flutet, das Verlangen nach geräuscharmen und schmutzfreien Fahrbahnen zum Einbau fugenloser und ebener Decken führte; in Asphalt oder Holz ausgeführt, konnten sie von vornherein nur auf einen durch und durch starren und einheitlichen Fahrbahnunterbau gebettet werden. Hierfür kann nur der wasserdichte, gegen Druck sehr, gegen Stoß aber wenig widerstandsfähige Beton in Frage kommen. Solange er gegen Witterungseinflüsse geschützt ist, trocken liegt und nur ruhender Belastung ausgesetzt ist, muß Beton als ein vorzüglicher Baukörper gelten, andernfalls aber erscheint die Verwendung desselben mehr oder weniger bedenklich. Gegenüber der Schiene aus Stahl ist und bleibt der Beton ein schwacher Baukörper; in fester Verbindung mit ihr muß er unter dem Einfluß des Bahnverkehrs unbedingt der vorzeitigen Zerstörung unterliegen. Es ist demnach nicht richtig, das Schienenprofil lediglich nach den Anforderungen des Bahnbetriebs zu bestimmen, sondern es ist so zu wählen, daß seine schwächere, mit ihm fest verbundene Umgebung neben ihm bestehen kann. Das zunehmende Verlangen insbesondere von seiten der Anwohner und allgemein auch von der gesamten Bürgerschaft nach Ruhe und Reinheit auf Straßen kann nur durch weitere Ausbreitung der fugenlosen und ebenen Fahrbahndecken befriedigt werden; damit wird die feste Verbindung des Gleises mit dem Straßenkörper notgedrungen immer mehr zur Regel. Eine derartige Ausgestaltung ist aber sehr teuer und war bis jetzt recht schwierig zu unterhalten. Sollen die hierbei seither überall aufgetretenen Mißstände für die Folge besser bekämpft und nachhaltiger behoben werden, dann muß für die Wahl der Schienenform und die Art der Durchbildung des ganzen Gleiskörpers in erster Linie die weit geringere Widerstandsfähigkeit der Gleisumgebung, also der Bettung und der Anschlüsse, die Grundlage bilden.

II. Die Bewertung des Oberbaues von seiner Umgebung aus.

Die früher vertretene Ansicht, daß der Oberbau für elektrische Straßenbahnen im wesentlichen gleich demjenigen für Pferdebahnen auszubilden sei, mußte bald derjenigen weichen, daß bei elektrischem Betrieb dem Oberbau weit mehr Sorgfalt zu widmen ist; denn wenn beim Übergang zum elektrischen Betrieb eine Erneuerung des Oberbaues unterlassen wurde, so mußte nach ein- bis zweijähriger Benutzung eine durchgreifende sorgfältige Verbesserung oder gar eine vollständige Auswechslung des Oberbaues erfolgen. Diese erforderte alsdann bedeutende Mehropfer, weil in der Zwischenzeit auch die Umgebung weit erheblicher der vorzeitigen Zertrümmerung ausgesetzt war und ebenfalls eine fast vollkommene Erneuerung erheischte. Heutzutage unterliegt es keinem Zweifel mehr, daß die größeren Raddrücke, die höhere Fahrgeschwindigkeit, die rasch einsetzende Anzugskraft und die stärker wirkenden, nur mechanisch oder gar elektrisch betätigten Bremskräfte nicht allein kräftige Schienen verlangen, sondern auch kräftige Unterbettung derselben aus sorgfältig ausgewählten und haltbar zusammengefügt Baukörpern.

In den 80er Jahren, als neben den Pferdebahnen für das eigentliche Stadttinnere die Dampfbahnen als Vorläufer der heute nur noch elektrisch betriebenen Vorort- und Überlandbahnen das Weichbild der Städte neu belebten, fanden die verschiedenartigsten Oberbaudurchbildungen hierbei Anwendung; in anliegender Tafel 8 sind dieselben mit ihren Betriebswerten übersichtlich zusammengestellt. Jeder dieser Durchbildungen haften mehr oder weniger erhebliche Mängel an, sodaß sich unter dem ständigen Anwachsen der Betriebseinflüsse keine von diesen 10 Schienenarten für Straßenbahnen bis in die neuere Zeit erhalten konnte. Heute bevorzugt man Schienen mit einem Steg, der ganz oder nahezu gleichartig zwischen Kopf und Fuß sitzt; als deren Vorläufer können die Anordnungen A und B sowie H der Tafel 8 gelten. Letztere Anordnung, die Hartwich-Rillenschiene, ist der deutschen Hartwich-Schiene für Hauptbahnen nachgebildet worden und kam hauptsächlich in England beim Bau von Straßenbahnen zur Verwendung. Die Grundform dieser Schiene ist in dem gewöhnlichen Träger zu suchen: Hohler und dünner Steg, schmale und wulstige Flanschen. Wie bei dem Träger, war auch bei der Schiene die Materialverteilung recht günstig; dafür deutet die nur wenig aus der Mitte liegende neutrale Faser hin. Unter dem Betriebseinfluß zeigte sich jedoch bald, daß mit dem schmalen Steg einer nur einteiligen Schiene sich keine feste und haltbare Verlaschung erzielen ließ, und daß infolgedessen die Steifigkeit und Einheitlichkeit des Gestänges rasch nachteilig beeinflußt wurde. Der Anzug des zu einem gerillten Schienenkopf ausgebildeten oberen Flansches war zu groß, sodaß an ihn die Laschen mit zu schrägen Flächen angelegt werden mußten, wodurch bei Belastung des Schienenstoßes erhebliche wagrechte Spannungen entstanden, welche zur baldigen Lockerung der Stoßverbindungen führten. Einen Vorzug barg dieses einteilige Schienenprofil von vornherein in sich, indem der Fuß schmal oder breit bemessen werden und danach die

Größe des Bettungsdrucks auf das wünschenswerte Maß entsprechend der Tragfähigkeit des Unterbaues gebracht werden kann. Man vermied aber eine größere Breite des Fußes gegenüber dem Schienenkopf schon deshalb, weil damit das Profilgewicht sowie der Preis wuchs. Die Walztechnik stand dazu nicht so auf der Höhe wie heutzutage, um breitere Profile ebenso leicht wie schmale schaffen zu können. Bei der Dürtigkeit des Verkehrs, der leichten Bauart der Wagen und der geringen Geschwindigkeit neben Billigkeit der Baumaterialien und der Arbeitslöhne für Schaffung und Erhaltung des Gleisbettes konnte auch die Erkenntnis nicht durchbrechen, daß bei breiterer Auflage der Schiene die Gleisunterhaltung sich verbilligt.

Für die Durchbildung der zweiteiligen Schiene, Anordnung Haarmann von 1879 (Querschnitt A und B auf Tafel 8) war der Gedanke maßgebend, daß die Straßenbahnschiene ein durchgehender, einheitlicher Träger mit gleicher Widerstandsfähigkeit sein müsse; es wurden deshalb zwei vollkommen gleichartige Schienen — Zwillingsschienen — in gewissem Abstände von einander regelmäßig so verschraubt, daß jede Belastung von einer Schiene auf die andere sich übertragen mußte. Es wurde jedoch auch jede Schiene stark genug ausgebildet, um die exzentrische Belastung für sich voll tragen zu können. Durch Versetzung der Schienen gegenseitig und durch entsprechend starke Ausbildung der Laschen blieb diese Sicherung auch an den Stoßstellen gewahrt. Es unterliegt keinem Zweifel, daß ein solch gleichartig gestalteter und durch die Kastenform überall hin gleich steifer Oberbau auch bei mehr oder weniger nachgiebigem Unterbau in seiner Höhenlage nur schwer beeinflußt werden konnte; ferner war eben durch diese Kastenform auch ein guter Pflasteranschluß gesichert. Aus dem Zahlenvergleich der Betriebswerte auf Tafel 8 geht hervor, daß schon damals die zusammengesetzte Haarmann-Schiene gegenüber der einfachen Hartwich-Schiene in straßenbautechnischer Hinsicht höher zu bewerten war, indem der Bettungsdruck p am geringsten und auf den lfd. m Gleis ein geringeres Gewicht entfiel. Demgegenüber hat die Hartwich-Schiene hohe Betriebswerte in statischer Hinsicht aufzuweisen, indem das Trägheitsmoment J_x auffallend hoch und die Materialspannung auffallend gering gegenüber den gleichen Werten für alle anderen Durchbildungen ist, welche ebenfalls nur aus Stahl und Eisen bestehen; das sind die übrigen bis auf Anordnung D: Fischer-Dyck, Stahlschiene auf Holzschwelle.

Aus der englischen Hartwich-Schiene ist in den letzten Jahrzehnten die deutsche Phönix-Schiene und aus der Haarmann-Rillenschiene die Wechselstegschiene mit Verblattstoß geworden; fortgesetzt sind seitdem beide Systeme verbessert und vervollkommenet worden, sodaß heute die Frage, welchem der Vorzug in wirtschaftlicher Hinsicht zu geben ist, in den Kreisen der Straßenbahnverwaltungen noch nicht völlig geklärt ist. Fraglos hat die Rillenschiene den Vorzug der Einfachheit vor der Haarmann-Schiene, bei welcher die Rille erst durch Verschraubung der Leitschiene mit der Fahrschiene gebildet wird; dadurch entsteht aber

gegenüber der Rillenschiene ein wesentlicher Vorteil insofern, als die Breite der Rille den Erfordernissen des Verkehrs angepaßt werden kann. Die Achsen der Straßenbahnwagen sind in der Regel nicht unter sich beweglich, sondern fest miteinander verbunden, sie können sich also beim Durchfahren der Kurven nicht radial stellen. Demgemäß reiben sich bei zu engen Rillen die Radflanschen in Kurven an der gegenüberliegenden Leitschiene, und eine übermäßige Abnutzung der Flanschen und Schienen ist unausbleiblich. Dieser Zustand macht sich besonders in der Innenstadt bemerkbar, wo das Gleis infolge der meist gewundenen und engen Straßen nur in scharfen Kurven gelegt werden konnte, die infolgedessen erheblicher Abnutzung ständig ausgesetzt sind. Als Mittel dagegen dient neben der Vergrößerung des Abstandes der Schienen untereinander — Spurerweiterung — auch die Rillenerweiterung, die sich bei beiden Schienenarten leicht bewerkstelligen läßt; jedoch liegt bei der Haarmann-Schiene die weitere Möglichkeit vor, durch Einlegen verschieden starker Sperrklötze allmählich von der normalen in die erweiterte Rillenbreite überzugehen, ein Vorteil, der bei dem häufigen Bestreben, recht lange Schienen — 15 bis 18 m — zu walzen, überall da ausgenutzt werden kann, wo ein und dieselbe Schiene teils gerade, teils gebogen zum Einbau kommt. Schroffe Übergänge in der Rillenweite werden auf diese Weise behoben; bei der einteiligen Rillenschiene aber würde eine derartige (konische) Rillengestaltung nur mit unverhältnismäßig hohen Kosten zu erreichen sein.

Die gute Haltbarkeit des Oberbaues ist in erster Linie von der Vollkommenheit der Durchbildung des Schienenstoßes abhängig; es kann infolgedessen nicht genug Gewicht auf die Verbindung der Schienen unter sich und die Stetigkeit des Schienenstranges gelegt werden. In dieser Hinsicht war die einteilige Rillenschiene gänzlich zu verwerfen, solange der Stumpfstoß einfach mit einem Laschenpaar gehalten wurde, das nicht viel höher als die Schienenstege bemessen war. Der von der Betriebslast unmittelbar getroffene Gleisteil, die Schiene, hatte am Stoß den Querschnitt O , und über diese Lücke half auch kein Laschenpaar hinweg, das sich zwischen Schienenkopf und Schienenfuß preßte oder bis zur Schienenoberkante als sogenannte Hochlasche reichte. Die statische Untersuchung ergab hierbei gar oft, daß trotz aller Verstärkungen der grundsätzlichen Bedingung des mindest gleich großen Widerstandsmoments des Laschenpaares gegenüber dem der Schiene als unmittelbar beanspruchten Teils nicht genügt war, oder daß die Anzahl und Stärke der Stoßschrauben gegenüber den auftretenden Biegemomenten eine viel zu spärliche war. Vom Stoß gehen aber fast alle Zerstörungen aus, sowohl für das Gleis selbst als auch für seine Umgebung. In dieser Erkenntnis sind vielseitige Verbesserungen des ältesten, des Stumpfstoßes durch Anordnung besonderer Stoßverbindungen angestrebt worden. Am meisten unter ihnen findet einerseits der Melaun-Stoß (Schienkopflasche) und andererseits die Fußlasche (Umfassen des Schienenfußes durch die Laschen) Anwendung; beide haben sich in der Praxis im großen und ganzen bewährt.

Der Melaunstoß ist der einzige Stoß, bei dem alle Stoßteile vollkommen bearbeitet sind und daher genau ineinander passen; das erhöht natürlich die Kosten. Der Hauptzweck aber ist hierbei, den statischen Anforderungen so vollkommen als möglich zu genügen und die Stoßteile bis zum Eintritt der Betriebsuntauglichkeit des Gleises als Ganzes ungeschwächt wirken zu lassen. Ob und inwieweit diese Absichten erreicht werden, muß vorläufig um so mehr dahingestellt bleiben, als die statischen Rücksichten nicht allein über die Güte einer Stoßverbindung entscheiden können. Der Melaunstoß hat die erhoffte allgemeine Verbreitung bis jetzt nicht gefunden. Abgesehen von der bereits erwähnten Kostenfrage hat der Stoß namentlich in den Reihen der Straßenbahner auch deshalb entschiedene Gegner gefunden, weil es als ein Unding erachtet wurde, an den Enden neuer Schienen erst die Köpfe je auf halbe Laschen-

länge wegfräsen zu müssen, um die Schienkopflasche einzuziehen zu können und so zwei oder drei Stumpfstoße an die Stelle nur eines zu setzen. Wie sehr richtig dazu bemerkt wurde, könnte er höchstens zur Verbesserung ausgefahrener Stoßverbindungen in Betracht kommen; dann sei er aber erst recht zu teuer mit Rücksicht auf die Tatsache, daß demnächst das ganze Gleis zur Auswechslung kommen müßte. Auf die weitere Tatsache aber, daß durch Anwendung des Melaunstoßes der schwächeren Umgebung des Gleises und namentlich dem spröden Beton grade an der schwächsten Stelle des Gleises die notwendigste Schonung zuteil wird, wurde gleichzeitig nicht hingewiesen; das läßt sich allerdings auch auf anderem Wege und dabei noch besser erreichen. Hier hätte wohl das bisher wenig oder gar nicht eingeräumte Mitbestimmungsrecht des Straßenbauers wesentlich dazu beitragen können, um den maßlosen Zerstörungen des Straßenkörpers, wie sie allenthalben eingetreten und von den mehr oder weniger schlecht durchgebildeten Stoßanordnungen zunächst ausgegangen sind, beizuhelfen und dies im wohlverstandenen Eigeninteresse der Bahnverwaltung selbst!

Was es mit der Durchbildung des Stoßes, dem verlaschten gegenüber dem freien Schienenquerschnitt für eine Bewandnis hat, ist in vergleichender Weise von ein- gegen zweiteilige Schienen auf den Tafeln 9 und 10 zur Darstellung gebracht worden. Vom Standpunkt der schwächeren Umgebung der in den Straßenkörper eingebetteten Schiene ist wohl derjenigen Schienendurchbildung hiernach der Vorzug zu geben, bei welcher Querschnitt und Widerstandsmoment am stetigsten auf verlaschte gegenüber der freien Länge bleibt. Die Wertigkeit ist darnach um so höher zu bemessen, wenn nur die unmittelbar beanspruchten Teile betrachtet werden, weil im Laufe der Betriebszeit durch die unvermeidliche Lockerung der Stoßschrauben die nur mittelbar beanspruchten Teile mehr oder weniger ihrem Zweck, zur Überbrückung des Stoßes genügend beizutragen, entzogen werden. Aus beiden Tafeln ergibt sich hiernach, daß die höhere Wertigkeit beim Haarmann-Oberbau zu finden ist; die daselbst eingesetzten Vergleichszahlen an den Rändern der Tafeln schwanken unter sich am geringsten, zwischen 1 und 1,2. Das gleiche Ergebnis hat aber auch der weitere Vergleich, wenn von der Lockerung der Schrauben im Laufe der Zeit abgesehen wird, wenn also unmittelbar und mittelbar beanspruchte Teile zusammen betrachtet werden. Die höhere Wertigkeit bleibt dem Haarmann-Oberbau auch dann, einerlei, ob ihm gegenüber die Phönixschiene nach Tafel 9 mit Melaunstoß oder nach Tafel 10 mit Fußlasche versehen wird. Die Zahlenwerte für die Stoßmitte sind hierbei ausschlaggebend und beim Haarmann-Oberbau sämtlich größer. Je stetiger die freie und verlaschte Schiene, um so mehr Gewähr wird dafür geboten, daß bei fester Verbindung des Gleises mit dem Straßenkörper dieser nicht vorzeitiger Zertrümmerung und zunächst in der Umgebung der Schienenstöße ausgesetzt ist.

Wenn die einteiligen Schienen so, wie sie vom Hüttenwerk kommen, miteinander verbunden werden sollen, so dürfte die Anwendung einer massigen Lasche am naheliegendsten sein, um der schwachen Umgebung die notwendige Stetigkeit des Gleises so viel als möglich zu sichern. Denn dessen größte Schwäche liegt eben im Stumpfstoß, wo die unmittelbar beanspruchte Schiene den Querschnitt O hat, und wird am ersten durch die Massigkeit des Laschenpaares als dem mittelbar beanspruchten Teil ausgeglichen; dies geschieht, wie auf Tafel 10 dargestellt, durch Anwendung von Fußlaschen, mit denen außer Kopf und Steg auch noch der Fuß der Schiene umpackt werden. Dadurch werden alle Bewegungen, welche die Schienenenden unter dem Betriebseinfluß der Bahn gegenseitig machen wollen, aufgefangen.

Für die fest anschließende Umgebung aus Beton ist diese Fußumklammerung besonders vorteilhaft, denn Bewegungen der Schienenenden unterhalb der neutralen Faser, in der Zugzone, fördern am meisten die Zertrümmerung des

anschließenden Betonkörpers. Die vielfach ausgesprochenen Befürchtungen aber, daß durch die unter den Schienenfuß greifenden Laschen im Beton Mulden gebildet werden, in denen sich infolge der Durchlässigkeit der Stoßstelle Wasser ansammeln könnte, wodurch das Zertrümmern des Betons gefördert würde, haben sich im Laufe der Zeit als zutreffend erwiesen. Werden die Einbettungsflächen der Laschen gegen die der Schiene in der Hüllinie des Betons verglichen, dessen Oberfläche ungefähr 8 cm tiefer liegt als Schienenoberkante, so ergibt sich ein Anwachsen der Laschen gegen die Schienenhülle um $68 - 56 = 12$ cm, also um 22%. Durch die Anordnung der Fußlasche wird demnach der anschließende Beton ganz erheblich weniger in Mitleidenschaft unter dem Bahnverkehr gezogen. Die Fußlaschen sind nicht so kostspielig wie die Melaunlaschen, weil sie keiner besonderen Bearbeitung bedürfen. In der Regel erfolgt das Eintreiben in den Schienenfuß kalt. Um die Schienenfüße gegeneinander völlig unbeweglich zu machen, wird mitunter zwischen den Füßen der Laschen und der Schiene eine keilförmig gestaltete Platte fußlängs eingetrieben, deren Enden alsdann über die Laschenstirnen umgebördelt werden. Das seltener zur Anwendung kommende Einziehen der Laschen auf warmem Wege verursacht keine nennenswerten Mehrkosten; sie machen sich auch genügend bezahlt, weil damit das gleichmäßige Anliegen besser erreicht wird. Etwas zeitraubend ist das Anbringen insofern, als die Massigkeit eine Unhandlichkeit bedingt.

Alle bei Rillenschienen angewendeten Stoßverbindungen reichen in ihrer Tragfähigkeit insofern nicht an den sogenannten Wechselstegverblattstoß der Haarmann-Schiene heran, als bei letzterem, durch ungleichartige Ausgestaltung des Kopfes die Stege b und b_1 nicht stumpf aneinanderstoßen, sondern am Stoß übereinandergreifen. Längs der so geschaffenen Stegverblattung muß natürlich jeweils der halbe Kopf abgefräst werden. Durch diesen doppelten und beiderseitig noch mit Laschen a und i überdeckten Steg grade an der schwächsten Stelle ist gleichsam eine 3fache Verlaschung in der Kraftebene erzielt, wodurch die Stoßausbildung statisch so hochwertig ist.

Dadurch, daß bei der einteiligen Rillenschiene die Rille an die Fahrachse angewalzt ist, ist ein großer Querschnitt für die Rückleitung des elektrischen Stromes vorhanden; auf diese Weise wird am einfachsten das erforderliche magnetische Feld geschaffen, wenn es sich um das Beschieben stark steigender Strecken (über $6\frac{2}{3}\%$) handelt, deren Befahren nach den Betriebsvorschriften für elektrische Bahnen nur unter Anwendung besonderer, meist elektrisch betätigter Bremsvorrichtungen zulässig ist. Ferner lassen sich die Kupferverbinder für die Stromrückleitung an den Stößen bei Rillenschienen einfacher als bei Haarmann-Schienen anwenden.

Was die Kosten der beiden in Frage kommenden Oberbauanordnungen anbelangt, so stellen sich die zweiteiligen Haarmann-Schienen gegenüber den einteiligen Rillenschienen mit Melaunstoß oder Fußlaschen teurer im Anschaffungspreis. Die Rillenschienen sind nach walzen, richten, längen und bohren sofort versandbereit. Die Haarmann-Schienen müssen aber darnach auf dem Werke auch noch durch Verschraubung von Lauf- und Leitschiene mit Stoßklötzen dazwischen zusammengesetzt werden, was alles von Hand geschehen muß. Dazu kommt noch, daß seither Haarmann-Schienen vorzugsweise aus dem teuren, aber zähen Bessemer-, Rillenschienen aber fast nur aus dem billigen, aber weniger gleichmäßigen Thomasstahl gewalzt wurden. Es ist dies darauf zurückzuführen, daß die Haarmannwerke in Osnabrück von jeher zur Stahlbereitung geringhaltigere, aber phosphorfreie Erze verwendet haben; bei den Phönix-, rheinischen und Lothringer Werken ist es gerade umgekehrt. Erst neuerdings sind die Phönixwerke dazu übergegangen, die einteiligen Schienen aus Siemens-Martin-Stahl zu walzen, der in bezug auf Zähigkeit und Verschleißfestigkeit dem Bessemer-Stahl nicht nachsteht. Es sind

dies auch Eigenschaften, auf welche vom wirtschaftlichen Standpunkte aus der größte Wert zu legen ist; denn wie bei jeder der Abnutzung unterliegenden Straßenanlage genügt es dazu nicht, daß das Bauwerk nur billig hergestellt wird, es muß auch in Unterhaltung und Erneuerung billig bleiben. Wenn daher neuerdings zur Erhöhung der Zähigkeit und Verschleißfestigkeit dem Stahl Nickel, Titan oder Mangan zugesetzt worden sind, so ist dies ganz besonders für den Gleisbau in Stadtstraßen zu begrüßen, wo jede Unterhaltung und Erneuerung des Gleiskörpers verkehrstörend, zeitraubend und kostspielig genug auch im Aufbruch und in Wiederherstellung der anschließenden Straßenteile ist. Der neueste Schienenstahl, der Manganstahl, ist noch dazu schwer abnutzungsfähig; zur Verringerung von Unterhaltungsarbeiten im Bereiche von Gleisteilen, die infolge stärkeren Verschleißes öfter erneuert werden müssen, wie Kreuzungen und Weichen, würde die ausschließliche Verwendung von Manganstahl sehr beitragen. Der zur Zeit etwa um das Doppelte höhere Bezugspreis der Manganschienen würde trotzdem gern von mancher Verwaltung einer Großstadt aufgebracht werden, wenn dadurch grade die verkehrsreichsten Stellen des Straßennetzes von lästigen Aufbruchs- und auch Wiederherstellungsarbeiten mehr als seither verschont blieben. Dazu kann allerdings jede Stadtverwaltung schon genügend beitragen, wenn derartige, sich rascher verschleißende Gleisteile besonders gut gebettet und für die Sammlung und Abführung des Sickerwassers mit Einrichtungen ausgestattet werden, die rasch und dauernd wirken.

Was nun die Walzung selbst anbelangt, so ist es klar, daß die Profilform der massigen Phönixschiene durchgängig nicht so genau zu schaffen ist, wie dies bei dem Walzen der zierlichen Profilformen für den Haarmann-Oberbau vor sich gehen kann. Bei letzterem liegt demgemäß die Möglichkeit zur Walzung recht langer Schienen von überall gleich großem Querschnitt mehr vor. Darin liegt aber auch vom straßenbautechnischen Standpunkte aus ein wichtiger Vorteil insofern, als die schwachen Stellen, die Schienenstöße, um so weniger vorhanden sind, je längere Schienen zum Einbau kommen können. Jeder Stoß verteuert auch die Anlagekosten, sodaß die Mehrausgaben für Haarmann-Oberbau in der üblichen Lieferlänge von 18 m gegenüber dem Phönix-Oberbau sich vorteilhaft verringern, der über 15 m lang nur schwer mit gleichem Querschnitt zu liefern ist.

Vom straßenbautechnischen Standpunkte aus kommt es weiter darauf an, daß das einzubettende und in feste Verbindung mit dem Straßenkörper zu bringende Gleis neben Stetigkeit und Tragfähigkeit auch genügende Seitensteifigkeit besitzt, um die schwächere Umgebung so wenig als möglich in Mitleidenschaft zu ziehen. Um genügend tragfähig zu sein, muß die Schiene eine gewisse Höhe erhalten; mit deren Zunahme wächst auch die Einhüllung in den Beton. Hat dazu die Schiene mehr Kasten- als Stabform, so müßte dadurch die Umhüllungsfläche für den anschließenden Beton größer werden; die Haarmann-Schiene müßte also hochwertiger als die gleich hohe Phönix-Schiene sein. Das ist aber, wie aus der Tabelle der Tafel II zu entnehmen ist, nicht der Fall, wo Haarmann-Profile von 16 und 18 cm Höhe gegen gleichhohe Phönix-Profile verglichen sind. Es geht daraus sogar hervor, daß der Beton eine 18 cm hohe Haarmann-Schiene nicht mehr als eine nur 16 cm hohe Phönix-Schiene umhüllt, mit je 455 mm. Forscht man jedoch weiter und vergleicht die Trägheitsmomente auf die wagrechte und senkrechte Achse oder der Einfachheit halber nur die Widerstandsmomente — was unbedenklich erscheint, da die neutralen Fasern durchweg unwesentlich von den Schienenmitten abstehen —, so ergibt sich eine Überlegenheit des Haarmann-Profils durchweg, indem je nach Höhe 8 bis 12% mehr Seitensteifigkeit vorhanden ist. Es kann nun eingewendet werden, daß Fahr- und Leitschiene auf die Dauer der Betriebstauglichkeit nicht als ein Ganzes wirkend erachtet werden können,

und daß demgemäß nur die Festigkeitswerte der Fahr- und Leitschiene in Betracht gezogen werden dürfen. Dazu ist zu bemerken, daß derartige Bedenken nur dann Berechtigung haben, wenn im Laufe der Betriebszeit das Dichtungsmaterial der Stegkammern zerstört wird und nicht mehr in haltbarer Weise unter dem weiteren Betriebseinfluß ersetzbar ist. Dies ist nur der Fall bei Dichtung in Zementmörtel oder Pechguß, zu der man greifen muß, wenn durch eine entsprechend angewalzte Nase an die Leitschiene eine geschlossene Metallrille die Stegkammer überdeckt, sodaß diese nur durch einen schmalen Spalt zugänglich bleibt. Eine derartig straßenbautechnisch verwerfliche Ausbildung besitzt das häufig angewandte Haarmann-Profil Bl. 47 f. Nach den Erfahrungen des Verfassers sind diese Profile mit geschlossener Metallrille die denkbar günstigsten Zerstörer für die Gleisumgebung, indem diese andauernd von jeder Gleisstelle der Schiene aus bewässert werden kann. Der nur mit Mühe eingebrachte Zementmörtel oder Pechguß zerbröckelt unter dem Wassereinfluß am ersten in Steigungen, wo die Schienenstränge zu Berg der Triebkraft der voll arbeitenden Motoren und zu Tal der Schubwirkung durch Bremsen ständig ausgesetzt sind. Die neuen Profile haben dagegen nur offene Rillen, in welche statt des weniger dichten und sehr spröden Zementmörtels der demgegenüber weit bessere Stampfbeton rasch und leicht eingebracht werden kann; eine Ausbröckelung desselben hat Verfasser im Laufe von 10 Jahren nirgends beobachten können, an den Stößen nicht und auch nicht bei nur 16 cm hohen Profilen. Aus diesem Vergleich heraus kann schließlich doch nur das Haarmann-Profil höher bewertet werden. Voraussetzung ist dabei, daß an den Schienenstößen der Lockerung der Schrauben in weitgehendstem Maße vorgebeugt wird; es muß dafür Zahl und Stärke der Schrauben reichlich sein. Das massige Phönix-Profil mag an und für sich gesichert genug trotz der Stabform im Betonbett liegen; aber das durch reichliche und kräftige Verschraubung sowie durch haltbare Ausstattung noch massiger gemachte Haarmann-Profil liegt als Schienenkasten noch sicherer! Verstärkend in dieser Hinsicht wirkt auch das Spurgestänge, das beim Phönix-Profil nur die schwachen Schienenstege von 10 bis 12 mm Stärke zwischen weit ausladendem Kopf und Fuß verbinden kann, beim Haarmann-Oberbau aber auf doppelte Rillenbreite nebst zwei Stegdicken, also auf ungefähr 70 mm die beiden Kastenschienen zu einem Gleisrahmen noch weiter seitlich aussteift. Es kommt für das Haarmann-Profil weiter günstig hinzu, daß die Höhe der Spurstange reichlicher bemessen werden kann, weil der Innenschienen, der Leitschiene der wulstige Kopf fehlt.

Für die Sicherung der Lage der Schienen im Beton ist auch die Fußbreite von wesentlichem Einfluß; nach Tafel 11 wäre also bei 16 cm Höhe dem Haarmann-, bei 18 cm dagegen dem Phönix-Profil der Vorzug zu geben. Letzteres überwiegt auch in der Massigkeit, wie aus den Zahlen für Gewicht und Querschnitt hervorgeht; beim Phönix-Profil von 16 cm ist dieses Übergewicht zwar auch vorhanden, jedoch läßt sich mit dessen um 11,5 mm geringere Fußbreite eine weniger gute Bettung erreichen. Beachtenswert ist weiter der Gewichtvergleich, bezogen auf die Einheit Trägheitsmoment und zwar sowohl bezüglich der Zahlen der Tafel 9 gegen Tafel 11 als auch der letzteren nur unter sich. Auf Tafel 8 ist die Einheit $\frac{G}{J_x}$ im Haarmann-Zwillingschienen-Oberbau 130 mm hoch angenommen. Wird diese Einheit auch auf die Profile der Neuzeit übertragen, wie sie Tafel 11 enthält, so ist aus diesen Zahlen für $\frac{G}{J_x}$, schwankend von 0,5 bis 0,74, zu entnehmen, wie erheblich in der Zwischenzeit die Schienenquerschnitte beider Durchbildungen verbessert worden sind, um sie wirtschaftlicher zu gestalten. Den größten Grad der Vollkommenheit besitzt danach das 18 cm hohe Haarmann-Profil, indem auf die Einheit Trägheitsmoment das Minimum an

Gewicht = 0,50 entfällt. Auch bei nur 16 cm hohem Profil ist der Haarmann-Oberbau mit 0,65 bis 0,68 bei gleicher Güte des Materials trotz Bildung des Oberbaues durch Zusammensetzung von Fahr- und Leitschiene dem einfachen Phönix-Profil mit 0,74 wirtschaftlich überlegen. Dieses Zahlenergebnis dürfte jedoch vom rein straßenbautechnischen Standpunkte aus von keiner verwertbaren Bedeutung sein, weil, wie oben bereits erwähnt, das zusammengesetzte Profil immer teurer als das einfache ist, auch wenn es leichter ist; von demselben Standpunkte aber ist es sogar vorteilhafter, wenn das Verhältnis von $\frac{G}{J_x}$ recht groß wird; denn bei festem Verband der Schiene mit der Umgebung wird diese um so weniger unter dem Bahnbetrieb beeinflusst, je mehr Gewicht auf die Einheit Trägheitsmoment entfällt. Letzteres selbst muß hierbei natürlich ausreichend groß, sowohl auf senkrechte als auch wagrechte Achse bezogen, sein. Untersuchungen hierüber folgen in den weiteren vergleichenden Betrachtungen.

In dem Bestreben, bei der Wahl des Schienenprofils in erster Linie die straßenbautechnischen Forderungen und dann erst die betriebstechnischen zu berücksichtigen, haben neuerdings nicht allein die Hüttenwerke durch Ausschaltung des weniger bruch- und verschleißfesten Thomasstahls und durch hervorragende Verbesserungen des Gleisstoßes auch für den einteiligen Oberbau untereinander gewetteifert, sondern auch fernerstehende Unternehmungen haben sich an diesem Wettstreit beteiligt; z. B. diejenigen, welche zwecks gänzlicher Beseitigung des Schienenstoßes die verschiedenen Schienenschweißverfahren eingeführt und in letzter Zeit außerordentlich vervollkommen haben. Hierzu gehören das aluminothermische, das elektrische und das autogene Verfahren. Aber auch die deutschen Straßenbahnverwaltungen selbst sind hierin nicht müßig geblieben, indem sie im Verein mit den Hüttenwerken Normalprofile festsetzten. Damit wird dem seither bestandenen Profilirrwarr endlich auf klaren Grundlagen wissenschaftlicher Erkenntnis und wirtschaftlicher Erwägungen das schon längst allseitig ersehnte Ende bereitet. Auf Tafel 12 sind diese deutschen Normalprofile enthalten.

Das Haarmann-Profil mit seiner dadurch gekennzeichneten Kastenform, daß die Stege unter sich mehr abstehen als die Rillenbreite beträgt, also mehr als 30 mm, ist in den Normalien nicht aufgenommen worden. An ihm und namentlich an den neueren statisch ausgezeichneten Profilen Bl. 794 und 801 werden manche Straßenbahnverwaltungen trotzdem noch lange festhalten; vom straßenbautechnischen Standpunkte aus ist hiergegen nichts einzuwenden, weil grade bei Einbettung dieser breitkastigen Schienen gut haltbare Pflasteranschlüsse bei Bettung auf Gestück gewonnen, sowie weniger vorzeitige Zerstörungen von Asphalt oder Holz und dem Beton darunter zu befürchten sind. Dazu trägt nach den langjährigen Beobachtungen des Verfassers außer der vorzüglichen Durchbildung des Schienenstoßes hauptsächlich die ausgeprägte Kastenform mit offener Rille bei, in welcher der Stampfbeton dicht und unbeweglich sitzt. Von den neueren Haarmann-Profilen sind nur die schmalkastigen in die Normalien als zweiteilige Rillenschienen Nr. I bis IV aufgenommen worden; bei ihnen beträgt der lichte Abstand der Stegwände höchstens 14 mm. Die Leitschiene greift überall metall dicht in die Fahrchiene ein, sodaß der Ausguß der Stegkammer nur vom Schienenstoß aus und nur mit sprödem Zementmörtel möglich ist. Das ist straßenbautechnisch, wie oben bereits ausgeführt, verwerflich; jedoch hat die Erfahrung gezeigt, daß eine Zerbröckelung desselben nach 6jährigem Einbringen nirgends festgestellt wurde. Offenbar ist dies auf den geringen lichten Abstand der Stege und die treffliche Verschraubung von Fahr- und Leitschiene untereinander zurückzuführen, wodurch sich beide gegenseitig nicht derart unter Belastung gegeneinander bewegen können, daß der zwischen ihnen eingegossene Zementmörtel dadurch zerbröckelt.

Die einteiligen Rillenschienen sind als Normalprofile 1 bis 4 vorgesehen; die meiste Verwendung hierunter fand bis jetzt Nr. 2, weniger Nr. 3 und nur vereinzelt Nr. 4.

In allen 8 Normalprofilen ist eine gewisse Einheitlichkeit insofern enthalten, als die Maße für die einzelnen Abmessungen nur wenig schwanken und zwar für die

- a) Rille : 31 mm in der Geraden, 34 mm in der Kurve,
- b) Fahrfläche: 47 oder 51 oder 56 mm,
- c) Steg : 11 oder 12 mm einteilig, 8 oder 9 oder 10 mm zweiteilig,
- d) Höhe : 150 oder 160 oder 180 mm,
- e) Fuß : 140 oder 150 oder 180 mm.

Also höchstens 3 Schwankungen entsprechend den Inanspruchnahmen durch leichten, mittleren und schweren Verkehr!

Die ersten Profilgruppen Nr. 1 und 2 sowie I und II mit je 15 oder 16 cm Höhe können als Stehprofile bezeichnet werden, weil die Fußbreiten kleiner sind als die Höhen und nur 14 und 15 cm haben; aus diesem Grunde sind sie straßenbautechnisch die minderguten. Die letzten Gruppen Nr. 3 und 4 sowie III und IV mit je 16 cm oder 18 cm Höhe sind in dieser Hinsicht höher zu bewerten, weil auch die Fußbreite durchweg 18 cm ist. Sie können als Liege-Profile bezeichnet und nur sie dürften vom Standpunkt des gediegenen Straßenbaues zugelassen werden, wenn es sich um feste Verbindung des starken Gleises mit der schwachen Umgebung handelt. Bisher sind die meisten Straßenbahnverwaltungen aus freien Stücken dazu übergegangen, nur diese Liege-Profile für Asphalt- und Holzpflaster auf Beton zu verwenden. Grundsätzlich muß auch vom straßenbautechnischen Standpunkt aus gefordert werden:

Die schwächeren Steh-Profile zunächst für lose, die stärkeren Liege-Profile aber für feste Bettung und festen Verband mit dem Straßenkörper!

Dadurch wird die Wirtschaftlichkeit des Bahnunternehmens nicht gefährdet, sondern gefördert!

Wie die Erfahrung bis jetzt ergeben hat, finden die einteiligen Normalprofile und zwar die Nummern 2 bis 4 am meisten Anwendung. Es erklärt sich dies wohl daraus, daß an der zweckmäßigsten Lösung der Stoßfrage nicht mehr mit dem Eifer und dem Interesse wie früher gearbeitet wird, seitdem die Beseitigung des Stoßes auf die einfachste Art, durch die aluminothermische oder elektrische Schweißung im neuzeitlichen Gleisbau starken Eingang gefunden hat, und zwischenzeitlich erhebliche Fortschritte und Verbesserungen hierin gemacht wurden. Unter diesen veränderten Verhältnissen wird auf die zweiteilige, schmal-kastige Haarmannschiene nur aus ganz besonders triftigen Gründen gegriffen werden, sei es des vorzüglichen sauren Stahles wegen, sei es wegen der bewährten Durchbildung des Stoßes, die in der Praxis immer noch wie früher jeder anderen den Rang ablauft. Nachteile, wie sie bei der Kopflasche (Melaun) oder der Fußlasche (Fischer) sich im Bahnbetriebe herausstellten, sind bei den Haarmann-Stößen nicht bekannt geworden.

Beim Melaunstoß sind die Laschenschrauben oft locker geworden; die Schienenkopflasche ist ja nicht wie andere Laschen ein mittelbar, sondern ein unmittelbar beanspruchter Gleisteil; infolgedessen scheuern sich die Sitzflächen von Kopf und Mutter der Laschenbolzen viel eher an den Laschenflächen ab, zumal die Zahl der innerhalb der Fahrkopflänge der Lasche sitzenden Bolzen größer ist als diejenige der Bolzen an den seitlichen Strecken, in denen die Lasche nur bis zum Schienenkopf in die Stegkehle eingreift.

Beim Fußlaschenstoß hat sich der Schienenkopf von der Stoßfuge aus nach den Seiten in einjährigem Zweiminutenbetrieb platt geschlagen, wie die Bremer Straßenbahn berichtet; außerdem wird kaum erreicht, daß die Laschenfüße beide Schienenenden überall gleichmäßig umklammern, auch wenn sie warm um diese eingetrieben werden, weil jede Schiene gegen die andere im Walzquerschnitt abweicht; schon aus diesem Grunde allein ist das bereits erwähnte Eintreiben einer Zwischenplatte zu empfehlen.

Von allen diesen Zufälligkeiten und Nachteilen befreit die Schweißung des Stoßes. Ein stoßloses Befahren des Straßenbahngleises bildet ja das Ideal für Bahn und Leute. Zeitraubende und kostspielige Ausbesserungen der Schienenstöße unter teilweiser oder völliger Zerstörung und ebenso Wiederherstellung des anschließenden Straßenkörpers fallen weg. Das Schweißverfahren ist inzwischen so vervollkommen worden, daß ein Reißen der geschweißten Stöße nur noch ganz vereinzelt vorkommt. Die Straßenbahnschiene ist ja auch im Gegensatz zu derjenigen für Hauptbahnen nur mit der eigentlichen Fahrfläche den Einflüssen der Temperaturschwankungen ausgesetzt, im übrigen aber steckt sie im Beton, der dazu mehr ein schlechter als ein guter Wärmeleiter ist. Bedenklich erscheint die durchgängige Schweißung demgegenüber aber doch da, wo das Straßenbahngleis vorzugsweise aus Kurven besteht. Wird hier der Bahnkörper reichlich von der Sonne beschienen, so kann das durchweg stoßlose Gleis in den Bögen, die als Ausgleichstrecken dienen, den anschließenden Straßenkörper unter Umständen erheblich zerstören. Namentlich kann ein Bersten und Abkeilen des Betons vom Schienenfuß bis Deckengrund an der Außenseite des Bogens leicht eintreten.

Das am meisten angewandte Schweiß-Verfahren ist das aluminothermische nach Dr. Goldschmidt in Essen, kurz Thermitverfahren genannt. Es ist seit 1897 für die Stumpfschweißung in Anwendung, zuerst als Tigelgußverfahren unter Einlegung eines 10 mm starken, kohlenstoffarmen Eisenblechs. Neuerdings ist die Ausführung bedeutend vervollkommen worden; einmal durch die genaue planparallele Bearbeitung der zu schweißenden Schienenstirnflächen mittelst der Ratschenscheibenfeile und weiter durch Anwendung der einteiligen Auto-Stauchpresse anstelle der bis 1910 benutzten mehrteiligen mit Excenter-Bolzen, zu deren Bedienung sehr zuverlässige Arbeiter gehörten. Diese beiden Werkzeuge verbürgen für das Gelingen den nötig hohen Sicherheitsgrad, der vorher fehlte, sodaß dem Schweißen überall mit einem gewissen Mißtrauen begegnet werden mußte. Das Zwischenblech hat mit Einführung dieser Werkzeuge insofern auch eine Vervollkommnung erfahren, als das 3,1 mm starke, kohlenstoffarme Flußeisenblech mit Kupfer je 0,3 mm plattiert wurde, sodaß das verkupferte Schweißblech 3,7 mm stark ist. Die Kupferschichten verhindern das Rosten und erhalten die zu schweißenden Flächen metallisch rein, indem das sogenannte Anlaufen der blank geratschten Stahlflächen nicht aufkommen kann, weil das Kupfer die infolge der Erwärmung sich auf ihnen bildenden Eisenoxydulschichten auflöst, mithin als Flußmittel bei der Schweißung dient. Inzwischen ist auch durch wissenschaftliche Untersuchungen die Zuverlässigkeit dieses sogenannten metallogenen Schweißverfahrens festgestellt worden; darnach erleidet sowohl der Schienenstahl als das verkupferte Schweißblech durch den Schweißprozeß keine andere Veränderung als durch den bloßen Glühprozeß, d. h. sie verlieren einen Teil ihrer Sprödigkeit durch Entkohlung, werden also zäher. Auf eine größere Haltbarkeit dieser verbesserten Schweißung kann mit Sicherheit geschlossen werden, die dazu noch billiger als die frühere ist. Es ist deshalb ganz erklärlich, daß bis 1913 von 74 deutschen Straßenbahnverwaltungen bereits 56 das Thermitverfahren zum Schweißen der Schienenstöße versuchsweise angewendet haben und voraussichtlich auch beibehalten werden. Es kommen hierbei nur die einteiligen Schienen, Normalprofil 1 bis 4 in Betracht, weshalb sie für die Folge kurz Schweißprofile genannt werden sollen im Gegensatz zu den anderen, zweiteiligen Normalprofilen I bis IV, kurz den Laschenprofilen.

Über die zweckmäßigste Höhe der Schiene gingen die Meinungen seither noch weit auseinander; die Normalprofile haben auch hierin Wandel geschaffen. Bei Asphalt- und Holzpflaster sind darnach entweder die Schweißprofile 3 und 4 oder die Laschenprofile III und IV anzuwenden, also nur Schienen mit entweder 16 oder 18 cm Höhe und — was die Hauptsache ist — durchweg größter Fußbreite von

18 cm! Bei Steinpflaster, wo es sich um gute Anschlüsse handelt, mögen noch höhere Profile ihre Berechtigung ebenso haben wie die Höhe der Steine selbst, die zur Erzielung eines guten Verbandes und Erhaltung der Ebenheit der Fahrfläche der Steine unter sich nicht weniger als 15 cm betragen soll und nicht über 17 cm hoch zu sein braucht. Die Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte hat diese Grenzmaße inzwischen zur Einführung einheitlicher Pflastersteine auch so festgelegt. Bei der stets vorhandenen Ausladung des Schienenfußes über den Schienenkopf ist es zur Vermeidung des Verhaues und zur Erzielung festen sowie dauerhaften Anschlusses angebracht, daß die Pflastersteine auf den Schienenfüßen reiten, und daß demgemäß das 18 cm hohe Schienenprofil für Pflasterstraßen in erster Linie in Betracht kommt. Höher darf es m. E. nicht sein, weil es alsdann zu starr im elastischen Pflasterkörper liegt, und höher braucht es auch nicht zu sein, wenn Gleis und Pflaster gemeinsam auf kräftigem und gewaltigem Gestück sicher und satt aufgelagert sind. 18 cm hohe Schienenprofile sind auch schwer genug, keineswegs aber zu schwer gegenüber der losen Verbindung mit Unterbau und Decke des anschließenden Straßenkörpers aus Reihenpflaster; sollen die Unterhaltungskosten für diesen auf die Dauer der Betriebstauglichkeit des Gleises, also auf 10 bis 15 Jahre am geringsten werden, so dürfen die Mehrkosten für Verlegung des 18 cm hohen Profils nicht gescheut werden. Sie machen sich durch die Verringerung der Unterhaltungskosten schon nach den ersten Jahren reichlich bezahlt. Jeder Zentimeter Verringerung der Höhe ist vom Übel, weil damit das Zerstörungswerk des Wassers an dem anschließenden Pflasterkörper außerordentlich begünstigt wird; die bekannten Pumpwirkungen treten ja um so leichter ein, je mehr der Schienenstrang unter dem Verkehrseinfluß auf- und niedergehen kann, was in erster Linie von der Schienenhöhe abhängt. Verfasser hat statistisch verfolgt, daß die Pflasterunterhaltungskosten bei einem nur 16 cm hohen Schienenprofil unter gleichem Bahnbetrieb ungleich höher sind als bei dem Profil gleicher Ausbildung mit 18 cm Höhe und ferner auch, daß die Herstellung der Anschlüsse mit Kleinpflaster namentlich an den Außenseiten der Schienen als die unwirtschaftlichste Anordnung bezeichnet zu werden verdient; besser dann altes Großpflaster mit stärkerem Anzug, wie es früher bei der geringen Schwere und der behaglichen Geschwindigkeit der Fahrzeuge üblich war und sich hierdurch nicht so merklich als fehlerhaft und verwerflich herausstellen konnte!

Bei fester Verbindung des Gleises mit dem Straßenkörper zu einem starren Straßenbahnkörper aus Beton mit Asphalt oder Holz darüber ist ein höheres Schienenprofil als 18 cm noch weniger berechtigt als bei einem elastischen Straßenkörper aus Reihenpflaster auf Gestück. Selbst das 18 cm hohe Profil erscheint nicht angebracht, weil die Anlagekosten unnötig verteuert werden und sogar verwerflich, weil mit der Schienenhöhe der Hebelarm wächst, mit dem die Seitenstöße der Fahrzeuge auf den Schienenkopf und danach auf die ganze Schiene wirken. Je größer das dadurch entstehende Moment ist, um so erheblicher ist der Einfluß der bewegten Schiene auf den seitlichen Straßenkörper und zunächst auf den Beton, da dieser zwar ausreichend druckfest wird, aber anderen Beanspruchungen gegenüber, z. B. Abscheeren und Auskeilen, ein schwacher Baukörper ist und bleibt. Je höher die Schiene, um so mehr Kosten entstehen auch bei der Auswechslung; dazu ist, feste Bettung, wie Beton, auszubrechen, an und für sich immer kostspielig.

Nachstehend sollen nun die Schweißprofile näher verglichen werden; hierzu dient Tafel 13, auf der außer den Normalprofilen 2, 3 und 4 auch das sogenannte Schöneberger gedrungene, nur 10 cm hohe Phönixprofil, Anordnung Busse-Reinhardt, aufgenommen ist. Dasselbe ist außerdem durch dicken und kurzen Steg gekennzeichnet; es kann somit als ein auffälliger Vertreter der laschenlosen, der Schweißprofile, erachtet werden. Der kurze, fast über-

all gerundete Steg gibt auch keine geeignete Anschlußflächen für die Verbindung der Schienenstränge untereinander durch die sonst üblichen Spurstangen ab. Jeder Schienenstrang dieses Profils A wird für sich eingebettet und soll, mit dem Unterbau aus Beton durch Bolzen verschraubt, ein unbewegliches Ganzes bilden; zur Auswechslung soll jeder Strang für sich allein kommen können. Diese Unabhängigkeit der Schienenstränge eines Gleises unter sich ist überall da von größter wirtschaftlicher Bedeutung, wo starker Verschleiß rasche Auswechslung bedingt, welche alsdann mit geringstem Aufwand für Aufbruch und Wiederherstellung des Straßenkörpers zu bewerkstelligen ist. Der Unterbau besteht aus trogartig geformten, mit Bolzenlöchern versehenen und dicht nebeneinander gelegten Formstücken aus Eisenbeton von 1 m Länge; infolgedessen kann die sonst übliche Betonstärke von 20 cm unter dem Schienenfuß auf ungefähr die Hälfte verringert werden, wodurch die Anlagekosten nicht gegen früher verteuert werden. Dadurch kommt auch innerhalb des Bahnkörpers die Betonsole nicht tiefer als im gleislosen Teil zu liegen; sonst greift sie um den Höhenunterschied von Schiene gegen Asphalt oder Holz entsprechend darunter, was Mehrkosten an Erdarbeiten außer der Vermehrung an Beton bedingt.

Wo rasche Auswechslung des Gleises infolge starken Verschleißes nicht erforderlich ist und wo demnach die Beschränkung des Aufbruchs und der Wiederherstellung des Straßenkörpers auf die bloße Breite der Schienenstränge keine Rolle spielt, erscheint es gewagt, diesen teuren Unterbau aus Eisenbetonformstücken in den Straßenboden einzulegen. Denn die Erfahrung hat gezeigt und wird es auch ferner lehren, daß bei einer Auswechslung des Gleises nach 12 bis 15 Jahren fast niemals auf das frühere Profil zurückgegriffen wird; in der Zwischenzeit sind entweder die Ansprüche an die Stärke des Oberbaues gewachsen oder auch neue Profilformen zur Einführung gekommen, die wirtschaftlicher als die alten sind. Unter diesen schwankenden Verhältnissen mit stets auftauchenden Neuerungen und Verbesserungen dürfte es reiner Zufall bleiben, wenn das neue Schienenprofil in den alten Eisenbetontrog noch hineinpaßt und wenn die alten Bolzen in richtigem Abstände hierfür noch sitzen. Es ist auch für denjenigen, der sich eingehend mit den unvermeidlichen Bewegungen des Eisenbahnoberbaues von Haupt- und Nebenbahnen befaßt hat, etwas befremdlich, daß Schienen und Unterbau, in kurzen Abständen von ungefähr 50 cm beiderseits des Schienenfußes verschraubt, auf die Dauer wirklich als Ganzes wirken sollen, wenn überhaupt wirken können. Als s. Zt. der Langschwellenoberbau aufkam, vertraten Viele die gleiche Anschauung, zumal durch Versetzung der gut verlaschten Schienenstöße gegen die ebenso verlaschten Schwellenstöße es den Anschein gewann, als ob die Gleichförmigkeit des Gleises überall gewahrt und mithin nirgends mehr schwache Stellen vorhanden seien. Aber die Erfahrung erwies das Gegenteil: Die Schiene aus Stahl, mit der Schwelle aus Schweiß- oder Flußeisen fest verschraubt, verschlissen jede für sich! Die Schienenfüße arbeiteten sich über den durchlaufenden Schwellen rund, wenn nicht schon vorher die Schienenenden über diesem harten und starren Auflager unter dem Bahnverkehr schräg durch Kopf und Steg abbrachen; an dem einzig elastischen Teil der Unterlage aber, an den Schwellenstößen, scheuerten sich die Lagerflächen durch die gegenseitigen Bewegungen von Stahl und Eisen bis zum Grunde durch. Bei diesen Tatsachen dürfte es kaum weniger ausbleiben, daß die noch betriebstaugliche, zähe Stahlschiene sich in dem spröden Beton trotz enger Verschraubung vorzeitig lockert; dazu kommt noch, daß der Trog voll mit nachgiebigem Bitumen ausgegossen ist, und daß die Widerstandskraft einer niedrigen Schiene mit jedem Millimeter Kopfverschleiß viel rascher abnimmt. Es liegt zurzeit noch zu wenig Erfahrung vor, um diese Bedenken gegen die seit 1908 in Berlin und seinen Vororten verlegten Schienen jetzt schon ganz oder zum Teil zerstreuen zu können. Wenn es auch unter besonderen Verhältnissen erstre-

benswert erscheinen mag, daß jeder Strang für sich eingebaut und erneuert werden kann, so wird im allgemeinen hauptsächlich aus statischen Gründen zu diesem niedrigen und gedrungenen Profil nur schwer gegriffen und an den höheren, 16 und 18 cm hohen Profilen vorläufig festgehalten werden und damit auch an der altbewährten Verbindung der Schienen unter sich durch Quer- oder Spurstangen! Es steht wohl außer Zweifel, daß damit nicht allein die Spur am besten gehalten, sondern auch die vom Schienenkopf ausgehenden und sich sonst bis zur Stegwurzel fortpflanzenden Seitenstöße am ersten aufgefangen werden; sie werden also auf volle Schientiefe wirkungslos gemacht. Dazu können je nach Erfordernis diese Spurstangen eng oder weit von einander gesetzt werden; namentlich in Kurven ist diese Beweglichkeit wertvoll, wo infolge Anwendung meist kleiner Halbmesser, wie sie die vorzugsweise scharfen Straßenkrümmungen mit sich bringen, die Seitenstöße und der Seitenzug das Gleise und seine Anschlüsse am stärksten mitnehmen. Die lose Auflagerung der Schienenstränge auf den Beton und deren Verbindung unter sich durch massig gehaltene Spurstangen, welche mit den Schienenstegen dicht durch kräftige Bolzen verschraubt und dazu noch im Beton allseitig eingehüllt sind, bürgt weit mehr für Erhaltung des festen Verbands zwischen Gleis und Beton als die feste Verschraubung der einzelnen Stränge mit dem Unterbeton in kurzen Abständen für sich. Je kleiner die miteinander zu verbindenden Teile und je ungleichartiger diese untereinander in der Festigkeit des Baustoffes sind, um so mehr liegt die Gefahr nahe, daß sich der stärkere Teil in den schwächeren unter dem Betriebseinfluß einarbeitet und daß damit der Zweck der Verbindung verloren geht. Die Lockerung tritt bekanntlich für Kleineisenzeug, wozu auch Schrauben gehören, am schnellsten ein; durch diese Eisen-schrauben aber werden die Stahlschienen mit dem Beton-lager verbunden! In Krümmungen, wie sie die Straßenbahngleise kennzeichnen, ist die Gefahr vorzeitiger Lockerung naturgemäß am größten; ihr wird aber mit der Verringerung des Schraubenabstandes in der Tiefenlage der Schienenfüße bei weitem nicht so vorgebeugt wie mit der gleichen Maßregel unter Anwendung der Spurstangen in der Mittellage der Schienenstege. Die Spurstangen werden von den Horizontalkräften lediglich auf Zug, die Fußschrauben dagegen außen wie innen vorherrschend auf Abschreibung beansprucht. Haben sich bei dem niederen Profil die Fußschrauben einmal gelockert, so muß die verhältnismäßig niedrige Tragfähigkeit der Schiene für die schwache Umgebung unbedingt nachteilig wirken. Man vergleiche die Widerstandsmomente W_x auf Tafel 13 für Neuschienen und abgefahrene Schienen. Für die eigentlichen Asphaltprofile NP 3 und 4 schwanken die Grenzwerte W_x zwischen 216 und 343 cm^3 . Bei dem Schöneberger Profil aber ist schon für die Neuschiene W_x nur 159 cm^3 und geht mit fortschreitender Abnutzung des Schienenkopfes auf den bedenklichen Wert von 87 cm^3 herunter! Schon Haarmann hat in seinem Werk: „Das Eisenbahngleis, kritischer Teil“ 1902 bei Untersuchung der niederen und breitfüßigen Schienen aus der Art des Verschleißes des Unterbaues den Schluß gezogen, daß mit der geringen lotrechten Widerstandsfähigkeit der Breitfußschienen das Auftreten der Verbiegungen sowie die Neigung des Gestänges zum Wandern in ursächlichem Zusammenhang steht. (Andererseits muß aber dem Gleise eine gewisse Elastizität erhalten bleiben, die hohe Profile nur in beschränktem Maße besitzen.) Bei geringer Biegungsfestigkeit der Schiene hat die Unterlage verhältnismäßig viel Druck auszuhalten.

Auf Tafel 13 ist auch D. N. P. 2 vermerkt; erfreulich ist vom straßenbautechnischen Standpunkt aus, daß selbst der Verein deutscher Straßen- und Kleinbahnverwaltungen es nicht für Verwendung in Asphalt- oder Holzpflaster vorgesehen hat: Derartig hochstellige und schmal-

füßige Schienen mit verhältnismäßig geringer Tragfähigkeit verursachen am raschesten im festen Verband mit dem spröden und leicht rissig werdenden Beton dessen vorzeitige Zerstörung, zumal wenn für den unvermeidlichen Einfluß des Wassers keine besonderen Ableitungen auf und im Straßenbahnkörper angeordnet sind, die sicher und dauernd wirken. Aus dem Vergleich der Betriebswerte ist ersichtlich, daß N. P. 2 eine erheblich geringere Seitensteifigkeit gegenüber den anderen Profilen hat; auf diejenige für N. P. 3 = 1 bezogen, beträgt sie nur 0,64 und geht mit der fortschreitenden Abnutzung des Schienenkopfes auf 0,61 herunter. Bei dem Schöneberger Profil (Profil A) verringert sich zwar die Seitensteifigkeit am erheblichsten, von 1,07 auf 0,89, bleibt aber mit der letzteren Zahl in der Nähe der entsprechenden Werte für D. N. P. 3 mit 0,93 und D. N. P. 4 mit 0,96.

Hinsichtlich größter Schonung der seitlichen Umgebung müßte demnach dem Schöneberger Profil der Vorzug eingeräumt werden; die Tatsache jedoch, daß in beiden Grenzfällen W_y die größten Werte aufzuweisen hat, ist praktisch ohne Bedeutung: Das niedrige Schienenprofil ist im Eisenbetontrag verschraubt und überragt ihn nur noch 5 cm. Es legt sich also überhaupt nicht an Beton, sondern höchstens an die ebenso starke Asphaltdecke an; der Trog darunter ist ja für gewöhnlich mit Bitumen ausgefüllt. Die niedrigsten Werte in der Seitensteifigkeit hat Profil 2; W_y abgefahren verringert sich aber nur um 8% gegenüber dem Schöneberger Profil mit 17%. Jedenfalls ist die Seitensteifigkeit des Profils 2 bedenklich niedriger als bei den Profilen 3 und 4, welche sich in W_y fast gleich sind, sodaß es auch straßenbautechnisch nicht wirtschaftlich wäre, Profil 4 vorzuziehen. Der Seitenbeton wird bei Anwendung des Profils 2 um 23% weniger geschont als bei Profil 3, welches weder anfangs unnötig hohe noch im abgefahrenen Zustande zu sehr verminderte Seitensteifigkeit hat und daher als wirtschaftlich stetigstes Profil m. E. den Vorzug verdient.

Am Schlusse der Tafel 13 finden sich Werte für die sogenannten „spezifischen Momente“; sie bilden die Grundlage für die Beurteilung, ob die Materialverteilung in einem beliebigen Schienenquerschnitt zu dessen statischen Eigenschaften im wirtschaftlichen Verhältnis steht, zu der Tragfähigkeit in senkrechter und zu der Seitensteifigkeit in waagrechter Richtung. Hüttentechnisch muß hierüber völlige Klarheit bestehen, weil der Abnehmer, die Straßenbahnverwaltung, im Falle der Forderung höherer Preise auch wissen will, warum. Der Preis hängt bekanntlich von dem Gewicht G des lfd. m Gleises ab, und es ist naturgemäß, daß mit Gewichtszunahme auch die Wertigkeit der Schiene entsprechend höher sein muß. Für diese gibt aber nicht allein Material und Bearbeitung, sondern auch die Form der Schiene, der Querschnitt F , den Ausschlag. Die Güte irgend einer Schienenform kann zwar auch aus dem Verhältnis des Trägheitsmoments J oder des zugehörigen Widerstandsmoments W zum Gewicht G der Schiene beurteilt werden, wie dies bereits auf den Tafeln 1 und 11 geschehen ist; je

kleiner die Zahl für das Verhältnis von $\frac{G}{J_x}$ ist, um so statisch wertvoller ist die Schienenform, wie auf Seite 29 ausgeführt wurde. Einwandfreie Vergleichsziffern werden aber damit nicht erhalten; denn für ein und dieselbe Schiene müßte sich auch in der Vergrößerung oder Verkleinerung dieselbe Vergleichszahl ergeben. In Wirklichkeit ist dies aber nicht der Fall; wird z. B. D. N. P. 3 auf das Doppelte vergrößert sowie auf die Hälfte verkleinert, aus der Straßenbahnschiene also sagen wir eine Brückenschiene sowie ein Feldbahnschiene gemacht, so ergeben diese 3 Schienenprofile in den Betriebswerten und in den Vergleichszahlen folgende Ziffern:

D.	N.	P.	3.	Betriebs- werte
doppelt h=32, b=36	einfach h=16, b=18		einhalb h=8, b=9	
39232	2452		153,25	J_x in cm^4
2392	299		37,38	W_x in cm^3
224	56		14	G in kg/m
287,2	71,8		17,95	F in cm^2

Vergleichs- ziffern	D.	N.	P.	3.
	Brücken-	Strassenbahn-	Feldbahn-	
	Schiene.			
$\frac{J_x}{G}$	175,2	43,8	10,95	
$\frac{W_x}{G}$	10,68	5,34	2,67	
$\frac{J_x}{(0,1 F)^2}$	47,6	47,6	47,6	
$\frac{W_x}{(0,1 F)^{3/2}}$	15,5	15,5	15,5	

Es folgt daraus, daß die infolge bloßer Teilung der Trägheits- und Widerstandsmomente durch das Schienengewicht erhaltenen Vergleichsziffern völlig verschieden untereinander sind, obwohl es sich um ein und dieselbe Schienenform handelt; das ist offenbar ein Widerspruch in sich. Sollen in dieser Hinsicht einwandfreie Schlußfolgerungen aus entsprechenden Vergleichsziffern gezogen werden, so müssen die gegeneinander zu vergleichenden Werte einheitliche Grundmaße haben; da das Trägheits- und Widerstandsmoment in höheren Potenzen von cm ausgedrückt werden, so ist auch der 3. Wert auf cm zu beziehen; das ist nur durchführbar, wenn mit dem Querschnitt, dem Wert in cm^2 gerechnet wird.

Um zu dem spezifischen Trägheits- und dem spezifischen Widerstandsmoment einer Schienenform zu gelangen, muß eine Einheitsform festgelegt werden. Dafür ist von seiten des Oberingenieurs Dr. Viëtor-Wiesbaden von den Haarmann-Werke Osnabrück eine Schiene angenommen worden, welche bei einer Länge von 1 m 1 cm Material enthält; die Einheitsschiene S_0 hat somit bei einer Länge von 10 dm einen Querschnitt von $0,1 dm^2 = F_0$; auf ihn müssen demnach die Querschnitte F der zu prüfenden Schienen bezogen, in die Rechnung also mit $F_0 \times F = 0,1 F$ eingeführt werden. Beim Vergleich mit dem Trägheitsmoment in cm^4 muß dieser quadratische Wert auf die $\frac{4}{2} = 2te$ und mit dem Widerstandsmoment in cm^3 auf die $\frac{3}{2} = 1,5te$ Potenz erhoben werden. Für die Einheitsschiene ergibt sich demnach als das

$$\text{spezifische Trägheitsmoment } J_0 = \frac{J}{(0,1 F)^2}$$

$$\text{spezifische Widerstandsmoment } W_0 = \frac{W}{(0,1 F)^{3/2}}$$

Diese Werte sind, wie aus obiger Tabelle hervorgeht, für alle 3 Schienen dieselben, weil sie zu ein und derselben Schienenform gehören.

Nach diesen Formeln sind die Werte der spezifischen Momente für die 4 Schweißprofile berechnet und auf Tafel 13 nebeneinandergereiht worden. Um den Vergleich zu erschöpfen, sind für jedes Profil die Momente für die neue Schiene denjenigen der abgenutzten gegenübergestellt worden. Straßenbautechnisch lassen sich hieraus wertvolle Schlüsse insofern ziehen, als die ruhige Lage des eingebetteten Gleises auch im abgenutzten Zustande umso mehr gesichert ist, je weniger die zugehörigen Werte abnehmen. Sind diese aber schon für die Neuschiene hoch, und wachsen sie sogar mit Zunahme des Verschleißes, dann werden damit die statischen Eigenschaften der Schiene nicht geschmälert. Infolgedessen ist auch unter dem Bahnverkehr eine allmählich zunehmende Beeinflussung der Umgebung nicht zu befürchten. In dieser Hinsicht verdient das D. N. P. 3 den Vorzug, weil das spezifische Trägheitsmoment der Querschnittsformen für die Neuschiene und die abgenutzte höchste Werte nicht allein gegenüber D. N. P. 2, sondern

auch gegenüber D. N. P. 4 hat; es beträgt $J_0^y = 15,9$ und wächst mit völliger Abnutzung bis auf 19,8; dementsprechend steigt das spezifische Widerstandsmoment W_0^y von 4,4 auf 5,1. Im Vergleich hierzu ergibt sich für das Schöneberger Profil (Profil A) eine bedenkliche Materialverteilung gegenüber Erhaltung der Tragfähigkeit mit Zunahme des Verschleißes; denn der an und für sich gegenüber den gleichen Werten anderer Profile — zwischen 47,5 und 61,2 — auffallend niedrige Wert für die J_0^x fällt von 17,4 auf 16,3. Gegenüber Wahrung und Erhaltung der anderen statischen Eigenschaft, der Seitensteifigkeit ist die Materialverteilung im Schöneberger Profil eine üppige zu nennen, die sich mit Zunahme des Verschleißes in der Zahl 5,9 nicht ändert.

Es wäre zu wünschen, daß dieses einwandfreie Rechenverfahren zur Erzielung einheitlicher Vergleichsziffern zwecks Beurteilung wirtschaftlicher Materialverteilung im Verhältnis zu den statischen Eigenschaften der Querschnittsform sich allgemein einbürgert.

Weiter ist auf Tafel 13 ein Vergleich in der Größe des Bettungsdrucks gezogen worden. Die Größe des Verkehrsdrucks P ist entweder zu 4500 oder 5500 kg in die Rechnung eingeführt, je nach dem Eigengewicht und dem Fassungsvermögen des Straßenbahnwagens, sowie dem sich hieraus ergebenden ruhenden Raddruck mit entsprechendem Stoßzuschlag infolge Bewegung. Der jeweilige Bettungsdruck p auf den Beton ist mit Hilfe der Buchwald'schen Formel ermittelt worden; auf die Ausführungen Buchwalds in der Zeitschrift für Kleinbahnen 1911 wird verwiesen. Die Formel liefert ohne lange Versuchsrechnung sofort greifbare Ergebnisse und läßt den Schienenquerschnitt gleich scharf erfassen; sie lautet:

$$p = \frac{p^2}{6. b. k. W_x}$$

Hierin ist b die Schienenfußbreite und k die zulässige Biegungsanspruchnahme für Stahl durch ruhende Verkehrslast, mit 800 bis 1000 kg/qcm bewertet. Es schwankt danach bei den 4 betrachteten Schweißprofilen der Bettungsdruck p_1 oder p_2 je nach dem Verkehrsdruck $P_1 = 4500$ kg oder $P_2 = 5500$ kg, entsprechend dem Verkehr mit leichten, kleinen oder schweren, großen zweiachsigen Straßenbahnwagen:

$$p_1 = \left\{ \begin{array}{l} 0,7 \text{ bis } 1,5: \text{ Neuschiene: } 1,0 \text{ bis } 2,2 \\ 0,9 \text{ ,, } 2,7: \text{ Altschiene: } 1,4 \text{ ,, } 4,1 \end{array} \right\} = p_2$$

in kg für den qcm Betonfläche. Es fragt sich nun, bis zu welcher Belastung höchstens gegangen werden darf, damit auch mit allmählicher Verringerung der Widerstandskraft der Schiene infolge Verschleißes der Kopffläche die Bewegungen des Gleises nicht derartig zunehmen, um zur vorzeitigen Zertrümmerung des anschließenden Betons zu führen. Unter dem Bahnverkehr wird dieser von dem eingepackten Gleise auf Druck, auf Stoß, auf Biegung, auf Abscheeren und auf Abkeilen beansprucht. Je mehr sich das Gleis abnutzt, umso mehr büßt es an ruhigem und sicherem Liegen im Betonbett ein; um so stärker kann infolge-

dessen in den Anschlußstellen das Wasser eindringen und den Beton weiter mürr machen. Ferner ist zu bedenken, daß der einhüllende Beton und das in ihm gepackte Gleis in gleichem Maße der Hitze und dem Frost ausgesetzt sind, dieses in der Kopffläche unmittelbar, jener dagegen gänzlich unter dem Schutz der gewöhnlich schlecht leitenden Straßendecke. Beim Einbau sind die Spannungen zwischen dem packenden Beton und der eingehüllten Schiene am erheblichsten, zumal Beton bei Erhärten an der Luft schwindet. Solange er nicht eingebracht ist, kann die Schiene, allseitig von der Sonne am Tag erwärmt, bei Nacht wieder erheblich abgekühlt werden; dadurch werden die Spannungen beim Einbau zwischen Schiene und Beton vermehrt, deren Ausgleich nur durch reißen des schwachen Baukörpers, des Betons, stattfinden kann. Alle diese Tatsachen weisen darauf hin, daß im Gleisbau, wo Baukörper völlig verschiedener Festigkeit in dauernd feste Verbindung unter wechselnden Beanspruchungen durch Verkehr und Witterung gebracht werden sollen, der schwächste unter ihnen, der Beton, nur niedrig beansprucht werden darf. Andernfalls kann mit normaler Unterhaltung des Straßenkörpers auf die Dauer der Betriebstauglichkeit des Gleises nicht gerechnet werden, und vorzeitige Zerstörung ohne Möglichkeit haltbarer Ausbesserung ist die unausbleibliche Folge. Bis jetzt fehlen über das zulässige Maß der Inanspruchnahme des Betons im Gleiskörper irgendwelche beweis/räftige Angaben, die sich auf Beobachtungen, Erfahrungen, Versuche oder Berechnungen stützen könnten. Selbst für Beton, der nur ruhender Belastung ausgesetzt ist, ist das Maß der zulässigen Inanspruchnahme nicht zweifelsfrei festgesetzt. So heißt es in den preußischen „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ von 1907, daß die Druckspannung des Betons in Platten und Unterzügen den 6. Teil seiner Druckfestigkeit nicht übersteigen soll; die Vorschrift gibt aber nicht an, nach welcher Zeit diese Festigkeit des Betons bestimmt werden soll. Bekanntlich nimmt die Druckfestigkeit des Betons mit jeder Woche zu und erreicht erst nach langer Zeit ihren höchsten Wert. Die gleiche Unsicherheit besteht auch nach diesen Bestimmungen für Stützen und Säulen; hier ist nur gesagt, daß der Beton mit nicht mehr als $\frac{1}{10}$ seiner Druckfestigkeit beansprucht werden darf. Wie hoch diese bei einem gewissen Alter und gegebener Mischung mindestens sein muß, ist nirgends festgelegt. Nur für die Schubspannung ist die zulässige Inanspruchnahme des Betons auf höchstens 4,5 kg/qcm bemessen. Forscht man weiter, so findet man, daß die deutschen Baupolizeibehörden als zulässige Druckinanspruchnahme des Betons für Hochbauten 40 kg zulassen; sie müssen also mit einer Druckfestigkeit von $6 \times 40 = 240$ kg/qcm rechnen, um den amtlichen Bestimmungen von 1907 gerecht zu werden; dieselben Behörden lassen aber für Stützen und Säulen eine zulässige Inanspruchnahme von 28 bis 40 kg/qcm zu; es wird also in diesem Falle mit einer Druckfestigkeit von 10×28 bis $10 \times 40 = 280$ bis 400 kg/qcm gerechnet. Derartig hohe Festigkeitswerte finden sich z. B. im Betonkalender nur für Beton, der mindestens 28 Tage alt ist und in den gewöhnlich nicht zur Anwendung kommenden ganz fetten Mischungen 1:3 (350 kg) bis 1:4 (260 kg) hergestellt wurde. Selbst bei Eisenbahnbetonbrücken, wo der Beton nicht bloß auf Druck wie in der Regel bei Hochbauten beansprucht wird, bilden derartig fette Mischungen Ausnahmen.

Über die zulässige Inanspruchnahme des Betons enthalten die Vorschriften außerdeutscher Länder genauere Angaben; so die österreichische Vorschrift 22 bis 28 kg bei Hochbauten und 19 bis 22 kg/qcm bei Straßenbrücken; für Schub-, Scheer- und Hauptzugspannung 3,5 bis 4,5 kg/qcm, je nach dem Zementgehalt der Mischung. In der Schweiz sind als zulässige Spannung für Druck 35 kg, für Abscheerung 4 kg/qcm festgelegt; die Werte sind bei Bahnbauten auf 20 kg und 3 kg verringert. Frankreich begrenzt die zulässige Druckspannung auf 0,28 der Druckfestigkeit

des 90 Tage alten Betons; als zulässige Schubspannung $\frac{1}{10}$ der zulässigen Druckspannung. Bei Bauteilen, die wechselnder Beanspruchung oder Stößen ausgesetzt sind, sind die zulässigen Spannungen um 25 % zu ermäßigen. Auf die in Deutschland ermittelten Druckfestigkeiten für 90 Tage = 3 Monate alten Beton im Mischungsverhältnis 1:5 bis 1:8 umgerechnet, ergäben sich darnach als zulässige Inanspruchnahmen des Betons auf Druck:

Mischung 3 Monate alt	Mtl. Druckfestigkeit D in kg/qcm	Zulässige Inanspruchnahme bei wechselnder Belastung. k_d in kg/qcm
1:5	240	} $0,28 \times 0,75 D$ {
1:6	180	
1:7	150	
1:8	120	

Mit derartigen Inanspruchnahmen des Betons auch bei Verwendung im Straßenbahnkörper zu rechnen, erscheint schon deshalb unzulässig, weil der eingebaute Beton meist kaum 14 Tage alt ist, wenn das Straßenbahngleise in Betrieb genommen wird. Es ist aber auch zu bedenken, daß mit dem wachsenden Verschleiß der Schienen und dem auch mehr begünstigten Eindringen des Wassers der Beton im Laufe der Betriebszeit immer stärker beansprucht wird; namentlich kommen alsdann die seine Zertrümmerung rascher herbeiführenden Stoß-, Schub- und Scheerkräfte mehr zur Wirkung. Folgerichtig erscheint es daher, wenn bei Bemessung der zulässigen Inanspruchnahme des Betons der Endzustand des Straßenbahnkörpers kurz vor der Erneuerung des Gleises in Rücksicht gezogen, wenn nicht der Berechnung zugrunde gelegt wird.

Nachstehend will Verfasser versuchen, das Maß der zulässigen Inanspruchnahme auf Druck für Beton im Straßenbahnkörper genauer festzulegen. Zunächst muß nochmals darauf hingewiesen werden, daß zwischen der Zeit der Herstellung und der Inbetriebnahme des Gleises meist nur ein bis höchstens zwei Wochen leider als Regel liegen; um diese Frist so kurz als möglich zu bemessen, wird mit fetter Mischung gearbeitet, schwankend zwischen 1 C : 2 S : 3 K (1:5) und 1 C : 3 S : 5 K (1:8). Je fetter die Mischung, um so schneller erhärtet zwar der Beton, aber um so geräuschvoller befährt er sich und um so kostspieliger und zeitraubender gestaltet sich sein Aufbruch bei einem Betriebsunfall oder gar bei einer Gleiserneuerung. Nun nimmt die Festigkeit selbst des fetten Betons nur allmählich zu, wie Burchartz durch Versuche ermittelt hat. Bei einer Mischung von 1:5 ergab sich für erdfeuchten Beton mit $7\frac{1}{2}\%$ Wasserzusatz die Druckfestigkeit je nach Alter von:

7 Tage	28 Tage:	Alter	: 3 Monate	6 Monate
91	134	: D in kg/qcm:	163	185
=	=	=	=	=
0,42	0,62	: Steigerung :	0,75	0,82

Bei der Steigerung wird von 3 Monate altem Beton ausgegangen, wie es die französischen Vorschriften tun, mit Berücksichtigung von 25 % Verminderung des Sicherheitsgrades unter wechselnder Belastung (vgl. oben u. S. 36 pos. d).

Diese Mittelwerte sind gerade beim Einbau von Beton unter dem Gleise erheblichen Schwankungen unterworfen, weil die Dichtung nicht von oben gleichmäßig, sondern von den Seiten unter dem Schienenfuß erfolgen muß, falls der Beton nur in einer Lage durchweg hergestellt wird. Im Grunde genommen ist das die beste Ausführung, weil Unter- und Seitenbeton alsdann aus einer einzigen Betonplatte besteht.

Die Festigkeit des Betons steigert sich nach Burchartz von 7 Tagen auf 3 Monate zu dem ungefähr $1\frac{1}{2}$ fachen; der

Grad der zulässigen Inanspruchnahme muß folgerichtig auch verschieden bemessen werden, je nach dem Zeitabstand zwischen Fertigstellung und Inbetriebnahme des Straßenkörpers.

100% = 174 kg nach 7 Tagen } mit Schwankungen { 61 bis 274 kg }
 144% = 250 " " 28 " } von { 126 " 475 " } = 1—4 fach,

wie 1908 vom königlichen Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde ermittelt wurde. Es führt hierzu aus, daß selbst für bestimmte Mischungsverhältnisse sich keine feststehenden Zahlen angeben lassen; obige Steigerung mit 44% und obige Schwankungen um ungefähr das 4fache sind dabei recht erheblich. Sie allein weisen genügend auf die Unzuverlässigkeit des Betons hin und mahnen zur Vorsicht vor allem da, wo er nicht genügend erhärtet stark wechselnder Belastung ausgesetzt wird. Nun hat Föppl-München weiter gefunden, daß für Zementmörtel 1 : 3 im Alter von rd. 1/2 Jahr die

Druckfestigkeit: 336 kg/qcm
 Stoßfestigkeit : 10,65 cmkg/ccm

im Mittel beträgt.

Unter der Stoßfestigkeit versteht Föppl die Summe aller von einem 50 kg schweren Fallhammer ausgeübten Schlagarbeit unter steter Vergrößerung der Fallhöhe bis zum Eintritt völliger Zertrümmerung; das Verhältnis beider Werte wird genannt:

$$\text{Sprödigkeitsgrad} = \frac{336}{10,65} = 31,5$$

Der Hinweis Föppls, daß zwei Körper mit ein und derselben Druckfestigkeit sehr verschieden zäh sein können, haben den Verfasser veranlaßt, zahlreiche Untersuchungen aller möglichen Straßenbaumaterialien zu betreiben; zunächst sei das Ergebnis für mindestens 4 Monate abgelagerte, 4 bis 5 cm starke Fußsteigplatten A bis D aus einem Gemisch von Hartsteingrus mit Zement und Traß hierunter verglichen, das bei A und D unter hohem hydraulischem Druck gepreßt und alsdann getrocknet wurde:

A	D	Plattensorte	C	B
816	820	Druckfestigkeit in kg/qcm	205	383
38,5	44	Schlagfestigkeit in cmkg/ccm	13,3	23
21	19	Sprödigkeitsgrad	16	17

Die Wertziffer für die Sprödigkeit der verschiedenen Betonflächen schwankt demnach zwischen 16 und 21; es ist also das Steingrussconglomerat mit Zement als Bindemittel nur 1/2 bis 2/3 so spröde als der Zementmörtel selbst. Nun fragt es sich weiter, wie hoch die Schlagfestigkeit sein muß, damit der hiernach sich ergebende Sprödigkeitsgrad bei Bemessung der zulässigen Inanspruchnahme unberücksichtigt bleiben kann; hierzu dient folgende Gegenüberstellung der gleichen Mittelwerte für zähes Naturgestein und spröden Zementmörtel:

	Basalt	Grauwacke	Granit	Cementmörtel
Druckfestigkeit in kg/qcm	3200	3360	2000	336
Schlagfestigkeit in cmkg/ccm	766	496	217	10,65
Sprödigkeitsgrad	4,1	6,8	9,2	31,5

Das zäheste Naturgestein ist zweifellos der Basalt, für welchen als zulässige Druckspannung für ruhende Belastung mit 75 kg/qcm, also mit rd. 40facher Sicherheit, gerechnet wird. Wird die daher berechnete Annahme gemacht, daß die hohe Wertziffer für Zähigkeit mit 766 keine weitere Vermehrung der Sicherheit nötig erscheinen läßt, die zulässige Druckspannung von 75 kg/qcm demnach auch unter dem steten Einfluß wechselnder Last beibehalten werden kann, so ergeben sich im Verhältnis der Sprödigkeitsgrade folgende zulässige Inanspruchnahmen in kg/qcm:

Basalt	Grauwacke	Granit	Cementmörtel
75	52	22	$\frac{336}{40} \times \frac{4,1}{31,5} = 1,1$

Für die verschiedenen Betonmischungen, erdfeucht gestampft, werden nun im Alter von 28 Tagen nach dem Betonkalender folgende Druckfestigkeiten in kg/qcm angegeben, aus denen sich unter Verwertung der oben für von

Im Beton ist der Zement derjenige Bestandteil, welcher am wenigsten Druck gegenüber den anderen (Kies, Schotter und Sand) verträgt. Zementmörtel 1 : 3 hat eine Druckfestigkeit im Mittel von

Hand gestampfte Betonplatten ermittelten Sprödigkeitsgrade von 16 bis 17 als zulässige Druckspannungen in kg/qcm ergeben:

Druckfestigkeit	Mischung	zul. Druckspannung
200	1 : 5	1,3
150	1 : 6	0,9
120	1 : 7	0,75
100	1 : 8	0,62

Recht niedrige Werte sind das für 28 Tage alten Beton; in Wirklichkeit ist er aber meist 8 bis 10 Tage erst alt, wenn er dem Druck und Stoß des Bahnverkehrs durch Vermittlung des Gleises, das in ihm bis dahin noch nicht genügend Halt und Haftung gefunden hat, ausgesetzt werden muß!

Zu diesen Betrachtungen kann der Einwand erhoben werden, daß der Sicherheitsgrad 40 viel zu hoch ist, daß also die Sprödigkeit des Baukörpers dadurch genügend berücksichtigt ist. Demgegenüber genügt der Hinweis, daß schon Jahrzehnte in den technischen Lehr- und Nachschlagebüchern zu lesen ist:

	Basalt	Gusseisen	Schmiedeeisen
Druckfestigkeit	3000	7500	3500
zul. Druckspannung	75	500	750
Sicherheitsgrad	40	15	4,65 fache

Sicherheit und zwar für ruhende Belastung, wie sie im Hochbau Regel ist. Mittlerweile ist durch die Untersuchungen Föppls der Begriff Sprödigkeitsgrad eines Baustoffes oder eines Baukörpers zahlenmäßig festgelegt worden; damit kann auch dem Sicherheitsgrad die seither mehr oder weniger willkürliche Bemessung genommen werden.

Es kann weiter eingewendet werden, daß der Beton als einheitliche und starke Platte das Gleis trägt, und daß die zulässige Druckspannung nicht kleiner genommen zu werden braucht als z. B. für Bemessung eines Betonklotzes, auf dem eine Arbeits- oder Kraftmaschine aufgestellt werden soll; 25 bis 50 kg/qcm seien demnach am Platz; derartigen Hinweisen gegenüber dürfte genügen, daß die Lagerfläche einer Maschine entsprechend gestaltet werden kann, um das Betonfundament möglichst wenig zu beanspruchen; eine Rahmenfläche aus Gußeisen verhält sich zu der Fußfläche der Schiene aus Stahl ungefähr wie die Schuhsohle zum Stelzfuß. Die auftretenden Bahnbetriebsstöße sind jedenfalls wichtiger und wechselreicher bei der ständig in Kurven und Graden, Steigungen und Gefällen verlaufenden Gleisbahn und der ständig sich ändernden Geschwindigkeit als dies die Maschinenstöße vermögen, welche erheblich weiter ab von den Betonauftragflächen entstehen, über denen die Maschine mit mehr gleich bleibender Kraftentfaltung in derselben Gangart arbeitet.

Die vorherrschenden Betriebsgeschwindigkeiten im Innern einer Stadt, wo die feste Verbindung eines Gleises mit dem Straßenkörper am ersten in Frage kommt und am meisten gefördert wird, liegen zwischen 12 und 25 km/ Stunde. Mit Zunahme der Geschwindigkeit und zwar mit dem Quadrat derselben wächst die Schlagarbeit der Räder auf die Schienen und von da auf den Beton. Je schwächer und stoßreicher das Gleis, um so heftiger und häufiger. Abgeschwächt wird allerdings die Übertragung der Betriebsstöße durch die Abfederung des Wagenkastens gegen das Untergestell und dessen Abfederung wieder gegen die Achsen der Triebräder. Aus allen diesen Erwägungen heraus bleiben jedoch zum Schluß mehr ungünstige Beeinflussungen übrig, als dies sonst bei Gründung auf Beton zutrifft, und es kann wohl mit Recht behauptet werden, daß bei Bettung des Straßenbahngleises der Beton den vielsei-

tigsten und stärksten Beanspruchungen unterliegt. Es muß also als eine berechnete Forderung angesehen werden, daß eine ganz geringe Beanspruchung zugrunde gelegt wird. Keinesfalls darf aber hierbei die auffallend erhebliche und im Laufe der Betriebszeit stärker zur Geltung kommende Sprödigkeit unberücksichtigt bleiben.

Wie spröde Beton ist, ist bereits vergleichsweise dargestellt worden: Eine Schlagarbeit von nur 10,3 cmkg/ccm genügt zur Zertrümmerung desselben; zu derjenigen des als sprödestes Material angesehenen Glases ist aber eine Schlagarbeit von 52 cmkg/ccm nötig, wie aus den Mitteilungen des mechanisch-technischen Laboratoriums in München, Heft 32, hervorgeht. Hiernach wurde die mittlere Druckfestigkeit des Glases zu 5285, des 6 Monate alten Betons aber zu nur 292 kg/qcm ermittelt; die zulässige Inanspruchnahme auf Druck unter Berücksichtigung des Sprödigkeitsgrades, bezogen auf Basalt als ausreichend zähen Baustoff, ergibt sich nach dem bereits oben durchgeführten Rechenverfahren vergleichsweise wie folgt:

	Basalt	Glas	Beton	
Druckfestigkeit	: 3200	5285	292	in kg/qcm
Schlagfestigkeit	: 766	52	10,3	in cmkg/ccm
Sprödigkeitsgrad	: 4,1	112	28,3	
zul. Inanspruchnahme	: 75	5	1,1	in kg/qcm

Der spröde Beton ist daher gegen Stoßwirkungen noch vorsichtiger wie Glas zu behandeln, und dabei werden die Baukörper trocken betrachtet! Wie mürb der Beton aber im Laufe der Zeit im Bereiche der Schiene wird, wenn Wasser, Frost, Öl und Rost jahrelang eingewirkt haben, ergibt sich fast bei jeder Freilegung desselben an dem Schienenanschluß! Die berechnete Forderung wäre wohl

vor allem die, den Beton besser, in längerer Zeit, erhärten zu lassen!

Zur Bildung nachstehender Formel werden obige Betrachtungen und Feststellungen wie folgt ausgenutzt:

- a) die Steigerung s_1 bis s_4 in dem Festerwerden des Betons 1 : 5 je nach Alter;
- b) die mittlere Druckfestigkeit D von 28 Tage altem Beton je nach Mischung, um darnach die entsprechenden Festigkeiten für 7 Tage, 3 und 6 Monate alten Beton in Übereinstimmung mit den Steigerungen s zu ermitteln;
- c) der Sprödigkeitsgrad $\alpha = 16$ von 4 Monate alten Betonplatten, bezogen auf denjenigen für zähen Basalt mit $\beta = 4,1$;
- d) die zurzeit genauesten, die französischen Vorschriften bezüglich des Sicherheitsgrades $c = \frac{28}{100}$ für

ruhende und dessen Verminderung um 25% bei wechselnder Belastung, bezogen auf 90 Tage = drei Monate alten Beton, und Veränderung dieser Verminderung entsprechend den Steigerungsgraden s .

Es ergibt sich danach für die zulässige Inanspruchnahme k_d^s des Betons im Straßenbahnkörper je nach dem Zeitabstand zwischen Herstellung und Inbetriebnahme desselben folgende Formel:

$$k_d^s = \frac{\beta \cdot c}{\alpha} (0,42 \text{ bis } 0,86) D = \frac{4 \cdot 1 \cdot 0,28}{16} (0,42 \text{ bis } 0,86) D = 0,72 (0,42 \text{ bis } 0,86) D.$$

In nachfolgender Zusammenstellung sind die nach dieser Formel berechneten Werte enthalten:

Mittlere Druckfestigkeit D des Betons in kg/qcm im Alter von:				Beton-Mischung.	Zul. Druckspannung k_d^s des Betons in kg/qcm bei Inbetriebnahme des Gleises			
7 Tagen	28 Tagen	3 Monaten	6 Monaten		7 Tage	28 Tage	3 Monate	6 Monate
nach der Herstellung des Beton-Bahnkörpers								
136	200	240	275	1 : 5	4,2	8,9	13,0	17,0
102	150	180	210	1 : 6	3,1	6,7	9,7	13,0
82	120	150	165	1 : 7	2,5	5,4	8,1	10,2
68	100	120	140	1 : 8	2,0	4,5	6,5	8,7
Sicherheitsgrad je nach Alter :					33	22	18	16 fach

Der Zeitabstand zwischen Herstellung und Inbetriebnahme des Gleiskörpers schwankt in deutschen Städten zwischen 1 und 4 Wochen; es kommen infolgedessen nur die zulässigen Inanspruchnahmen zwischen 2,0 und 8,9 und, weil meist die Mischung 1 : 8 als ausreichend fett erachtet wird, die Werte von 2 bis 4,5 kg/qcm in Betracht. Beabsichtigt oder verlangt eine Bahnverwaltung baldige Inbetriebnahme nach Herstellung, so müßte die mitsprechende Straßenbauverwaltung je nach Ruhezeit nur ein Schienenprofil zulassen, unter dessen Belastung im Betrieb der Beton nicht mehr als zulässig beansprucht wird. Auf diese Forderungen hin würde gar manche Straßenbahnverwaltung nicht mehr auf die Inbetriebnahme schon 8 bis 10 Tage nach Herstellung drängen, sondern sich mit einer Ruhezeit über 14 Tage, am besten mit 28 Tagen zufrieden geben, weil alsdann ein entsprechend schwächeres Profil auch straßenbautechnisch mit weniger Bedenken zum Einbau im Beton zulassen wäre.

Wird die Ruhezeit als Abszisse und die entsprechend zulässige Inanspruchnahme der vorstehenden Zusammenstellung als Ordinate aufgetragen, so ergibt die durch die Schnittpunkte gelegte Verbindungslinie ungefähr eine Parabel, welche erst nach der Ruhezeit von 28 Tagen anfängt,

stetiger zu werden. Eine derartige graphische Darstellung drängt geradezu, die Ruhezeit nicht unter 28 Tagen zu bemessen, zumal neues Gleis infolge seiner rauheren Kopffläche unter dem Bahnverkehr weit mehr als bereits eingefahrenes erschüttert, der noch in der Erhärtung begriffene Beton also bis dahin am stärksten in Mitleidenschaft gezogen wird. Meist aber sind 4 Wochen Ruhezeit zu lang, namentlich wenn es sich um Gleisumbauten in der Innenstadt und womöglich in schmalen und lebhaft befahrenen Straßen handelt. 8 Tage Ruhezeit höchstens bildet dann wohl oder übel die Regel! Zur möglichsten Schonung des noch nicht genügend erhärteten Betons muß die Verwendung der breitfüßigen Schiene vornehmste Bedingung in straßenbautechnischer Hinsicht sein. Die Schöneberger Bauweise hat diese Schiene mit 18 cm Fußbreite; weil sie dazu noch mehrere Monate alte Eisenbetonplatten verwendet, muß ihr vom Standpunkte möglichst einwandfreier Straßenbauausführung größte Beachtung gezollt werden. Auch die sonst in Groß-Berlin allgemein übliche Ausführung des Betons in zwei Lagen, Verlegen des Gleises auf die erste Lage, auf den Unterbeton nach 14tägiger Erhärtung und Inbetriebnahme des Gleises erst nach weiteren 14 Tagen, wenn die mittlerweile aufgebrauchte zweite Lage,

der Seitenbeton, ebenfalls genügend erhärtet ist, ist eine in straßenbautechnischer Hinsicht durchaus zu schätzende Vorsichtsmaßregel; der vorzeitigen Zerstörung wird aber dadurch ebensowenig vorgebeugt werden, wie wenn der Beton nur in einer Lage zwischen und unter geklotztem Gleis hergestellt wird und 4 Wochen in Ruhe abbinden und erhärten konnte.

Wird nun gemäß vorstehenden Ausführungen die zulässige Druckspannung unter Berücksichtigung der Möglichkeit, daß alle ungünstigen Beeinflussungen am ersten und besten dann auftreten können, wenn das schmiegsame Gleis in feste Verbindung mit der starren Umgebung gebracht werden muß, zu 2 bis 4,5 kg/qcm festgelegt, so wird D. N. P 3 als wirtschaftlichstes Profil zu gelten haben, weil es keine zu hohen und auch keine zu niederen Beanspruchungen des Betons im neuen und abgenutzten Zustande aufweist.

Bei der bereits erwähnten Tatsache, daß die Schweißprofile Nr. 1 bis 4 allgemein mehr verwendet werden als die Laschenprofile Nr. I bis IV, dürfte es sich eigentlich erübrigen, auf letztere näher einzugehen. Der Vollständigkeit halber möchte es jedoch Verfasser nicht unterlassen, auch hierin einen weiteren Vergleich zu ziehen, wie ihn Tafel 14 enthält. In deren Mitte sind 9 Profile mit ihren vorhandenen Betriebswerten für Schiene, Laschen und Schrauben dargestellt; im Vergleich damit sind die erforderlichen Betriebswerte gebracht und zwar links unter mittlerem Verkehr mit der kleinen Wagenbauart A und rechts unter schwerem Verkehr mit der großen Wagenbauart B; mit diesen vorhandenen sind die erforderlichen Betriebswerte verglichen, welche nach dem von Buchwald-Hamburg angegebenen Verfahren unter Annahme einer zulässigen Druckspannung von 2 kg/qcm für den Beton berechnet wurden. Sie haben keinen Anspruch auf unantastbare Richtigkeit, sondern sind nur Näherungswerte; das ist auch bei den anderen von Winkler, Zimmermann und Blum angegebenen älteren Verfahren der Fall, weil bei jeder Berechnung Annahmen gemacht werden müssen, deren richtige Bemessung durch Versuche oder Erfahrung auch bis heute noch nicht durchweg erwiesen oder bestätigt werden konnte. Darauf kommt es auch weniger an als bei der Schwierigkeit der ganzen Frage darauf, daß durch Vergleich der einheitlich berechneten Werte die Vorstellungen von den sich abspielenden Vorgängen durchsichtiger werden. Aus dem Vergleich geht hervor, wie verschiedenartig der Unterbeton und mitunter wie ungünstig derselbe im Bereiche des Schienenstoßes infolge mangelhafter und zu schwach durchgebildeter Laschenanordnung beansprucht wird, sodaß das eine oder andere Schienenprofil in straßenbautechnischer Hinsicht als ungeeignet verworfen werden muß.

Um den Unterschied der vorhandenen gegenüber den erforderlichen Betriebswerten hinsichtlich Tragfähigkeit der Schiene und der Lasche sowie der entsprechenden Inanspruchnahme des Betons kraß in den einzelnen Oberbauarten zu gestalten, wurde die zulässige Betonpressung recht niedrig bemessen, mit 2 kg/qcm. Es stechen dadurch die ausgezeichneten, weil reichlichen Betriebswerte gegen die bedenklichen, weil knappen am meisten ab. Zu diesem Zweck sind die einwertigen Felder, in denen die vorhandenen Betriebswerte eingetragen sind, schräg geteilt; das obere Dreieck ist für Wagenbauart A, das unter für B verwendet.

Von der der Berechnung zugrunde gelegten Wagenbauart A und B hat die leichte einen kurzen Radstand von 1,8 m, die schwere B einen langen von 2,8 m. Die Wagenlänge zwischen den Pufferwurzeln beträgt bei A 8,5 und bei B 9,6 m. Bei voll besetzten Plattformen wirken die Raddrücke infolge des kurzen Radstandes heftiger auf das Gleis und von da auf seine fest mit ihm verbundene Umgebung ein wie bei Wagenbauart B, wenn auch hier bei gleicher Geschwindigkeit der Betriebsdruck an und für sich größer ist; die Zuschläge zu den Raddrücken werden dementsprechend zu 50% und 40% genommen.

Die Raddrücke berechnen sich wie folgt:

A	Wagenbauart	B
9,5 t	Eigengewicht	12,0 t
2,5 t	Fördergewicht für 32 : Personen : 46	3,5 t
12 t	Betriebsgewicht	15,5 t
3 t	Raddruck	3,9 t
	\times 50% 40%	
4,5 t	Betriebsdruck	5,5 t

Aus der 8,5 und 9,6 m langen Bodenfläche der je 2 m breiten Wagenkasten und aus den vom Radstand und der Gleisspur von 1 m umrahmten Einflußflächen ergibt sich das Ausladeverhältnis beider Flächen untereinander bei Wagenbauart:

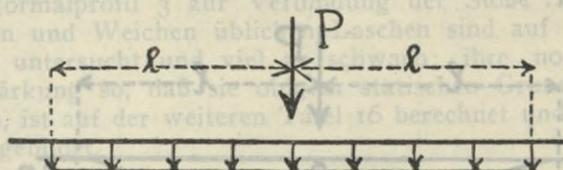
$$A: \frac{8,5 \times 2}{1,8 \times 1} = 9,45 \text{ fach.}$$

$$B: \frac{9,6 \times 2}{2,8 \times 1} = 6,9 \text{ fach.}$$

Die Wagenbauart A ist demnach für die seitliche Beeinflussung des Gleises und des anschließenden Betons theoretisch um $\frac{9,45}{6,9} = 1,4$ fach ungünstiger. Dazu enthält ihr Wagenkasten Längssitze im Gegensatz zur schweren Bauart B mit Quersitzen, sodaß bei dieser die Last des Fördergewichts zum Teil auch innerhalb obiger Einflußfläche zur Wirkung kommt, was für die Einwirkung auf den Straßenbahnkörper günstiger ist.

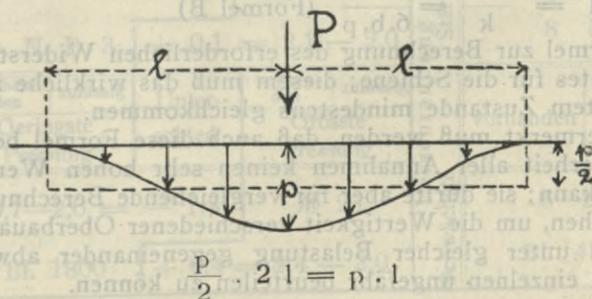
Nachstehend wird nun auf die bereits erwähnte Buchwaldsche Rechnungsweise näher eingegangen:

A. Gleichwie Zimmermann und Blum geht auch Buchwald von der Annahme aus, daß der Betriebsdruck P sich auf je 1 cm seitlich vom Angriffspunkt auf das Schienenlager verteile und zwar bei der Schienenfußbreite b auf eine wirksame Stützfläche b · 2 l gleichmäßig, sodaß auf die Lagereinheit der Flächendruck q entsteht; dabei ist nach Zimmermann und Blum:



$$q = \frac{P}{b \cdot 2l} \text{ oder } l = \frac{P}{2q}$$

Buchwald setzt nun für $q = \frac{P}{2}$ ein, indem er den Eindruck, welchen die Last P erzeugt, mit der elastischen Durchbiegung eines beiderseitig eingespannten Stabes von der Länge 2 l, belastet in der Mitte mit P und infolgedessen daselbst auf die Tiefe p durchgebogen, vergleicht. Der Einfluß der Einzellast P wird dann durch die gleichmäßig verteilte Last ersetzt:



$$\frac{P}{2} \cdot 2l = p \cdot l$$

Daher ist bei einer wirksamen Stützfläche $b \cdot 2l$ der Einheitsdruck:

$$P = \frac{P}{2} \cdot b \cdot 2l \text{ oder } P = p \cdot b \cdot l \text{ oder } l = \frac{P}{b \cdot p} \text{ (Formel A)}$$

B. Nach Zimmermann und Blum ergibt sich das Biegemoment M in der Mitte zu:

$$M = \frac{Pl}{4}$$

und die zugehörige Einsenkung $y_0 = \frac{P}{2Cb l}$,

wobei $l = \sqrt{\frac{4EJ}{Cb}}$ als Einflußlänge sehr schwer zu berechnen ist, weil C als sogenannte Bettungsziffer je nach der Preßbarkeit und Schütthöhe des Bettungsstoffes sehr veränderlich sowie auch abhängig ist von der Beschaffenheit des Untergrundes, namentlich bei Wasser und Frost. Während sie bei Hauptbahnen von der einfachen Kiesbettung bis zur besten Schotterbettung zwischen 3 bis 15 kg/qcm schwankt, ist sie für ebenso hergestellte Straßenbahnkörper noch gänzlich unbekannt; Buchwald nimmt dementsprechend an für:

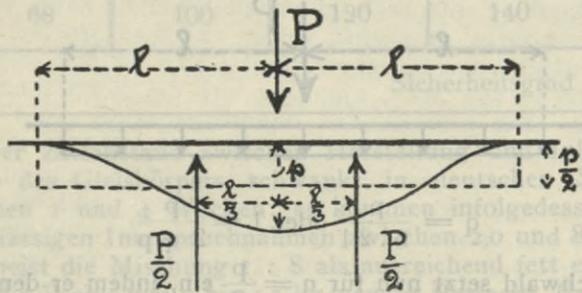
Kies	Schotter	Packlage
$C = 10$	15	20 kg/qcm

Es muß also z. B. für Bettung auf Kies ein Druck von 10 kg ausgeübt werden, um diese um 1 cm zusammenzupressen.

Für Beton kann eine solche Bettungsziffer überhaupt nicht gefolgert werden, weil er, genügend erhärtet, eine derartige Nachgiebigkeit nicht mehr hat, um eine Einsenkung des Schienenfußes in den Bereich der Betrachtung oder Berechnung ziehen zu können. Bei dem Elastizitätsmaß von 140 000 müßte ein 20 cm starker Beton mit einer Kraft von

$$C = \frac{140000}{20} = 7000 \text{ Kg/qcm}$$

gedrückt werden, um 1 cm zusammengepreßt zu werden. Demgegenüber beträgt die Druckfestigkeit von mehrere Monate altem Beton nicht mehr als 300 kg/qcm; größerer Druck zersprengt den Beton in Stücke. Diesen Verhältnissen entsprechend schaltet Buchwald die Bettungsziffer mit Recht ganz aus und führt die Berechnung durch, als wenn es sich um die Ermittlung der elastischen Durchbiegung eines eingespannten Stabes von der Länge $2l$ handelte. Das zugehörige Biegemoment ermittelt er demnach wie folgt:



$$M = \frac{P}{2} \cdot \frac{l}{3} = \frac{Pl}{6}$$

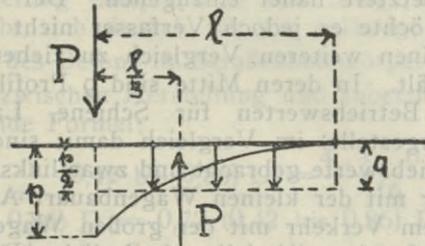
In Verbindung mit dem oben gefundenen Wert $l = \frac{P}{b \cdot p}$ ergibt sich:

$$M = \frac{W}{k} = \frac{p \cdot 2}{6 \cdot b \cdot p} \text{ (Formel B)}$$

als Formel zur Berechnung des erforderlichen Widerstandsmomentes für die Schiene; diesem muß das wirkliche in abgenutztem Zustande mindestens gleichkommen.

Vermerkt muß werden, daß auch diese Formel bei der Unsicherheit aller Annahmen keinen sehr hohen Wert besitzen kann; sie dürfte aber für vergleichende Berechnungen ausreichen, um die Wertigkeit verschiedener Oberbauanordnungen unter gleicher Belastung gegeneinander abwägen und im einzelnen ungefähr beurteilen zu können.

C. Am Schienenstoß, wo, wie Haarmann sehr treffend in der „Kritik des Eisenbahngleises“ sagt, sich allmählich die Keime für die Erschwerung der Unterhaltung und die Gefährdung des Betriebs herausbilden, die am höchsten bei fester Verbindung des Gleises mit der Umgebung eingeschätzt werden müssen, wächst der Bettungsdruck naturgemäß um so rascher, je weniger die Stoßüberbrückung durch Verlaschung statisch befriedigt. Um so mehr besteht dann auch die Gefahr der Lockerung der Laschenbolzen; unter dem Einfluß des Betriebs muß der Stoß zuletzt als unverlascht wirken, da die im Asphalt oder Beton steckenden Schraubenmutter nicht nachgezogen werden können. Diesen äußersten Fall betrachtet Buchwald; er erachtet die Schiene als einen an einem Ende eingespannten Stab von der Länge l , der am anderen freien Ende die Last P trägt und sich unter ihr um p cm durchbiegt. Die Last P verteilt sich demnach bei der Fußbreite b der Schiene auf eine wirksame Stützfläche $l \times b$ mit dem Einheitsdruck $q = \frac{P}{2}$; es ist demnach:



$$P = \frac{P}{2} \times l \times b, \text{ woraus } p = \frac{2P}{l \times b} \text{ und } l = \frac{2P}{p \times b}$$

$$M = \frac{P \cdot l}{3} = \frac{2P^2}{3pb} \text{ (Formel C)}$$

Buchwald folgert daraus, daß beim unverlaschten Stoß das Biegemoment 4 mal größer als innerhalb der Schienenlänge selbst ist und demnach der Beton unter dem Schienenstoß und in dessen Nähe 4 mal stärker beansprucht wird.

D. Um dies zu vermeiden, muß der bei älteren Gleisen gemachte Fehler behoben werden, wo die Laschenschrauben meist zu gering in der Anzahl und in der Stärke des Schafts bemessen wurden. Die Folge davon war, daß die Schrauben zu stark beansprucht wurden, die Reibungsflächen mit den Schienenflächen sich rascher verschlissen und infolgedessen die Schrauben sich bald lockern mußten. Damit setzte auch eine vorzeitige Zerstörung der Umgebung des Schienenstoßes ein. Wie durch die Schienen erfolgt auch durch die Schrauben mittelbar die Übertragung des Verkehrsdruckes am Stoß auf die Laschen; sie dürfen keine andere Bewegung ausführen wie die Schienen selbst und müssen deshalb entsprechend fest von den Schrauben an die Schienen angepreßt werden. Dabei müssen die Schrauben imstande sein, das auftretende Biegemoment ohne Überschreitung der zulässigen Materialbeanspruchung auszuhalten. Entsprechend der Neigung der Berührungsflächen zwischen Schiene und Laschen kommt von dem auftretenden Biegemoment M nur ein dieser Neigung entsprechender Teilbetrag M_1 als Seitenschub zur Geltung. Ist die obere Neigung $\frac{1}{a}$, die untere $\frac{1}{b}$, so ist dieser Teilbetrag:

$$M_1 = M \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right)$$

und daher die seitliche Schubkraft und in gleicher Weise die nötige Widerstandskraft aller Bolzen:

$$K_1 = K \left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b} \right)$$

Da aber die Gegenkraft k einer der n Schrauben ein Teil der Gesamtgegenkraft K ist, so kann auch bei einer zulässigen Inanspruchnahme der Schraubenschäfte auf Zug mit $k_z = 900$ kg/qcm bei dem Bolzenquerschnitt F die zulässige Gegenkraft $S = 900 F$ mit obigem Faktor geteilt

werden. Der zulässige Laschendruck L, sowie der zugehörige Schraubendruck S ist demnach:

$$L = \frac{S}{\left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b}\right)} = \frac{900 F}{\left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b}\right)}$$

Wegen der Reibung der Berührungsflächen wird die Stärke dieses Drucks bedeutend vermindert, also auch die Seitenwirkung des Biegemoments; in Wirklichkeit üben die Laschen und Schrauben einen dementsprechend geringeren Druck aus. So kommt schließlich Buchwald unter Anwendung der Reibungszahl von Stahl auf Stahl mit 0,15 zu dem verringerten Schraubendruck:

$$k = 0,15 L = 0,15 \times \frac{900 F}{\left(\frac{1}{a} + \frac{1}{b}\right)}$$

Die seitliche Schubkraft K des Biegemoments wirkt mittelst der Laschen auf die Schraubenbolzen mit einem Hebelarm in der Größe des Abstandes z der Anlageflächen der Laschen von der Bolzenachse; Buchwald setzt nun den

Abstand der oberen von der unteren Anlagefläche $2z = z_1$ für die äußere und z_2 für die innere Lasche; schließlich kommt er zu der Gleichung:

$$K(z_1 + z_2) = M$$

d. h. das Widerstandsmoment, das die gesamten Schrauben auszuüben vermögen, muß gleich sein dem auftretenden Biegemoment. Daher Schraubenzahl:

$$n = \frac{K}{k} = \frac{M}{(z_1 + z_2)} \cdot \frac{1}{k}$$

auf einer Seite des Schienenstosses (Formel D)

Nach dieser Formel berechnet sich die notwendige Zahl der Laschenschrauben $2n$ z. B. für Haarmann Nr. 1800 und Phönix D. N. P. 3, bei denen $i'' = 26$ mm Bolzen mit dem Kerndurchmesser $d = 21,3$ mm verwendet werden und die

Neigung der Laschenanlageflächen oben: $\frac{1}{a} = \frac{1}{5}$ und unten

$\frac{1}{b} = \frac{1}{10}$ beträgt:

$M = \frac{P^2}{6 b p}$ in cmkg bei Wagenbauart, A B P=4500kg P=5500kg		Schienen- Profil.	Bolzen- Maasse und Kräfte.					Schraubenzahl 2 n				
d	$F = \frac{\pi d^2}{4}$		S=300F	$L = \frac{1}{a} + \frac{1}{b}$	k=0,15L	$z_1 \times z_2$	Nötig bei A	Vorhan- den	Nötig bei B			
m/m	cm ²	Kg	Kg	Kg	cm							
105600	157600	№ 1800	21,3	3,57	3213	107000	1610	13,1 13,1	26,2	5	8	7
93600	140000	D. N. P. 3						10,9 8,8	19,7	6	8	9

Es mag dahingestellt bleiben, inwieweit mit diesem Annäherungsverfahren das wirklich Vielfache der Beanspruchung des Betons unter dem Schienenstoß erreicht wird. Zweifellos findet aber an dieser schwächsten Gleisstelle die größte Beanspruchung des Betons statt, die mit der Größe der Abnutzung des Schienenkopfes und der damit schwindenden Widerstandskraft der Schiene ständig zunimmt. Will man dieser Gefahr sich nicht aussetzen wie seither, dann greife man, wenn irgend möglich, bei Bettung des Gleises in Beton zu dem inzwischen in hohem Maße vervollkommeneten Schweißverfahren!

Die Laschen, sagt Zimmermann in seiner Berechnung des Oberbaues (Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 5. Teil), sind der Berechnung schwer zugänglich und daher meist mehr nach den Bedürfnissen der Praxis als nach statischen Gesichtspunkten ausgebildet worden; ihre Wirkungsweise ist eine ungemein verwickelte und auch stets veränderliche und namentlich — möchte der Verfasser hinzufügen — wenn sie in niedriger Form nur zwischen den ausladenden Bestandteilen, dem Schienenkopf und Schienenfuß, also nur auf die Steghöhe sich erstrecken. Aus statischen Gründen sind daher diese billigsten und einfachsten

Laschen, die Flachlaschen, gänzlich zu verwerfen, weil sie eben wegen dieser ungenügenden Höhenbemessung als Laschenpaar nicht einmal das Widerstandsmoment der abgefahrenen Schiene erreichen. Wo diese statische Bedingung nicht erfüllt ist, ergeben sich auf Tafel 14 für die Pressung des Betons recht ungünstige Werte, wie aus den meist reichlichen Überdeckungen in  zu versehen ist. Die für Normalprofil 3 zur Verbindung der Stöße an Kreuzungen und Weichen üblichen Laschen sind auf Tafel 15 näher untersucht und viel zu schwach; ihre notwendige Verstärkung so, daß sie obigem statischen Grundsatz genügen, ist auf der weiteren Tafel 16 berechnet und darnach durchgebildet.

Die Werte, wie sie sich nach den oben entwickelten Buchwaldschen Formeln für 9 in Wiesbaden seit 1899 angewendeten Oberbauanordnungen als erforderlich berechnet haben, sind in Tafel 14 eingetragen worden. Das Endergebnis hieraus bezüglich stärkster und schwächster Betriebswerte unter demselben Verkehrseinfluß der Wagenbauart A für Schiene, Lasche und Schraube stellt sich im Vergleich wie folgt dar:

Tragfähigkeit von:	251—117 = + 234		Bl. 47 f		Schiene · Lasche	
	D. N. P. 3		— 9 = 150—159			
	vorhanden	nötig	Unter-	vorhanden		nötig
	Stärkstes W _x		Schwächstes W _x			
	359—132 = + 227		№ 25			
	Bl. 1800		— 37 = 114—151			

Betonpressung unter der Lasche	0,9—2,0 = — 1,1		Bl. 47 f		Verschraubung · Stärke	
	D. N. P. 3		+ 0,1 = 2,1 — 2,0			
	vorhanden	zulässig	Unter-	vorhanden		zulässig
	Geringste Pressung		Grösste Pressung			
	0,7—2,0 = — 1,3		№ 25			
	Bl. 1800		+ 0,4 = 2,4 — 2,0			
					vorhanden	nötig
					6	20
					Bl. 47 f	

Es bleibt noch übrig, zu den schraffierten Darstellungen der Tafel 14 nähere Erläuterungen zu geben. Dazu ist im allgemeinen zu bemerken, daß der Vergleich der Betriebswerte für den Endzustand durchweg gezogen worden ist, wenn also die Oberbauteile völlig abgenutzt sind und

infolgedessen die anschließende Umgebung am stärksten beansprucht wird. Zunächst wird auf die Betriebswerte der Schienen eingegangen, wozu folgende Zusammenstellung dient:

Wirkliche gegen nötige Tragfähigkeit der Schiene u. wirkliche gegen zulässige Betonpressung unter der freien Schiene.											
Notwendige Tragfähigkeit W_x^n für $P = 4500$ kg. Wirkliche Betonpressung p_x gegen zulässige $p = 2$ kg/qcm				Vorhandene Tragfähigkeit			Notwendige Tragfähigkeit W_x^n für $P = 5500$ kg. Wirkliche Betonpressung p_x gegen zulässige $p = 2$ kg/qcm				
$P - p_x$	p_x	$W_x^v - W_x^n$	W_x^n	Profil	W_x^v	System	W_x^n	$W_x^v - W_x^n$	p_x	$P - p_x$	
+0,6	1,4	+ 59	151	Nr 25	210	Phönix	225	-15	2,1	-0,1	
+0,7	1,3	+ 79	151	Nr D	230	"	225	+ 5	2,0	+ 0	
-0,1	2,1	- 9	159	Bl. 47 f	150	Haarmann	237	-87	3,2	-1,2	
-0,1	2,1	- 9	159	Bl. 799	150	"	237	-87	2,0	-1,2	
+0,7	1,3	+ 69	141	Bl. 795	210	"	211	- 1	1,7	+ 0	
+0,8	1,2	+ 98	132	Bl. 1800	230	"	197	+33	2,9	+0,3	
+0	2,0	- 1	156	Bl. 809	165	"	233	-78	2,9	-0,9	
+0	2,0	- 1	156	Bl. 801	155	"	233	-78	2,9	-0,9	
+1,1	0,9	+134	117	D. N. P. 3	251	Phönix	175	+76	1,4	+0,6	

Der größte Unterschied beträgt hiernach hinsichtlich der vorhandenen gegen die notwendige Tragfähigkeit + 134 und zwar bei Schienenprofil D. N. P. 3 : $W_x = 251$ cm³ unter dem Betriebseinfluß der Wagenbauart A; das Dreiecksfeld A mit der Zahl 251 ist demnach ganz zu schraffieren (blau), weil der Unterschied + 134 einen Überschuß in der erforderlichen Tragfähigkeit enthält. Der Inhalt des ganzen Dreiecks entspricht der Zahl 134 und dementsprechend werden die Inhalte der anderen Felder so weit in (rot) oder

(blau) gedeckt, als die Unterschiede sich in Größe und Art als Mangel oder Überfluß im vorhandenen gegen den erforderlichen Betriebswert darstellen.

Für die Betonpressung bildet der größte Unterschied - 1,2 die Grundlage für die Größe der Schraffur der rechteckigen Felder in (blau) oder (rot).

In gleicher Weise ergibt sich für die Laschen folgende Übersicht:

Wirkliche gegen nötige Tragfähigkeit des Laschen und wirkliche gegen zulässige Betonpressung unterm Schienenstoss											
Notwendige Tragfähigkeit W_x^n für $P = 4500$ kg. Wirkliche Betonpressung p_x gegen die zulässige $p = 2$ kg/qcm				Vorhandene Tragfähigkeit			Notwendige Tragfähigkeit W_x^n für $P = 5500$ kg. Wirkliche Betonpressung p_x gegen die zulässige $p = 2$ kg/qcm				
$P - p_x$	p_x	$W_x^v - W_x^n$	W_x^n	Profil	W_x^v	System	W_x^n	$W_x^v - W_x^n$	p_x	$P - p_x$	
-0,4	2,1	- 37	151	Nr 25	114	Phönix	225	-111	3,5	-1,5	
+0,3	1,7	+ 10	151	Nr D	161	"	225	- 64	2,5	-0,5	
+0,3	1,7	+ 7	159	Bl. 47 f	166	Haarmann	237	- 71	2,5	-0,5	
+0,7	1,3	+ 52	159	Bl. 799	211	"	237	- 26	2,0	+0	
+1,2	0,8	+164	141	Bl. 795	305	"	211	+ 94	1,2	+0,8	
+1,3	0,7	+227	132	Bl. 1800	359	"	197	+162	1,0	+1,0	
+0,7	1,3	+ 55	156	Bl. 809	211	"	233	+ 22	2,0	+0	
+0,7	1,3	+ 55	156	Bl. 801	211	"	233	+ 22	2,0	+0	
+0,3	1,7	+ 4	117	D. N. P. 3	121	Phönix	175	- 54	2,6	-0,6	

Hier bildet die Zahl + 227 die Grundlage für Deckung der Dreiecksfelder in (blau) oder (rot) entsprechend der reichlichen oder knappen Tragfähigkeit der Laschen, sowie die Zahl - 1,5 ebenfalls für die Rechteckfelder entsprechend der nicht erreichten oder zu starken Betonpressung gegenüber der zulässigen.

Zum Schluß sind die Unterschiede in der vorhandenen gegenüber der nötigen Anzahl der Laschenbolzen in nachstehender Zusammenstellung zu finden:

Siehe nebenstehende Tabelle!

Dementsprechend sind die Dreiecksfelder in (blau) oder (rot) gedeckt, ausgehend von der Zahl - 24 mit entsprechender voller Deckung des Dreiecksfeldes in (rot).

Der schraffierte oder besser noch der danach farbig gemachte Vergleich veranschaulicht deutlich, daß bei ein und demselben Profil die freie Schiene mitunter den erforder-

Vorhandene V gegen nötige N Schraubenzahl

$P = 4400$ kg		Profil	V	System	$P = 5500$ kg	
N-V	N				N	N-V
- 9	17	Nr. 25	8	Phönix	26	- 18
- 3	9	Nr. D	6	"	13	- 7
-14	20	Bl. 47 f	6	Haarmann	30	- 24
- 5	15	Bl. 799	10	"	22	- 12
+ 2	8	Bl. 795	10	"	12	- 2
+ 3	5	Bl. 1800	8	"	7	+ 1
+ 2	8	Bl. 809	10	"	12	- 2
+ 2	8	Bl. 801	10	"	12	- 2
+ 2	6	D.N.P.3	8	Phönix	9	- 1

lichen Betriebswert besitzt, auf die verlaschte Länge jedoch nicht und auch umgekehrt. Je größer der Unterschied in Inhalt und Wechsel der schraffierten Flächen, um so verschiedenartiger muß das Gleis die Umgebung beeinflussen; im Laufe der Betriebszeit zeigt sich dies nach außen hin durch mehr oder weniger starke Beschädigung oder gar Zerstörung der Umgebung zunächst um die Laschen herum, wenn auf sie die am stärksten schraffierten Flächen entfallen. Was hier durch Rechnung ungünstig gefunden wurde, hatte der Verfasser schon im Laufe der Jahre im Betrieb als schlechte Stellen in der Gleisanordnung beobachten können. Tatsächlich haben hiernach diejenigen Profile die geringste Unterhaltung und keine vorzeitige Zerstörung im anschließenden Straßenkörper mit sich geführt, für welche die vorhandenen Betriebswerte zu Schienen, Laschen und Schrauben durchweg am meisten schraffiert (blau) sind. Dazu gehören die 18 cm hohen Haarmann-Profile, Bl. 795 und 1800, sowie das Phönix-Profil D. N. P. 3, letzteres jedoch nur auf freie Länge. Am Stoß sind bei ihm für schweren Verkehr Unterwerte vorhanden und daher die Flächen in rot gekennzeichnet; wie der Querschnitt zeigt, sind nur Steglaschen angewendet worden, deren Widerstandsmoment mit nur 121 cm^3 weit unter demjenigen der bis auf 25 mm Kopfstärke abgenutzten Schiene mit 250 cm^3 bleibt. Das Profil 3 ist zwar ein Schweißprofil und als solches bereits oben betrachtet, jedoch muß die Verlaschung an den Anschlußstellen für Weichen und Kreuzungen nach wie vor bleiben. Der Grundsatz, daß das Widerstandsmoment des Laschenpaares mindestens demjenigen der Schiene gleichzukommen hat, muß ganz besonders vom straßenbautechnischen Standpunkte gewürdigt werden, einerlei, ob das Gleise lose mit der Umgebung bleibt oder in feste Verbindung damit gebracht wird. Denn der Schienenstoß ist und bleibt nun einmal der „Feind des rollenden Materials“ und auch der „Peiniger der Menschheit“, wie Haarmann in der Kritik des Eisenbahngleises treffend sagt; das taktmäßige Trommeln der Fahrzeuge über den Schienenstößen muß vor allen Dingen aus dem Bereich einer Stadtstraße verschwinden, wo das erste und letzte lästige Verkehrsgeräusch die Straßenbahn den Anwohnern tagtäglich bringt und nimmt.

Aus dem Wechsel der Schraffur oder besser noch des danach blau und rot gemachten Farbenspiels auf Tafel 14 dürfte zur Genüge erkenntlich sein, daß bei Wahl des Straßenbahnoberbaues die Forderungen in straßenbautechnischer Hinsicht unter allen Umständen mitzusprechen haben, namentlich wenn das Gleis in feste Verbindung mit dem nur leidlich druckfesten und bedenklich spröden Beton gebracht werden muß. Derjenige Oberbau muß gefordert werden, welcher diese schlechten Eigenschaften des Betons in der freien und der verlaschten Schiene am meisten aufwiegt, für welchen also die reichlichsten Betriebswerte sich vergleichsweise herausrechnen.

In bezug auf die zweckmäßigste Bauart der Betriebsmittel darf auch fernerhin nichts unversucht bleiben, wenn es sich um förderliche Schonung des Gleises handelt; die Tatsache der doppelten bis dreifachen Abfederung vom Wagenkasten gegen das Untergestell und von diesem gegen die Radachsen reicht dazu nicht aus. Es ist deshalb den neuen Bestrebungen der Straßenbahner, zur Verringerung der Betriebsstöße sowohl die Räder durch federartige Ausbildung des aus den Radspeichen gebildeten Radsterns als auch die Schienen durch Schlitzung oder Wellung der Stege federnd zu machen, von seiten der Straßenbauer größte Beachtung entgegenzubringen! Auf Tafel 17 sind

diese Neuerungen veranschaulicht; bis sie sich allgemein eingeführt haben, dürfte jedoch noch beträchtliche Zeit beanspruchen, zumal zu ihrer endgültigen Gestaltung noch manche Beobachtungen gemacht und manche Erfahrungen gesammelt werden müssen. Zurzeit wendet sich die Allgemeinheit derartigen Neuerungen nur beiläufig zu, indem sie zu sehr noch mit den Hauptfragen beschäftigt ist: Niedrige, mittlere und hohe Profile einerseits und Schweißprofile oder Laschenprofile andererseits, jeder Strang für sich im Straßenkörper eingebettet und mit ihm durch besondere Verschraubung fest verbunden oder je zwei Schienenstränge durch Querverbindungen zu einem Gleisrahmen verspannt und als solcher im Straßenkörper allseitig gepackt!

Weiter hat in den letzten Jahren die Bildung von Riffeln auf der Schienenkopffläche allgemein lebhaftestes Interesse ausgelöst; was sie anbelangt, so ist viel beobachtet worden, daß die Neigung zur Riffelbildung mit der Abnahme der Schienenhöhe schwindet, weil größere Elastizität vorhanden ist. Die Schlußfolgerung hieraus, sich eher dem niederen und gar dem 10 cm Profil zuzuwenden, erscheint aber weniger berechtigt als die Behauptung, daß durch feste Verbindung des Gleises mit der Umgebung die Riffelbildung gefördert wird. Es kommen zwar auf Hauptbahnen, wo loser Einbau und elastische Lagerung der Ausdehnung, Zusammenziehung und Federung des Stahl freieres Spiel lassen, auch Riffelbildungen vor, namentlich in Strecken mit Geschwindigkeitswechsel (Anfuhr- und Bremsstrecken) oder in charakteristischen Kurven, z. B. derjenigen bei Derby in England. Mit Recht kann darnach von „Streckenriffeln“ geredet werden, zumal durch Versuche festgestellt wurde, daß von zwei gleichen Schienen a und b in zwei verschiedenen Gleisstrecken A und B eingebaut, anfangs Schiene a bei Strecke A starke Riffeln erhielt, b dagegen in Strecke B riffelfrei im Betriebe blieb. Nach gegenseitiger Auswechslung wurde Schiene a bald wieder riffellos, Schiene b dagegen riffellig.

Die Riffelfrage hat auch der Verein deutscher Straßen- und Kleinbahnverwaltungen auf seiner Tagung 1913 in Köln wieder erörtert. Zu einem endgültigen Ergebnis über die wahren Ursachen der Riffelbildung kam man jedoch auch hierbei nicht, indem die Meinungen, ob diese mehr in Betriebseinflüssen oder mehr in Walzfehlern zu suchen sind, nach wie vor geteilt blieben. Es wurde aber der Meinung stark Ausdruck verliehen, daß aus den feinen „Hüttenriffeln“ sich die stärkeren „Streckenriffeln“ entwickelten, daß also letztere ohne erstere nicht aufkommen könnten. Mag die Entstehung und Förderung der Riffeln bezüglich wie und wo noch dunkel erscheinen, jedenfalls ist die neuerdings immer mehr aufkommende Hoblung der Fahrfläche vor der Verlegung der Schiene eine sehr zu begrüßende und auch wirtschaftliche Maßnahme, um der Riffelbildung und damit der vorzeitigen Lockerung des Gleises unter gleichzeitiger Zertrümmerung und Zerbröckelung der Umgebung vorzubeugen.

Bei diesen unklaren Verhältnissen erscheint dem Verfasser die Neigung zum Schienenprofil mittlerer Höhe und weiter zum Schweißprofil am unbedenklichsten. Schweißen schützt zweifellos besser als irgend eine Stoßanordnung die schwache Umgebung gegen die mürbe machende Befeuchtung des mit Rost und Straßenschmutz durchsetzten Rieselwassers, wenigstens innerhalb der Schienenstränge. Die Seitenberieselung bleibt jedoch; wie auch diese zu bekämpfen und unschädlich zu machen ist, soll im nächsten Abschnitt dargetan werden.

III. Die Trockenhaltung des Gleiskörpers Beton.

a) Allgemeine Betrachtungen.

Wenn das Straßenbahngleis in feste Verbindung mit seiner Umgebung gebracht wird und diese durchweg aus wasserdichten Körpern besteht, so sollte es eigentlich selbstverständlich sein, daß hierbei auch für regelrechten Abgang und dauernd wirkende Ableitung des Wassers gesorgt wird. Ohne diese Einrichtungen kann die Durchbildung des gänzlich dichten Straßenbahnkörpers nicht als einwandfrei gelten; sie müssen vielmehr das Wesen der Durchbildung ausmachen im Gegensatz zu derjenigen beim losen Einbau des Gleises in einem in Decke und Unterbau an und für sich wasserdurchlässigen Straßenkörper üblicher Art. Demgegenüber herrscht leider die Meinung vor, daß wasserdichte Straßenbahnkörper ebensowenig einer besonderen Trockenhaltung bedürfen wie wasserdichte Fahrbahnen innerhalb ihrer Fläche überhaupt. Es wird dabei aber ganz außer Acht gelassen, daß die Be- und Entwässerungsverhältnisse einer gleislosen Fahrbahn nicht dieselben sind wie bei einer solchen mit eingelegten Straßenbahngleisen, wo das Niederschlagswasser nicht einfach von der Mitte der Fahrbahn nach den Seiten ununterbrochen verläuft, sondern wo dasselbe infolge der sie in einzelne Längsstreifen teilenden Schienenstränge schließlich in dreierlei Einzelläufe zerrennt und zwar bei Scheitellage des Doppelgleises als:

1. Flächenwasser zwischen den Strängen ein und zwischen demselben Gleises mit den Rillen als Vorfluter,
2. Flächenwasser zwischen den Innenschienen des Doppelgleises, je nach konvexer oder konkaver Querschnittswölbung mit den Rillen oder mit besonderen Einzelläufen in der Bahnkörperachse als Vorfluter,
3. Sickerwasser an den Seiten jedes Maschinenstranges in die Umgebung eindringend, für das bis jetzt meist der Vorfluter fehlte.

In den folgenden Betrachtungen wird darnach zwischen Strang- und Mittelwasser als Außenwasser und dem Sickerwasser als Innenwasser unterschieden. Nach den Beobachtungen und Erfahrungen des Verfassers muß der Unschädlichmachung des Innenwassers eine besonders sorgfältige Beachtung geschenkt werden, soll der vorzeitigen Zerstörung der wasserdichten Umgebung wirksam vorgebeugt werden. Die Tatsache, daß das Wasser fortwährend neben und mitunter (bei Überflutungen) über der Schiene steht, daß diese ständig Verkehrserschütterungen auf die bewässerte Umgebung überträgt, und daß dadurch das natürliche Bestreben des Wassers, in die Tiefe zu rieseln, überaus begünstigt wird, dürfte genügen, um der schädlichen Einwirkung des Wassers auch im Innern des Straßenbahnkörpers vorzubeugen. Grade zur Zeit des stärksten Wassereinflusses, vom Herbst bis Frühjahr, sind diese sogenannten wasserdichten Anschlüsse am undichtesten, weil die Temperatur am niedrigsten ist und demgemäß alle Baukörper, Schiene wie Umgebung, an Schrumpfungen leiden. Ob zu dieser kalten Jahreszeit der voneinander zerrende Spannungszustand zwischen Gleisgestänge und Umgebung größer ist als der sie ineinander pressende bei warmer Jahreszeit, wo die Baukörper größeren Umfang annehmen, muß dahingestellt bleiben. Die stärkste Bewässerung dürfte wohl das Schmelzwasser des Schnees abgeben.

Jede Fahrbahn hat ebene oder gewölbte Quer- und in der Regel auch Längsneigung, sodaß das Aufschlagwasser in mehr oder weniger diagonalen Richtung unmittelbar zur Seite fließen muß und bei richtiger Ausführung nirgends innerhalb der Belagfläche sich sammeln oder stehen bleiben kann. Anders gestalten sich die Abflußverhältnisse, wenn die Fahrbahn von Gleisen durchweg durchzogen wird und demnach durch die vertieft liegenden Schienenrillen natürliche Wasserführungen mitten in der Fahrbahnfläche geschaffen werden. Aber nicht allein die Schienenrillen, sondern auch die Seitenanschlüsse des Schienenkopfes an den Fahrbahnbelag bilden derartige unvermeidliche Wasserführungen, Wasserbehälter innerhalb der Belagfläche; der Zweck des Längs- und Querschnittes sowie der Wölbung der Fahrbahn wird hierdurch auf die Breite der Gleiszone zum Teil vereitelt, und die Folge davon ist, daß unter dem Einfluß des Wassers und des Bahnbetriebs nicht allein die Schienen im Belag gelockert, sondern dieser selbst in Decke und Unterbau mit der Zeit an den Anschlußstellen zerstört wird. Es ist dabei gleichgültig, ob der ganze Belag wasserundurchlässig ist (Asphalt) oder nur die hierzu verwendeten Baukörper, der Belag selbst aber nicht (Holz); die Zerstörungen durch Wasser bleiben infolge Wasserundurchlässigkeit des Unterbaues nicht aus, nur treten sie bei der wasserdurchlässigen Holzdecke erst später in die Erscheinung. Es nützt auch wenig oder gar nichts, wenn das Rillenwasser streckenweise in Gleis- oder Strangsenkkästen Vorfluter erhält, die an die Straßenkanalisation angeschlossen sind. Die immer gleich großen Querschnitte gegenüber den verschiedenen Längsneigungen der Straßenstrecken sind im Verhältnis zu dem Niederschlagsgebiet — d. i. Breite der Fahrbahnfläche mindestens zwischen den äußersten Schienensträngen — an und für sich derartig klein, daß selbst bei gering, etwa nur 50 m bemessenem Abstand der Gleisinkkästen eine Überflutung der Schienenstränge nicht verhütet werden kann; zumal da unter dem Betriebseinfluß die Rillenhöhe infolge der Abnutzung des Schienenkopfes sich immer mehr verringert, die Schienenoberfläche infolgedessen zusehends in der Fahrbahnfläche versinkt. Diese Überflutung läßt sich selbst bei geringem Regenfall von kurzer Zeit, ja sogar bei der Straßenbesprengung nicht verhindern, indem in den Rillen ständig Straßenschmutz liegt, der den Fluß des Rillenwassers da oder dort hemmt und es schließlich zum Übertritt über den Schienenkopf und mithin zum Überfluten des Straßenbelags zwingt.

Es ist unvermeidlich, daß das Aufschlagwasser an den Seiten der Schienenstränge in den Straßenkörper eindringt, weil es unmöglich ist, bei der Haftlosigkeit von Stahl an Asphalt, Holz oder Zement und bei der trotz festen Verbands mit der Umgebung nicht zu bannenden wellenförmigen Bewegungen der Schienen unter dem Betriebseinfluß wasserdichte Anschlüsse zu schaffen, geschweige denn zu erhalten. Die Folge davon ist die allmähliche Lockerung des Gleises und die gleichzeitige Zerstörung seiner Umgebung zuletzt in solchem Maße, daß dessen Ausbesserung mit denselben Baumaterialien wie seither nicht mehr durchführbar ist. Und alle diese Tatsachen eilen weit voraus, ehe die Auswechslung der Schienenstränge infolge Betriebsuntauglichkeit notwendig wird und verlangen oft

schon 4 bis 5 Jahre nach der Herstellung der Fahrbahn derartig erhebliche Aufwendungen an Zeit und Geld, daß hiervon entweder die Straßenbahn- oder die Straßenbauverwaltung betroffen wird, wem grade die Unterhaltungspflicht der Straße im Bereiche des Bahnkörpers obliegt: Eine Danaidenarbeit im wahrsten Sinne des Wortes, indem neben der Zwecklosigkeit der Ausbesserung auch noch der erhebliche Kostenaufwand hierfür dazukommt. Aus diesen Tatsachen heraus ist der Verein deutscher Straßen- und Kleinbahn-Verwaltungen im Jahre 1908 in einer Denkschrift an sämtliche deutschen Städte mit der dringenden Bitte herangetreten, doch von der Verlegung von Straßenbahnschienen in Beton und Asphalt abzusehen und statt dessen Großpflaster auf Gestück zu verwenden. Mit Recht hat der Verein seine Bitte auch damit bekräftigt, daß bei weiterer Anwendung jener wasserdichten Bauweise, die überall vorzeitiger Zerstörung anheimgefallen ist, die Lebensfähigkeit einzelner Straßenbahnunternehmen als Erwerbsgesellschaften bereits in Frage gestellt wäre. Um den Vorschlag den Stadtbauverwaltungen so schmackhaft als möglich zu machen, hat der Verein auch hervorgehoben, daß bei der Bettung der Schiene auf dem dichten und starren Beton ein weit lästigeres Betriebsgeräusch entstehe als auf dem mit Hohlräumen durchsetzten und nachgiebigen Gestück mit Beschotterung darüber, und daß dieses Geräusch weit unerträglicher wäre als das gewöhnliche Fahrgeräusch, das ein Fuhrwerk über Steinpflaster hinweg verursacht. Aber vor allem sei unter ausschließlicher Verwendung von Pflaster auf Gestück die normale Unterhaltung der Fahrbahn im Bereich des Bahnkörpers zu erschwinglichen und vertretbaren Kosten ermöglicht und auch auf die Dauer der Betriebsstauglichkeit des Gleises gewährleistet.

Seit Veröffentlichung dieser Denkschrift sind nunmehr 6 Jahre in das Land gegangen; der Erfolg des Mahnrufs besteht lediglich darin, daß einzelne und zwar herzlich wenige Stadtbauverwaltungen versuchsweise innerhalb der Fahrbahnen aus Asphalt auf Beton den Bahnkörper aus Großpflaster auf Gestück eingebaut haben. Vermutlich wird es auch bei den Versuchen bleiben; das allgemeine Verlangen des Vereins läßt sich in dieser Form niemals durchführen und erscheint höchstens in außerordentlich breiten Fahrbahnen angebracht, wo der übrige Fuhrverkehr nur beim Kreuzen oder Ausweichen oder Überholen gezwungen ist, den Bahnkörper zu benutzen. Aber auch in diesem günstigsten Falle würden sich die meisten Stadtverwaltungen nicht zur Anwendung des Vorschlags verstehen, weil zweierlei Bauart ein und derselben Fahrbahn und dazu teils geräuschvoll, teils geräuscharm an sich verwerflich, wenn nicht verpönt ist. Denn auch die breiten Fahrbahnen hatten meistens anfangs Großpflaster und sind erst durch Umbau den Forderungen des modernen Straßenbaues entsprechend mit fugenlosen und ebenen Belagen versehen worden, um Geräusch, Staub und Schmutz aus ihnen wirksam zu bannen. Es würde zu lebhaften und berechtigten Klagen der Anwohner kommen, falls diese wieder unter den früheren Mißständen, wenn auch in verringertem Maße zu leiden hätten. Deren Bedürfnisse in erster Linie zu befriedigen und hiernach überall das Wohnen an der Straße angenehm zu machen, ist und bleibt die vornehmste Aufgabe einer städtischen Bauverwaltung! Sie wird dem Vorschlag überall da auch für die Zukunft verschlossen bleiben, wo dem Bahnunternehmen selber die Unterhaltung ihrer Straße im Bereiche des Bahnkörpers obliegt, und lediglich diesem die Mittel und Wege überlassen, wie es dieser Pflicht ihr gegenüber und nach ihrem Ermessen auf seine Kosten genügt. Geradezu undurchführbar aber ist der Vorschlag des Vereins in engen Straßen, in Straßen der Innenstadt, wo das Geschäftsleben meistens flutet und das Straßenbahnnetz naturgemäß am meisten ausgebreitet ist. Hier ist Schaffung geräuscharmer Belage unerläßliche Forderung für den Verkehr und die Anwohner, und hier kann keine andere Bauweise als Beton im Unterbau der Fahrbahn in Betracht kommen; auf ihn allein sind die an und für sich nicht ge-

nügend tragfesten, geräuscharmen Belage Asphalt, Holz u. s. w. angewiesen. Hier in diesen engen Straßen zwischen hohen Häusern fängt sich der Straßenlärm am meisten und belästigt Anwohner und Straßengänger in gleichem Maße; aus diesem Grunde müssen selbst die Straßenbahnverwaltungen nicht nur den Vorschlag des Vereins als undurchführbar bekämpfen, sondern sie müssen auch den Straßenbauverwaltungen in ihrem Bemühen, überall für Dämpfung des Straßengeräusches zu sorgen, zur Seite stehen. Es geschieht dies schon in hervorragendem Maße, wenn ein Schienenprofil gewählt wird, welches nicht bloß den Anforderungen des Betriebs genügt, sondern auch den Bedürfnissen der Anwohner in dieser Hinsicht. Das über die Schiene als Schalleiter rollende Rad als Schallerreger wird um so weniger die Schiene in Schwingungen versetzen können, je massiger sie und ihr Gestänge ist, und die Schiene wird um so weniger den Schall auf den Beton fortleiten, ihn zum starken Schwingen und mithin zum Dröhnen um so weniger bringen können, je breiter der Schienenfuß auf ihm aufgelagert und je geringer mithin der spezifische Druck auf ihn ist. Außerdem wird es zum Dröhnen um so weniger kommen können, je stärker der Beton unter der Schiene eingebaut wird. Die Dämpfung des Betriebsgeräusches wird bis zu einem für die Anwohner erträglichen Maße zweifellos geschaffen, wenn eine breitfüßige und demgegenüber nicht höhere Schiene im Beton gebettet wird, der mindestens 20 cm stark ist. Weiter trägt dazu bei, falls die Schienenstränge eines Gleises durch Spurstangen untereinander verbunden werden, daß alsdann diese nicht allein möglichst geringen Abstand von einander erhalten, sondern auch massig ausgebildet und ebenso mit dem Schienensteg womöglich doppelt verbunden sind. Je größer das Verhältnis von Schienenhöhe zu Fußbreite und je kleiner letztere ist, um so stärker muß das Fahrgeräusch werden, um so mehr müssen die Anwohner unter dem Dröhnen des Bahnbetriebs leiden. Nachdem der Verein deutscher Straßen- und Kleinbahnverwaltungen selber durch Festsetzung von Betonprofilen (D. N. P. 3 und 4) den zu beschreitenden Weg zur Verminderung des Straßenbahnlärms geebnet hat, wird die Denkschrift für die Stadtbauverwaltungen in dieser Hinsicht gegenstandslos. Da der sonach übrig bleibende Wunsch des Vereins, die Betonbauweise im Bahnkörper aus wirtschaftlichen Gründen aufzugeben, von den Stadtbauverwaltungen aus obigen Erwägungen und Tatsachen heraus nicht allgemein und am allerwenigsten da verwirklicht werden kann, wo das Straßenbahnnetz am meisten ausgedehnt ist, d. i. in der geschäftsreichen Innenstadt mit durchweg schmalen Straßen, bleibt nichts übrig als die seitherige Bauweise im Bahnkörper so zu verbessern, daß die Übelstände trotz der Lagerung auf Beton fortfallen. Wie eingangs bereits erwähnt, muß nicht allein das Außenwasser, sondern vor allem das Innenwasser unschädlich für die Umgebung des Gleises gemacht und dies durch dauernde Trockenhaltung des Gleisbetts ermöglicht werden. Nachstehend ist beschrieben, in welcher Weise der Verfasser hierbei vorging.

b) Besondere Maßnahmen.

Auf Tafel 18 und 19 sind die Anordnungen dargestellt und zwar auf Abbildung 18 mit Holz und Abbildung 19 mit Asphalt als Außensäumung jedes Schienenstranges. Innerhalb ein und desselben Gleises ist nur mit Asphalt abgedeckt; der Beton kann infolgedessen so hoch als möglich geführt werden.

Die Anordnung bezweckt die dauernde Trockenhaltung des ganzen Straßenkörpers auf Bahnbreite unter gleichzeitiger Dämpfung des Betriebsgeräusches, auch wenn die Schiene unmittelbar auf den wasserdichten Beton gebettet ist. Dieser ist deshalb an der Außenseite jeder Schiene abwechselnd muldenförmig und kammerartig ausgebildet. Die Mulde ist gerillt und die Kammern sind an ihrer tiefsten

Stelle schachtartig bis zur Betonsohle durchbrochen. Als Vorfluter der Mulden dienen die Kammern b, auf deren Sohle c das Wasser von den Rillen e her sich sammelt. Hier kann es nicht weiter, weil der Kammerschacht r durch einen Hohlkörper — Schlickbüchse — wasserdicht verschlossen ist, welcher aus einer Staukappe h, einem Klärtrog f und einem Schlickrohr g besteht, die ineinander wasserdicht eingesetzt sind; diese Staukappe h hat einen Kranz von Einflußlöchern i, der Klärtrog f von Ausflußlöchern k. Die tiefliegenden Kammern b sind bündig zu der hochliegenden Mulde mit gelochten Platten d überdeckt.

Die mit Längs- und Diagonallinien versehenen Mulden an der Außenseite jeder Schiene und die zwischen ihnen quer angeordneten und unter die Schienenfüße greifenden Kammern b werden beliebig mit Holz s (nach Tafel 18) oder Asphalt t (nach Tafel 19) abgedeckt. Die Kammern sind nur in den Spurstangefeldern unter die Schienenfüße von außen angesetzt, um die Schwächung (infolge Unterbrechung des Betonlagers) durch die Strangverbindung mittelst Spurstangen möglichst auszugleichen.

Bei Abdeckung mit Holz sitzt dasselbe unmittelbar auf der Betonsohle der Mulde und den Platten der Kammern auf; an jedem Stöckel sind die Fußkanten durch Fasung gebrochen, so daß auch die Fußfläche jedes Holzsaums ein Hohlraumnetz enthält, das mit demjenigen der gerillten Muldensohle und der durchlochten Kammer in unmittelbarem Zusammenhang steht.

Bei Abdeckung mit Asphalt (Tafel 19) wird die Betonmulde selbst mit Eisenbetonhohlplatten ausgelegt, auf die alsdann der Asphalt aufgebracht wird. Sie sind in der Fußfläche mit großen, halbrunden Hohlräumen m und desgleichen kleinen n versehen, von denen die ersteren quer laufen, die letzteren aber längs der Schiene, dabei die Längsrillen der Betonmulde überdeckend. Es sind also auch hier wie bei der Überdeckung mit gefasten Holzstöckeln in sich zusammenhängende und ununterbrochene Netze von Hohlräumen geschaffen, die teils im Innern (Kammern) sowie auf der Oberfläche (Mulden) des Betons und teils in der Fußfläche der ihn überdeckenden Körper aus Eisenbetonplatten l liegen. Unter ihnen werden nun diejenigen über den Kammern sowohl gegen die benachbarten Platten als auch gegen die Schiene und die äußere Längsseite der Betonmulde mit Stehblechen p abgegrenzt, aus denen halbkreisförmige Haften ausgestanzt sind, womit sich die Bleche auf die Oberfläche des Betons sowie des Eisenbetons aufstützen. Die Bleche ragen nicht bis zur Straßenoberfläche durch, sondern bleiben mindestens 1 cm darunter, so daß die Asphaltdecke nach außen hin einheitlich erscheint.

Jede, eine Kammer überdeckende Eisenbetonplatte ist mit 2 Löchern versehen, durch welche die Rohre o hindurchgesteckt werden, die mit der Kammerplatte d fest verbunden sind. Bei einem Kammerabstande von z. B. 3 m und einer Betonplattenlänge von 50 cm liegen zwischen je zwei derartig gelochten Eisenbetonhohlplatten stets 5 ungelochte, welche zwischen den Kammern die gerillten Betonmulden ausfüllen. Werden Holzstöckel zur Überdeckung genommen, so werden je 2 über den einzelnen Kammern um die Rohrstützen in der Mitte einer Längsseite entsprechend ausgespart. Diese in der Straßenoberfläche hineinragenden Rohre o werden mit Stopfen q bündig mit der Straßendecke abgeschlossen, die auf dem Rohrstift u reiten.

Der Zweck dieser eigenartigen Ausbildung der äußeren Umgebung jedes Schienenstranges ist ein mehrfacher. Zunächst soll das Sickerwasser, welches einerseits bei der Haftlosigkeit von Stahl, Holz und Asphalt untereinander und andererseits bei der mit zunehmender Abnutzung auch zunehmenden Bewegung der Schiene an der Außenseite erfahrungsgemäß rascher als an der Innenseite eintritt, auf der geneigten Betonmulde abgefangen, in die Rillen geleitet, in den Kammern gesammelt und vorgeklärt, dann in den Schlickbüchsen durch nochmaliges Aufsteigen nachgeklärt werden, um schließlich aus letzteren überzufließen und in den Straßengrund als Reinwasser zu verschwinden. Ist

letzterer ausnahmsweise nicht wasserdurchlässig, so wird er im Zuge der Kammerschächte mit Drainagen versehen, die streckenweise an die Kanalisation angeschlossen werden. Für gewöhnlich wird das Wasser nur zutropfen, sodaß ein Durchweichen des Straßenbodens nicht in Frage kommen kann. Sammeln, Leiten und Klären des Sickerwassers soll stets erreicht werden, einerlei, ob es zutropfelt, zurinnt oder zufließt, kurz bei jeder Wassergeschwindigkeit und einerlei, wie lange das Gleise im Betrieb ist und auch einerlei, wie der Zustand des Fahrbahnbelags am Schienenanschluß ist. Dafür verbürgt einerseits die doppelte Ausbildung der Schlickbüchse, indem jedes in sie herabträufelnde Wasser nur nach Umkehrung der Richtung, also nur durch Aufsteigen zwischen Klärtrog f und Schlickrohr g aus den Ausflußlöchern k in den Straßengrund, mithin nur doppelt entschlickt, verschwinden kann. Andererseits wird das Sammeln und Leiten des Sickerwassers nicht dadurch unterbrochen, daß die Rillen in den Betonmulden etwa mit der Zeit verschlickten; denn alsdann treten entweder die Hohlräume in den Fußflächen der Holzdecke oder der Eisenbetonhohlplatten an deren Stelle in Tätigkeit und führen das Sickerwasser den Kammern entweder seitlich durch die daselbst abstürzenden Rillenschlitze oder, wenn auch diese verschlickten, durch die Lochungen in den Eisenplatten zu. Und schließlich kann der Gefahr der Verschlickung jederzeit durch Freilegung der Betonmulden, der Kammern und Herausnahme der Büchsen vorgebeugt werden. Jeder Baukörper kann ohne Zerstörung leicht und rasch aufgenommen, gesäubert und wieder eingesetzt werden, wie am Tag der Herstellung der Straße! Aber diese an und für sich billig durchführbaren Maßnahmen werden erst dann nötig, wenn eine erhebliche Verschlickung sich eingestellt hat; festgestellt wird dies durch Einführen von Sonden in die entpöpten Rohre o bis zum Grund des Schlicktopfes und zur Sohle der Kammer. Ergibt sich daselbst eine erhebliche Verschlickung, so kann auch auf eine solche der Betonmulden mit Sicherheit geschlossen werden. Es können dann die beiden offenen Rohre zweckmäßig zum Durchstecken von Ketten mit wagerechten Endbalken (Knebel) ausgenutzt werden; haben sich letztere an die untere Fläche der Eisenplatten angelegt, dann können diese leicht mit der Eisenbetonplatte und dem Asphalt darüber herausgehoben werden, nachdem diese rings um die Platte herum bis zu den Stehblechen durchgemeißelt ist. Die Kammer und die Büchse kann dann leicht, einfach und rasch gereinigt und ebenso die überdeckt bleibenden Rillen von Kammer zu Kammer mit Druckwasser durchspült werden.

Bei Überdeckung der Kammern mit Holzstöckeln ist die Freilegung noch einfacher, indem der erste Stöckel mittelst Spundheber herausgezogen und alsdann die übrigen Stöckel leicht herausgewuchtet werden können.

Aus dieser Beschreibung dürfte unzweifelhaft hervorgehen, daß der erste Zweck der Durchbildung, die ständige Trockenhaltung des Bahnkörpers bis zum Straßengrund durch gänzlichen Abfang alles Sickerwassers und nach dessen sicherer Ableitung als Reinwasser bei unbedingt doppelter Klärung auf die Dauer der Betriebstauglichkeit des Gleises, erreicht ist, und daß der Vorgang lediglich im Bereiche des Bahnkörpers selbsttätig begonnen und auch ebenso zu Ende geführt wird, ohne daß dazu irgend eine bauliche Anordnung im sonstigen Bereiche der Straße in Mitleidenschaft gezogen oder beansprucht wird; selbst die Straßenkanalisation nicht, weil die bei wasserundurchlässigem Straßenboden in ihm unter den Kammerschächten verlaufende Drainage unmittelbar in die Straßensinkkasten ab und zu einmünden kann.

Wie oben bereits erwähnt, ist die Gefahr des allmählichen Eindringens von Sickerwasser an der Innenseite der Schiene erfahrungsgemäß weniger zu befürchten; die Anordnung sieht deshalb zwischen den Strängen keine besondere Innenentwässerung vor. Es genügt hier eine lang elastisch bleibende sowie leicht und billig zu erneuernde Masse, z. B. Asphaltmastix, um ein Eindringen von Sicker-

wasser hinreichend zu verhüten. Treffen diese Annahmen nicht zu, dann kann mit Leichtigkeit die Kammersohle über die Innenkante des Schienenfußes hinaus soweit verlängert werden, daß seitlich an der Spurstange vorbei ebenfalls ein Rohr in die Kammer münden kann; in der Rohrflucht ist der Beton alsdann mit einer Rille versehen. Das Kammerrohr besteht aus einem Gasrohr, das nach außen hin wieder mit einem Stöpsel abgeschlossen und im Rillengrund ringsum gelocht ist. Jederzeitige Untersuchung sowie Reinigung von Rohr und Rille durch Spülung von Rohr zu Rohr ist auch in dieser erweiterten Anordnung leicht möglich.

Außer der gänzlichen Trockenhaltung des Gleises und seiner Umgebung durch regelrechten Abfang, Leitung, Entschlickung des Sickerwassers und Abführung desselben danach als Reinwasser in den durchlässigen Straßenboden, andernfalls in die daselbst eingelegte Drainage unabhängig von jeder anderen, in der Straße bereits vorhandenen Entwässerungsanlage bezweckt die Anordnung gleichzeitig, das Betriebsgeräusch noch weiter zu dämpfen, als dies durch die gewöhnlichen, auf Seite 43 bereits erwähnten Mittel erreicht wird: Massige Schiene mit breitem Fuß auf starker Betonplatte mit massigem Gestänge, eng versetzt, stark verstrebt und allseitig in Beton gepackt, gehört dazu! In dieser Anordnung liegt eine gewisse Unwirtschaftlichkeit, indem Schiene, Gestänge und Beton Stärken erhalten, die gegenüber dem eigentlichen Betriebseinfluß als reichlich aufzufassen sind. Die natürlichen Festigkeiten dieser Baumaterialien werden infolgedessen nicht völlig ausgenutzt oder statisch gesprochen, sie werden nicht bis zu dem zulässigen Maße beansprucht. Aber gerade durch diese Niedrighaltung der Gebrauchsspannungen werden die Materialien unter dem Betriebseinfluß nicht zu sehr in Schwingungen versetzt und damit kann ein lästiges Betriebsgeräusch nicht oder nur in geringem, also in erträglichem Maße aufkommen. Daß derartige Rücksichten bei der Durchbildung des Straßenbahnkörpers genommen werden müssen, ist eigentlich selbstverständlich. Darin unterscheidet er sich von der Durchbildung des Bahnkörpers auf freiem Felde fernab von menschlichen Siedelungen, wofür lediglich der Betriebseinfluß ausschlaggebend ist.

Die Dämpfung des Betriebsgeräusches durch derartige natürliche Mittel wird aber mit vorliegender Anordnung noch weiter gefördert. Zunächst wird zwischen den Schienensträngen eines Gleises der Beton bis zum Schienenkopf unter völliger Umhüllung der Spurstangen (wodurch auch keine Wasserbehälter felderweise entstehen können) eingestampft. Damit wird nicht allein die Betonmasse vermehrt, sondern auch ein gewisses Festhalten der Spurstangen durch den Stampfbeton geschaffen, wobei der Beton sich an die Innenseiten der Schienen anstemmt. Durch Vergrößerung der Betonmasse und deren Anpressung bis an den Schienenkopf und an das verbindende Gestänge wird zur Verringerung der Schwingungen und mithin zur Dämpfung des Schalls auch etwas beigetragen.

Dämpfung wird auch durch die Außensäumung der Schiene mit Holz erzielt; es sitzt zwischen Beton, Asphalt und Schiene eingeklemmt, und da es außerdem ein Material ist, das keinen Eigenklang hat, hat es auch keine Fähigkeit, Geräusche weiterzuleiten, sondern verzehrt diese in sich.

Zu diesen Dämpfungen des Betriebsgeräusches, soweit es durch feste Körper als Tragkörper und demnach als Bodenschall fortgeleitet wird, durch natürliche Mittel — Massigkeit jedes Schalleiters, geringen Auflagerdruck eines Schalleiters auf dem anderen, Anpressung guter und schlechter Schalleiter aneinander — wird außerdem noch durch die Eigenart der Anordnung beigetragen. Zunächst ist der massive Tragbeton unter und neben jeder Schiene durch Hohlräume, durch Kammern aus Eisenbeton von einer fetten Mischung in regelrechten Abständen durchbrochen; es werden demnach in der Richtung der Schallleitung zwei Baukörper in Abwechslung fortgesetzt miteinander verbunden, die in bezug auf Zusammensetzung,

Dichtigkeit, Gewicht und Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Schalles verschieden voneinander sind, an deren gemeinschaftlichen Wänden sich der Schall zunächst bricht. Dazu findet in den Hohlräumen der Kammern ein Zerstören des Schalls statt, und dies wird noch dadurch begünstigt, daß die Hohlräume infolge der Durchbrechung der Kammern bis zum Straßengrund mit diesen in unmittelbarer Verbindung stehen; letzterer als lockere oder locker gemachte Masse (durch Müll- Schlacke, Kies u. s. w.) vermag den eindringenden Schall nicht zurückzuwerfen.

Weiter trägt zur Dämpfung des Betriebsgeräusches infolge Erschwerung der Fortpflanzung des Bodenschalls die Art der Überdeckung des so zusammengesetzten und regelrecht bis zum Straßengrund durchbrochenen Tragbetons bei. Einerlei, ob die Außensäumung der Schiene mit Holz oder Asphalt geschieht, ist zwischen Decke und Unterbau ein in sich geschlossenes Hohlraumnetz eingeschaltet, das mit der Schiene ununterbrochen in reicher Verastelung in senk- und auch wagrechter Richtung fortläuft. Gegen den Straßenluftraum ist es dicht abgeschlossen, nur mit dem Straßengrund steht es durch die Kammerwände in Verbindung. Infolgedessen kann der Bodenschall nach dem Straßenluftraum zu nicht weiter geleitet werden; er wird vorher in diesem stets raumbeständigen inneren Luftnetz gebrochen und zerstreut.

Schließlich gewährleistet auch der Abschluß des Straßenkörpers durch Asphalt oder Holz auf dem Beton einen gewissen Schallschutz, wie überhaupt durch die übereinanderschichtung von Materialien, die unter sich in bezug auf Gewicht, Dichte und Schallgeschwindigkeit erheblich von einander abweichen — Beton, Luft und Holz oder Beton, Luft, Eisenbeton und Asphalt — eine Verringerung der Bodenschwingungen herbeigeführt werden muß.

Die ganze Durchbildung bezweckt demnach die dauernd gesicherte Trockenlegung des Bahnkörpers von Deckenfläche bis Straßenboden unter gleichzeitiger Dämpfung des Fahrgeräusches selbst bei unmittelbarer Bettung der Straßenbahnschiene auf den wasserdichten Beton. Die Ausbildung des Straßenbahnkörpers nach dieser vom Verfasser durchdachten, mittlerweile patentierten und bereits in mehreren Kilometern in Wiesbaden hiernach ausgeführten Bauweise ist bei beliebigem Schienenprofil möglich. Verlegt wurden in Wiesbaden sowohl Haarmann- als Phoenix-Profil. Die Schlickbüchsen waren anfangs aus Zink, später wurden sie aus Steinzeug hergestellt; erstere sind teuer und frieren auf, wenn sie nicht mindestens dreimal mit Mennige gestrichen sind; Büchsen aus Steinzeug sind billiger; die Befürchtung, sie seien mit Wasser gefüllt nicht frostsicher, hat sich bei guter Glasierung als grundlos herausgestellt.

Alle auf die neue Bauweise gesetzten Hoffnungen haben sich bis jetzt nach vierjährigem Betrieb erfüllt; weitere Beobachtungszeit von mindestens zwei Jahren ist jedoch notwendig, da erfahrungsgemäß die vorzeitigen Zerstörungen von Beton und Asphalt infolge des seither mangels Vorfluter angestauten Sickerwassers erst 5 bis 7 Jahre nach der Herstellung äußerlich in die Erscheinung treten. Überraschend ist, wie reichlich das Sickerwasser eindringt, und welche Mehlfeinheit der mitgeführte Schlick hat; denn in allen bis jetzt geöffneten Kammern war er mehr oder weniger abgelagert und jede Schlickbüchse mit Klarwasser bis zu den Ausflußöffnungen des Schaftes gefüllt.

Die neue Bauweise erfordert nicht mehr Zeit im Vorstrecken als seither, da die Schlickkammern zeitig vorher aus besonderen Betonkörpern hergestellt und an die Schienenfüße außen angelegt, alsdann mit dem Gleise einbetoniert werden. Ebenso geht das Einsetzen der Schlicktöpfe und der Abschluß der Kammern mit Platten sehr rasch vor sich. Die Herstellung verteuert sich um 8—10%, so daß die Ausführung des eingleisigen, schmalspurigen Bahnkörpers aus Beton und Asphalt Holz ohne Materialkosten des Gleises von ungefähr 56 Mark auf 65 Mark steigt; diese Mehrkosten werden gern getragen werden, wenn der Zweck

der neuen Bauweise, neben der Geräuschdämpfung auch durch regelrechte Trockenhaltung des Innern des Gleiskörpers diesen vor vorzeitiger Zerstörung zu bewahren und die Unterhaltungskosten auf erschwingbarer Höhe zu halten, erreicht wird. Bis jetzt war dies der Fall und dürfte es auch bleiben, weil jedwede schädliche Wasseransammlung und Verschlickung unmöglich gemacht wird, und die ganze Anordnung jederzeit in allen ihren Teilen zugänglich ist und bleibt. Hierbei kann jeder einzelne Teil ohne Materialverlust herausgenommen und seinem Zweck entsprechend nach Säuberung wieder leicht und rasch eingesetzt werden.

Angewendet wird die neue Bauweise nur in normalem Gleis; also nicht innerhalb der Weichen und Kreuzungen, weil da die Verlegung der Schlickkammern in den sonst üblichen Abständen von z. B. 3 m mit einigen Schwierigkeiten verbunden ist. Wegen der vielen Teile, die hier aneinanderstoßen und mitunter, wie bei den Weichen die Zungen, auch beweglich eingebaut sind, wird der Unterbau ständig erheblich bewässert. Infolgedessen ist es am Platze, den Unterbau wasserdurchlässig zu machen; zu diesem Zweck werden derartige Gleisteile stets auf gewöhnliche Betonklötze 30 X 30 X 20 cm oder auf Rheinhardt'sche Eisenbetonplatten 40 X 40 X 10 cm in Abständen von ungefähr 1 m gebettet und zwar so, daß diese wasserdichten Unter-

lagen nur unter den vollen Gleisquerschnitt zu liegen kommen. In das so geschaffene Klotz- oder Plattenfeld wird poröser Beton im Mischungsverhältnis 1 Teil Zement, 3 Teile Basaltfeinschlag mit Basaltpfitt eingebaut und hochgeführt, so daß die Oberfläche zur Auflagerung der Straßendecke durchweg porös ist. Das an den Stoßstellen eindringende Wasser sickert alsdann sofort durch den porösen Beton hindurch in den Straßenboden. Dadurch, daß das eigentliche Auflager der Weichen und Kreuzungen aus Monate alten Klötzen oder Platten aus Beton besteht, wird der dazwischen eingebaute und sie bedeckende poröse Beton der Zerstörung durch den Betriebseinfluß entzogen. Durch eingehende vergleichende Druckversuche hat Verfasser festgestellt, daß die Festigkeit des porösen Beton 1 : 4 rd 70 % desjenigen für den dichten Beton 1 : 2 : 3 gleichen Alters (ungefähr 1/2 Jahr) beträgt. Eine Verschlämmung ist bis jetzt nach 6 jährigem Liegen nicht beobachtet worden und dürfte auch nicht so leicht eintreten, weil die ganze Oberfläche des Unterbaues porös ist und demgegenüber nur die Stoßteile des Gleises ständige Bewässerungsstellen sind. Das Wasser kann sich also seine Sickerung seitlich überall hin suchen, wenn eine Verschlämmung des porösen Betons unmittelbar unter der Bewässerungsstelle im Laufe der Zeit eintreten sollte.



...Schlickkammern...
 ...Beton...
 ...Zement...
 ...Basaltfeinschlag...
 ...Basaltpfitt...
 ...Klotz- oder Plattenfeld...
 ...poröser Beton...
 ...Mischungsverhältnis...
 ...1 Teil Zement...
 ...3 Teile Basaltfeinschlag...
 ...Basaltpfitt...
 ...hochgeführt...
 ...Oberfläche...
 ...Auflagerung...
 ...Straßendecke...
 ...durchweg porös...
 ...Stoßstellen...
 ...eindringende Wasser...
 ...sickert...
 ...porösen Beton...
 ...hindurch...
 ...Straßenboden...
 ...Dadurch...
 ...eigentliche Auflager...
 ...Weichen...
 ...Kreuzungen...
 ...Monate alten Klötzen...
 ...Platten aus Beton...
 ...besteht...
 ...dazwischen eingebaute...
 ...sie bedeckende poröse Beton...
 ...der Zerstörung...
 ...Betriebseinfluß...
 ...entzogen...
 ...Durch eingehende...
 ...vergleichende Druckversuche...
 ...hat Verfasser festgestellt...
 ...daß die Festigkeit...
 ...des porösen Beton...
 ...1 : 4 rd 70 %...
 ...desjenigen für den dichten Beton...
 ...1 : 2 : 3...
 ...gleichen Alters...
 ...ungefähr 1/2 Jahr...
 ...beträgt...
 ...Eine Verschlämmung...
 ...ist bis jetzt...
 ...nach 6 jährigem Liegen...
 ...nicht beobachtet...
 ...worden...
 ...und dürfte...
 ...auch nicht so leicht...
 ...eintreten...
 ...weil die ganze...
 ...Oberfläche...
 ...des Unterbaues...
 ...porös ist...
 ...und demgegenüber...
 ...nur die Stoßteile...
 ...des Gleises...
 ...ständige Bewässerungsstellen...
 ...sind...
 ...Das Wasser...
 ...kann sich also...
 ...seine Sickerung...
 ...seitlich überall...
 ...hin suchen...
 ...wenn eine Verschlämmung...
 ...des porösen Betons...
 ...unmittelbar unter...
 ...der Bewässerungsstelle...
 ...im Laufe der Zeit...
 ...eintreten sollte...
 ...

...eintreten sollte...
 ...

16

Festigkeiten der Hartgesteine.

Tafel: 1.

A: Hartgesteine zur Anfertigung von Pflastersteinen.

lebhaft u. leicht steil (bis 9%)	lebhaft u. schwer mässig (bis 4%)	: Straßen - Verkehr : : Fahrbahn - Steigung :	lebhaft, mehr schwer stark (bis 6%)	lebhaft und schwer steil (bis 9%)
Melaphyr	Basalt	Hartgestein	Granit	Grauwacke
1370 bis 3026	2050 bis 4386	Druckfestigkeit in kg/qcm	1300 bis 2680	2753 bis 3665
2,56 bis 2,78	2,90 bis 3,10	Spezifisches Gewicht	2,40 bis 2,80	2,70 bis 2,75
—	0,992 bis 0,993	Dichtigkeitsgrad = $\frac{\text{Raumgewicht}}{\text{Spezifisches Gewicht}}$	0,988 bis 0,998	0,970 bis 0,994
0,13 bis 0,16	0,08 bis 0,138	Abnutzbarkeit in cm/qcm	0,084 bis 0,38	0,118 bis 0,22
110 bis 529 271	263 bis 819 766	Stoßfestigkeit in cmkg/cm Mittelwerte	122 bis 995 217	342 bis 702 537

B: Hartgesteine zur Gewinnung von Straßenschotter.

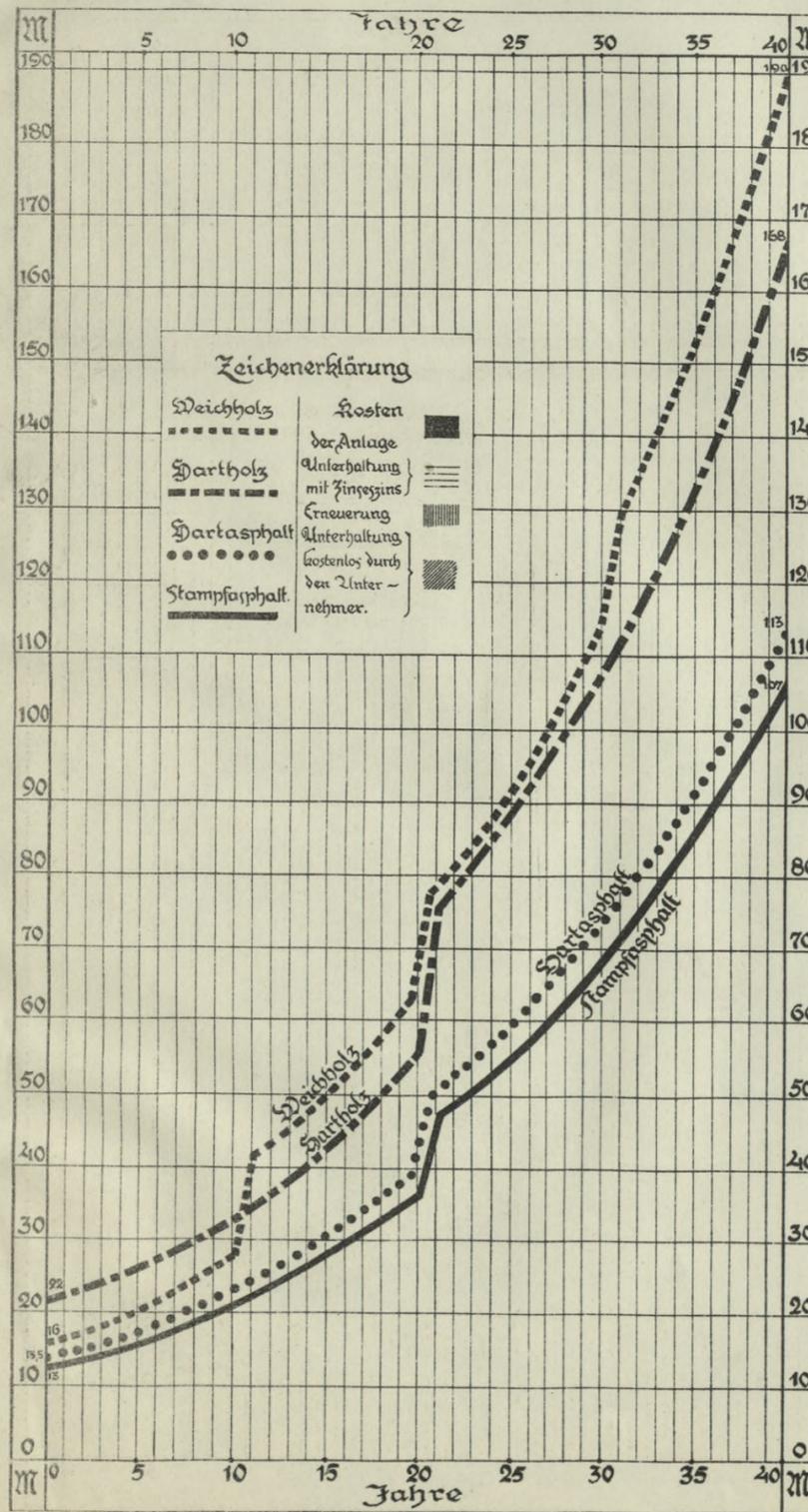
Gestein	Abnutzung	Saugung	Mittlere Druckfestigkeit D			Mittlere Stoßfestigkeit S in cmkg/cm	Sprödigkeits- grad $\frac{D}{S}$ trocken
	in %		in kg/qcm		Verringerung in % durch Nässe		
			trocken	nass			
Basalt	7,3	0,41	3200	3000	6,4	766	4,2
Porphyr	6,8	0,76	2400	2300	4,0	411	5,8
Grauwacke	10,8	0,73	2800	1900	3,3	496	5,6
Granit	8,3	0,62	2200	1500	3,3	217	10,0
Kalkstein	36,0	2,44	1300	1050	19,7	77	16,9
Sandstein	61,7	5,93	750	680	8,9	28	27,0

Graphischer Vergleich

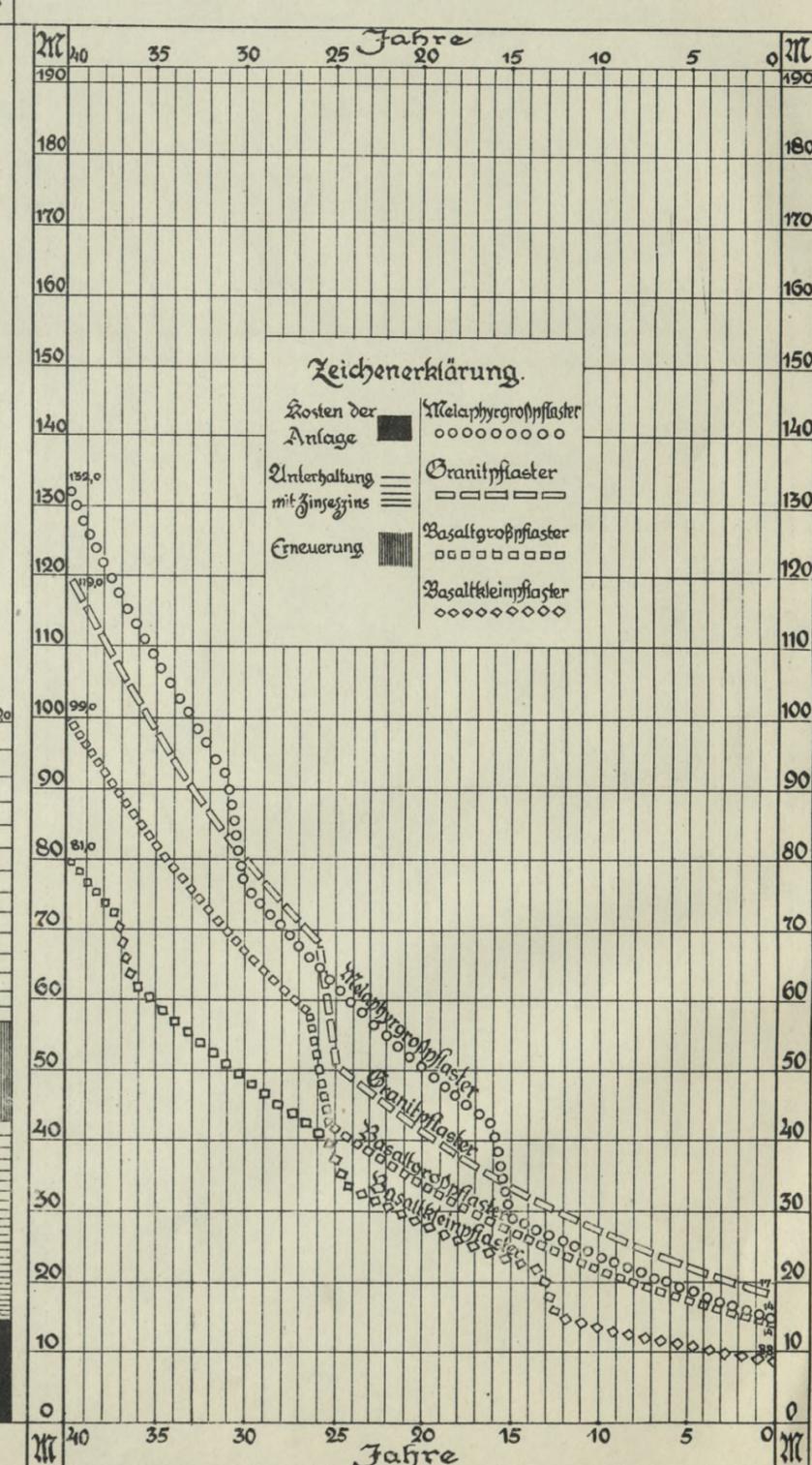
Der Wirtschaftlichkeit in Bezug auf Herstellungs-, Erneuerungs- und Unterhaltungskosten verschiedener Befestigungsarten in Stadtstraßen.

für geräuschlose Fahrbahnen.

für geräuschvolle Fahrbahnen.



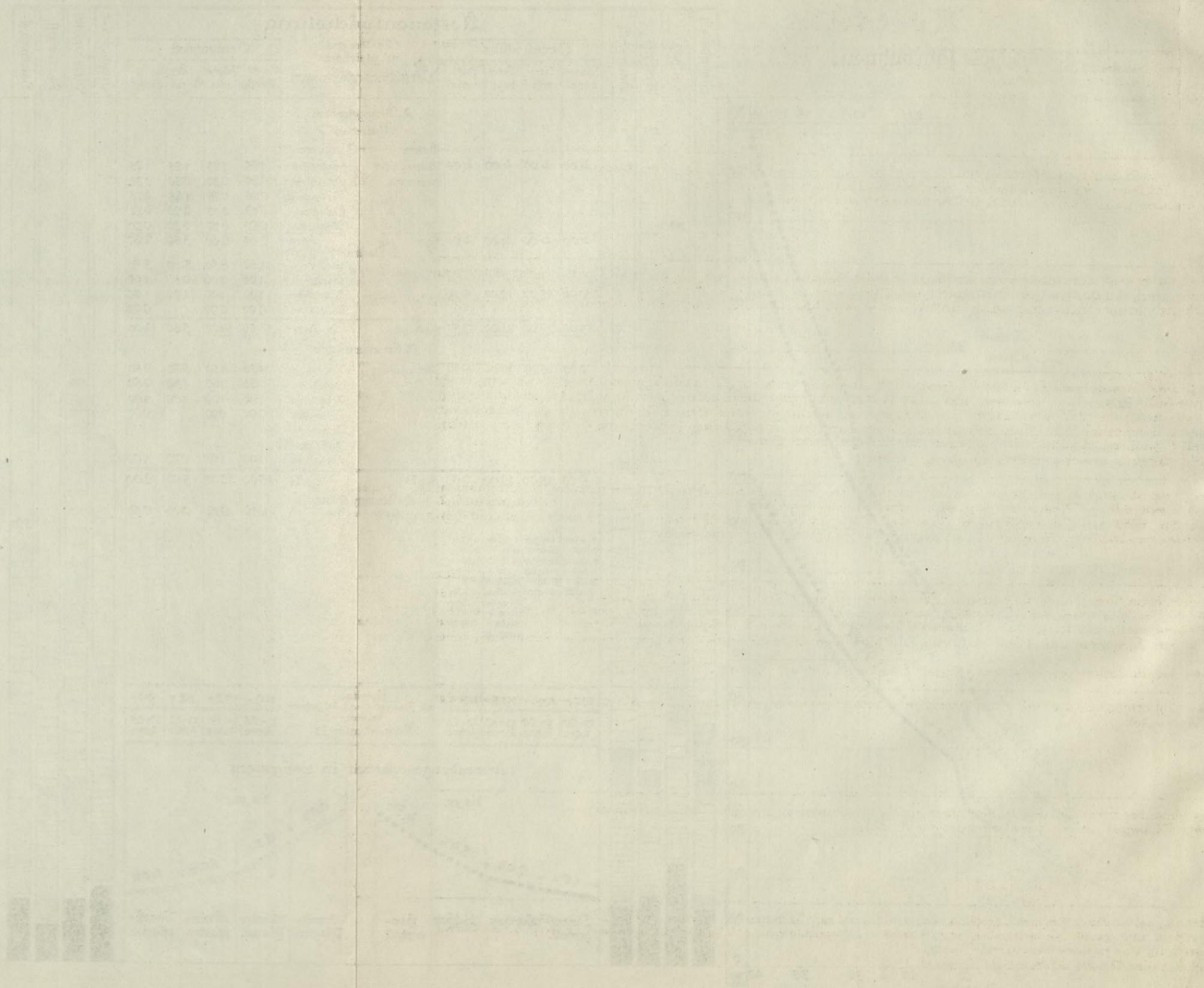
Stammpflaster	Hartpflaster	Weichpflaster	Hartasphalt	Geräuschlos				für den am bei gleichen Verkehrsverhältnissen.				Granitpflaster	Metaphyrgroßpflaster	Basaltkleinpfl.	Basaltgroßpfl.
				Geräuschlos		für den am bei gleichen Verkehrsverhältnissen.		Geräuschvoll		Geräuschvoll					
				Stampf-asphalt	Hart-holz	Weich-holz	Hart-asphalt	Granit-Großpflaster	Metaphyr-Kleinpfl.	Basalt-Kleinpfl.	Basalt-Großpfl.				
Kostenentwicklung															
A. Anlagekosten															
a. Unterbau:															
				Stein		Packlage									
				Mischung 1:3:5		Stücksteine		125		125		125		125	
				20cm stark		Arbeitslohn		030		030		030		030	
						Deckmaterial		075		075		145		075	
						Eindecken		010		010		020		012	
						Walzkosten		020		020		030		020	
				Sa.a		Sa.a		260		260		350		260	
b. Decke															
				Steine		1150		850		380		850			
				Sand		100		100		050		100			
				Arbeitslohn		100		100		100		100			
				Auspichen		090		090		090		090			
				900		1800		1200		950					
				1300		2200		1600		1350					
				Sa.A.+b		Sa.A.+b		1700		1400		880		1400	
B. Erneuerungen															
Vertragspreise															
				Steine		1150		850		370		850			
				Sand		060		060		050		060			
				Arbeitslohn		100		100		100		100			
				Auspichen		090		090		090		090			
				Nebenkosten:											
				Ausbruch u. Abfuhr des Altmaterials		100		100		070		100			
				900		1800		1200		950					
				107		168		190		113					
C. Unterhaltung für den am u. Jahr															
				1-5 Jahr		1-10 Jahr		1-15 Jahr		1-20 Jahr					
				21-25 " kostenlos		21-30 " kostenlos		21-25 " kostenlos		21-25 " kostenlos					
				6-20 Jahr 0,40 M		11-20 Jahr 0,20-0,25 M		31-33 " 4-10 Jahr 0,30 M		5-10 Jahr 25-30 " 14-20 " 11-20 Jahr 0,30-0,40 M					
				107		168		190		113					
				D=20 Jahre		D=20 Jahre		D=10 Jahre		D=20 Jahre					
				119		132		81		99					
				Kapital mit Zinsezins nach 40 Jahren bei einer Deckendauer D:		D=25 Jahre		D=15 Jahre		D=12 Jahre		D=25 Jahre			
				107		168		190		113					
Anwendungsmöglichkeit in Steigungen															
				bis zu:		bis zu:									
				1,8%		2,0%		3,4%		4,5%		6,0%		6,0%	
				Stampfasphalt.		Hartpflaster.		Weichpflaster.		Hartasphalt.		Granitpflaster.		Metaphyrgroßpflaster.	
												Kleinpflaster.		Basaltpflaster.	



Graphische Darstellung

Die graphische Darstellung ist ein wichtiges Mittel zur Veranschaulichung von Daten und zur Erkennung von Trends. Sie ermöglicht es, komplexe Informationen in einer leicht verständlichen Form zu präsentieren.

Die graphische Darstellung ist ein wichtiges Mittel zur Veranschaulichung von Daten und zur Erkennung von Trends. Sie ermöglicht es, komplexe Informationen in einer leicht verständlichen Form zu präsentieren.



Lfd. Nr.	Bindungsmittel			Sprengungs-			Staubbindungs-		Wirt- schafts- grad auf Wasser bezogen	Bindungsmittel in Art und Wirkung.
	Name Bezugsort Frachtkilometer	Art	Wir- kung	Lösung in %	Zahl	Fläche	Kosten in Mk/1000 qm	Dauer in Tagen		
1	Gewerbesalz v. Stassfurt 418	m	w		1	Chaussierung	0,58	2	0,3	A. Bindungsmittel: 1. Laugen c = chlorcalciumhaltige aus Zucker- u. Ammoniakfabriken
2	Solufin v. Biebrich 4	e	ö	5	1	Steinpflaster	5,23	2	2,9	m = chlormagnesiumhaltige, aus Kaliwerken. k = kolloidenhaltige, aus Sulfitecellulosefabriken
3	Westrumit v. Köln 185	e	ö	2	1	Stampfasph.	7,50	11	0,8	2. Salze n = chlornatriumhaltige Salze und zwar: stark haltige = 97%: Gewerbesalz schwach " = 0,8%: Thermalwasser
4	Chlormagnesium v. Ascherleben 424	m	w	30	1	Steinpflaster Stampfasph Holzpfaster Bekiesung	7,70 i. M.	3	2,9	3. Emulsionen = e
5	Epphygrit v. Chemnitz 482	m/k	w/k	10	1	Chaussierung	7,90	1 1/2	5,9	B. Wirkungen d. Bindungsmittel: w = wasseranziehend (unter Hitze u. Nässe rasch sich verflüchtend) ö = verdönd (unter Hitze rasch sich verflüchtend, Nässe ziemlich widerstehend.)
6	Chlorcalcium v. Ascherleben 424	c	w	10	4	Chaussierung	31,10	4	8,6	k = verkleisternd, (unter Hitze ziemlich vorhaltend, Nässe länger widerstehend.)
7	Sprengelit v. Leipzig 429	m/e	w/ö	70	-	-	28,20	-	-	Wassersprengung:
8	Coerberit v. Stassfurt 418	c/m	w/ö	10	1 1	Asphalt Steinpflaster	13,50	1/2	30	Kosten in Mk/1000 qm = 0,225 Dauer in Tagen = 0,25
9	Dusterit v. Dinslaken 280	k	w/k	10	6	Chaussierung	55,10	50	1,0	Wirtschaftsgrad = $\frac{0,225 \cdot c}{0,25} = 1$ c = 0,9

Ergebnisse bei Bereitung und Verwendung der Lösungen:	
Vorteile:	Nachteile:
Bezug, Lagerung als Salz und direkte Verwendung als Streusalz ohne besondere Reinigung und ohne Annässung der Fahrbahn, also einfach, rasch und billig. Geruchlos.	Ausstellung eines Salzberechtigungscheins; Entrichtung einer Stempelsteuer und Verwendung erst nach Entplomben jedes Salzsackes durch die Zollbehörde. Wirkung zu kurz gegenüber Wassersprengung.
Fast geruchlos; geringes Aufsaugen der Lösung durch die Chaussierung; Rasche Bereitung der Lösung.	Völlige Staubfreiheit auf Chaussierung selbst nicht bei hochprozentiger Lösung erreichbar. Sorgfältiges Säubern der Fahrbahn vor der Sprengung nötig. Zu kurze Wirkung gegenüber erheblicher Vermehrung der Kosten.
Fast geruchlos (stechender Ammoniakgeruch bald nach Aufbringen vorflogen.) Reinigung der Fahrbahn vor Sprengung nur oberflächlich nötig. Auf Asphaltstraßen sehr wirtschaftlich, weil von langer Dauer und dabei nur schwache Lösung, wodurch gleichzeitig auch die Verkehrssicherheit am wenigsten gefährdet wird. Rasche Bereitung der Lösung.	Auf Steinpflaster und Chaussierung erneute Staubbildung schon am Tage der Aufbringung, selbst wenn wiederholt. Als dann auch Aufwickeln der Deckschicht der Chaussierung auf die Radreifen begünstigt. Staubfreiheit auf länger als 1 Tag auch nicht durch allmähliche Verstärkung des Laugenzusatzes (von 3% auf 5%) erreichbar.
Geruch- und farblos, daher unauffälliges Aufbringen auf die Straßendecke. Denkbar einfachste Bereitung der Lösung ohne Gefahr des Einfrierens. (Lauge gutes Faumittel zur billigen Durchführung von Straßenaufbrüchen bei Frost.) Geringere Gefrierfähigkeit als Wasser, daher wirksame Staubbekämpfung bei gelindem Frost möglich. Desinfizierende Wirkung.	Unwirtschaftlicher Bezug, weil zu hoher Wassergehalt und weil nur in Kesselwaggons, deren Leerung nicht nach Bedarf entsprechend Witterung, sondern nur nach Entladefrist zur Vermeidung von Wagenstandgeld auszuführen ist. Erzeugung von verkehrsgefährlicher Glätte für Zugtiere bei stärkerem Frost; ebenso Gefährdung der Betriebssicherheit der Straßenbahnen. Zerfressen von Fuch und Leder; Beförderung der Rostbildung. (Wirkung zu kurz, namentlich auf Sonnenflächen; Rost zu hoch. Leichtes Auswaschen der Lösung durch Regen. Sorgfältige Säuberung der Fahrbahn vorgängig nötig.
Geruchlos; hellbraun färbend. Geringes Aufsaugen der Lösung durch die Chaussierung. Desinfizierende Wirkung.	Unwirtschaftlicher Bezug wegen zu hohem Wassergehaltes. Umständliche Bereitung der Lösung, da Einpumpen des Syrups in die Sprengfässer nötig. Kostenvermehrung zu erheblich gegenüber der Kürze der Staubbindung; Wirkung durch Wiederholung der Sprengungen nicht merklich verstärkbar. Klebriger Überzug (Zusatz von Stärkemehl) nur schwer trocknend und daher sich in großem Umkreis verschleifend. Sorgfältigste Säuberung der Fahrbahn vorgängig nötig.
Geruchlos; dunkelbraun färbend. Geringere Gefrierfähigkeit als Wasser. Desinfizierende Wirkung.	Bezug zwar in fester Form, jedoch zeitraubendes Zerbrechen der Salzböcke in Stücke, deren Lösung in Wasser nur langsam vor sich geht. Bezug in Pulverform als „Concordat“ zu teuer, Pulver leicht zusammenbackend. Bereitung der Lösung viel zu umständlich, langwierig und kostspielig. Leichtes Gefrieren der Lösung im Sprengwagen und Setzen der Lösung nur durch ständiges Umrühren bis zur Sprengung vermeidbar. Wirkung auch bei tieferem Einbringen und öfterem Sprengen viel zu kurz, namentlich auf Sonnenflächen. Starke Lösung bewirkt Schrumpfen des Holzes, zerfriert Fuch und Leder und befördert die Rostbildung.
Versuche unterblieben, weil schon die Bereitung der Lösung unter Zusatz von ca. 70% Sprengelit (Chlormagnesium mit Rohglycerin) derartig teuer ist, daß auf eine monatelang anhaltende Staubbindung gerechnet werden müsste, was gegenüber den verwendeten Stoffen ausgeschlossen ist.	
Bezug wasserarm als hygroskopisches Salz. Geruchlos; sehr leicht löslich in Wasser. Geringere Gefrierfähigkeit als Wasser, daher als Zusatz zum Handsprengwasser sehr geeignet; auch als Faumittel zur Beseitigung von festgefrorenem Schnee und Eis zweckmäßig.	Zu kurze Wirkung der Staubbindung im Verhältnis zur Kostenvermehrung gegenüber Wassersprengung. Hochprozentige Lösungen schaffen verkehrsunsichere Zustände.
Bezug wasserarm als Syrup oder als Salz. Geruchlos; sehr leicht löslich in Wasser. Denkbar einfachste Bereitung der Lösung. Unschädlich gegen Fuch, Leder und Metalle. Auffrischung der staubbindenden Wirkung nach völliger Imprägnierung der Decke durch ca. halbwochenliche Wassersprengungen.	Feuer im Bezug; jedoch Ausgleich durch tagelang anhaltende und auf Wochen zu verlängernde Wirkung. Zu hochprozentige und zu oft hintereinander aufgebrauchte Lösungen erzeugen Schlamm bzw. verkehrsgefährliche Glätte; daher Verwendung in steigenden Straßen mit Vorsicht! Pflanzenschädlich wegen Gehalts an schwefliger Säure.

I: Zusammensetzung des Steinkohlenteers

vom straßenbautechnischen Standpunkte aus betrachtet.

Tafel: 4.

Minderwertige Bestandteile: Kleblös, lösend, leichtflüchtig.				Wertvolle Bestandteile: Klebrig, beständig, schwerflüchtig.				
Spec. Gewicht bei 15°C	Bezeichnung der Öle und festen Destillate		Siedepunkt in °C bei 760 mm B	%	%	Siedepunkt in °C bei 760 mm B	Bezeichnung der Öle und festen Destillate	Spec. Gewicht bei 15°C
Ammoniakwasser				3,8	6,2	Schweröle, enthaltend:		
Leichtöle, enthaltend:				bis	bis	195	Kresol C_7H_9O	1,04
0,885	Benzol	C_6H_6	80	bis	218	Naphthalin $C_{10}H_8$		
0,872	Toluol	C_7H_7	110	6,4	239	Chinolin C_9H_7N		
0,976	Xylol	C_8H_{10}	140			Anthracenöl, enthaltend:		
Mittelöle, enthaltend:				13,6	6,8	295	Fluoren $C_{13}H_{10}$	1,10
1,01	Styrol	C_8H_8	145	bis	340	Phenanthren $C_{14}H_{10}$		
1,08	Phenol	C_6H_6O	184	bis	355	Karbazol $C_{12}H_9N$		
				14,8	3,8	360	Anthracen $C_{14}H_{10}$	

II: Unterschiede in der prozentualen Zusammensetzung der Rohsteere in straßenbautechnischer Bewertung.

Wasser	Minderwertige Destillate			Kohlensorte	Wertvolle Destillate			Pech
	Leichtöl	Mittelöl	Sa.		Schweröl	Anthracenöl	Sa.	
4,1	3,8	10,8	14,6	Saarkohle	8,6	12,1	20,7	59,4
3,1	3,3	9,4	12,7	Englische Kohle	7,0	17,0	24,0	59,9
4,9	2,5	12,9	15,4	Sächsische Kohle	11,2	15,2	26,4	55,2
3,0	2,1	12,0	14,1	Schlesische Kohle	9,2	18,0	27,2	55,1
2,7	1,4	3,5	4,9	Ruhrkohle	9,9	24,7	34,6	56,4

Bemerkung zu II: Die Zahlen stellen die Betriebsergebnisse dar, wie sie für die Destillate und den Rückstand (Pech) von 5 deutschen Teerprodukteverwertungsfabriken im Betrieb festgestellt wurden, von denen die einzelne Fabrik nur Teere aus ein und derselben Kohlensorte, jedoch alle Fabriken unter gleichem Arbeitsgang u. gleicher Einrichtung verarbeiteten

Erläuterungen:

Hohlraum $\left\{ \begin{array}{l} 40-45\% \text{ der Raum-} \\ 25\% \text{ Menge bei } \end{array} \right\}$ Grob-Feinschotter u. Grus
 Sand
 Mischziffer = 0,78
 Zusatzmenge = $\left\{ \begin{array}{l} 42,5 \cdot 0,78 = 33\% \\ 25 \cdot 0,78 = 20\% \end{array} \right\}$

Versuche über Mischungen von Hartsteinschotter verschiedener Korngrößen
zwecks Erzielung:

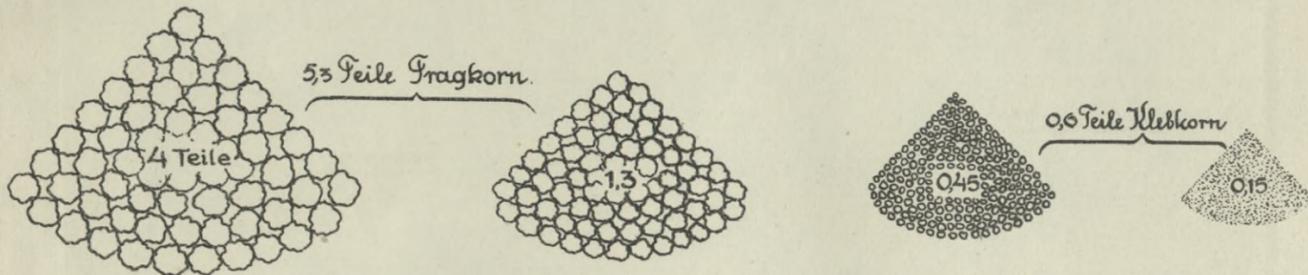
sowohl größter Dichtigkeit als auch ausreichender, aber nicht zu reichlicher Verklebung
für das bituminöse Steingemenge (Frag- u. Klebkorn) der Grundschrift.

Tafel: 5.
Erklärungen:

Schotterkorn = $\left\{ \begin{array}{l} > 1 \text{ cm } \phi = \text{Fragkorn, Inhalt} \\ < 1 \text{ cm } \phi = \text{Klebkorn, Oberfläche} \end{array} \right\}$ über-
 wiegen

A. Erste falsche Abstufung bei der Kornmischung: Vom größten zum feinsten Korn

Grobschotter: 3-5 cm ϕ Feinschlag: 1 1/2 - 3 cm ϕ Grus: 1/2 - 1 cm ϕ Sand: 1/4 - 1/3 cm ϕ



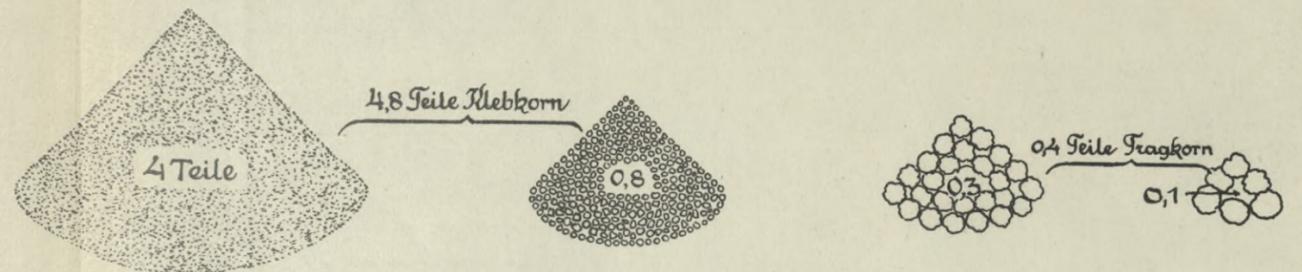
Schlussfolgerung aus A.

$\frac{\text{Fragkorn}}{\text{Klebkorn}} = \frac{5,3}{0,6} \approx 9:1, \text{ d. h.}$

Zu wenig Klebkorn, mithin zu wenig Oberfläche in dem Steingemenge, wodurch Bituminierung zu spärlich, sodas Erhaltung der Wasserdichtigkeit gefährdet, ferner vorzeitige Versprödung des Bitumens, sowie Sprengen u. Bersten der Deckenmasse bei Frost unausbleiblich.

B. Zweite falsche Abstufung bei der Kornmischung: Vom feinsten zum größten Korn

Steinsand: 1/4 - 1/3 cm ϕ Grus: 1/2 - 1 cm ϕ Feinschlag: 1 1/2 - 3 ϕ Grobschotter: 3-5 cm ϕ



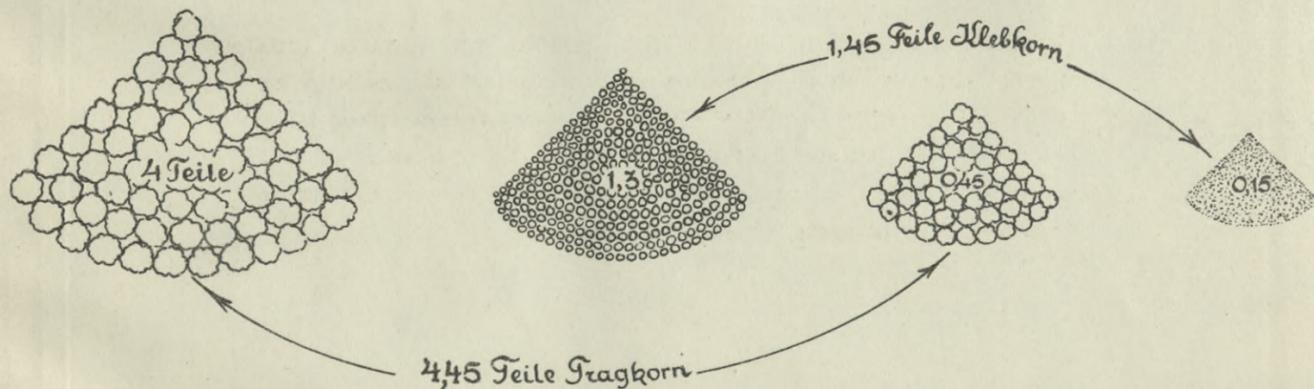
Schlussfolgerung aus B.

$\frac{\text{Fragkorn}}{\text{Klebkorn}} = \frac{0,4}{4,8} = 1:12, \text{ d. h.}$

Zu viel Klebkorn, mithin zu viel Oberfläche in der Masse, wodurch Bituminierung überreichlich, sodas bei Hitze Pech-Öl Ausfluss, sowie Verdrückung und Verschiebung der Deckenmasse im Verkehr unausbleiblich.

C. Richtige Abstufung bei der Kornmischung: Fragkorn abwechselnd mit Klebkorn.

Grobschotter: 3-5 cm ϕ Grus: 1/2 - 1 cm ϕ Feinschlag: 1 1/2 - 3 cm ϕ Sand 1/4 - 1/3 cm ϕ



Schlussfolgerung aus C.

$\frac{\text{Fragkorn}}{\text{Klebkorn}} = \frac{4,45}{1,45} \approx 3:1, \text{ d. h.}$

Derartiges Steingemenge birgt weder zu wenig Fragkorn noch zu viel Klebkorn und umgekehrt, sodas es gegenüber den Witterungs- und Verkehrseinflüssen ausreichend wasserdicht und standfest gemacht ist, mithin weder vorzeitige Versprödung und Berstung, noch Verdrückung eintreten kann.

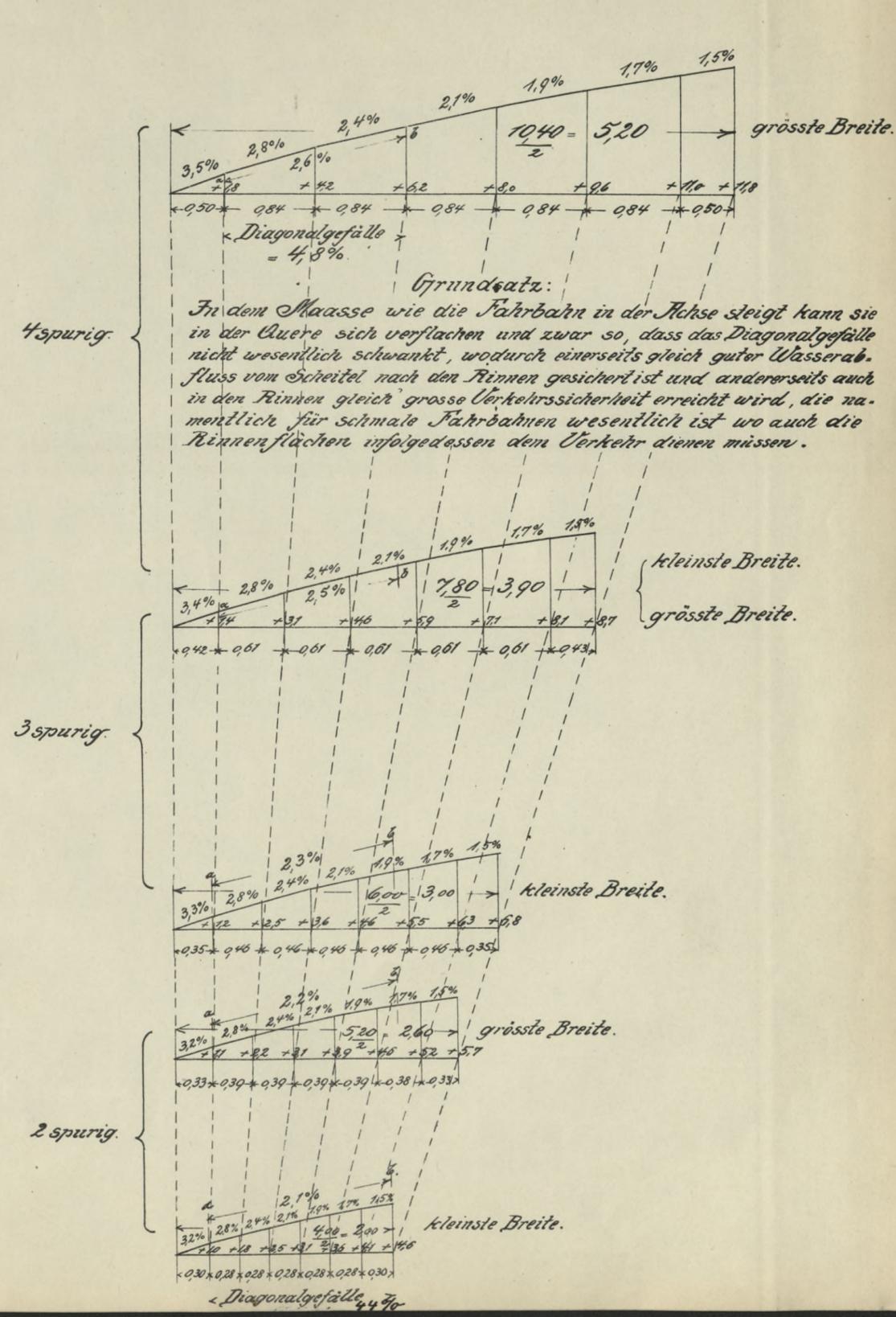
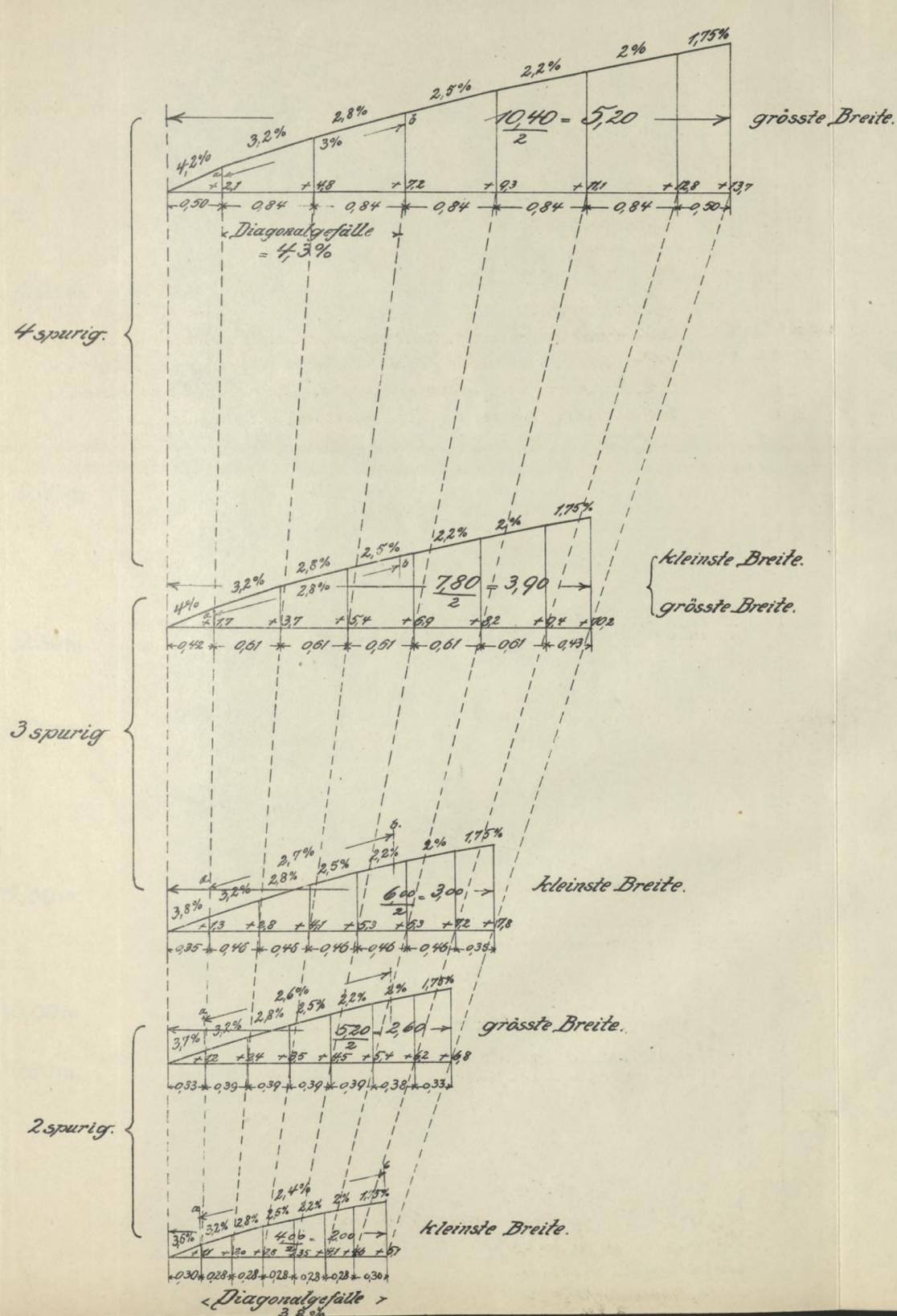
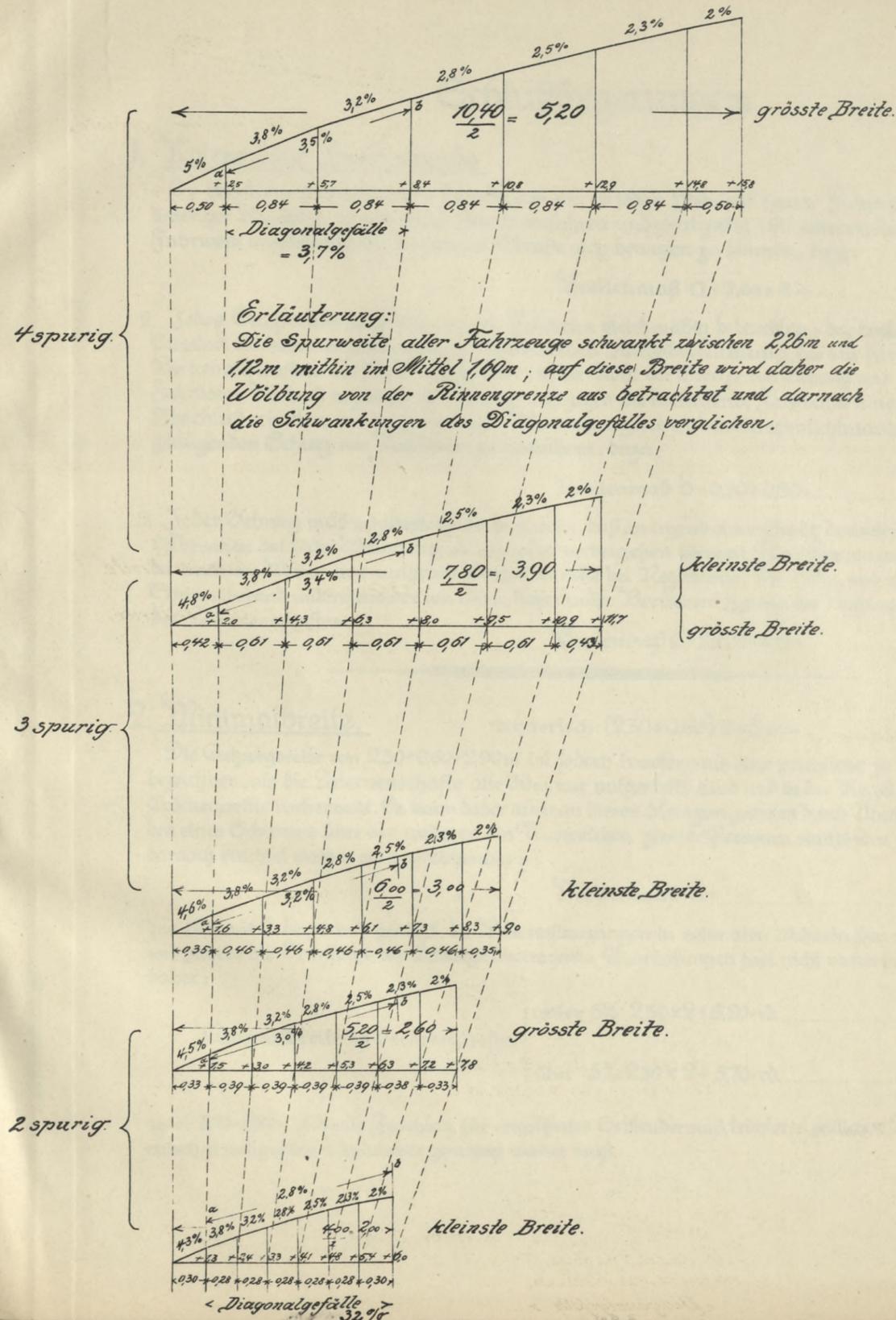
D. Untersuchung der Verdichtung.

Die weiteren Untersuchungen bezüglich Verdichtung durch das Mengen der einzelnen Korngrößen gemäß Ausführung C, sowie durch die Preßarbeit der Walze haben ergeben, daß das ursprüngliche Hohlraummaß von 40 bis 45% durch Mangeln auf 23% durch Walzen um 15% (von 7 1/2 cm Schütt- auf 6 1/4 cm Walzstärke weiter herabgemindert wurde, sodas die fahrfertige Walzmasse nur noch 8% Hohlräume hatte. Die Menge des Zusatzes an Bitumen ist demnach so zu bemessen, daß damit außer dem Überziehen der Oberflächen auch noch der Rest der Hohlräume verfüllt wird. Infolge des ausgeprobten Verhältnisses von Fragkorn zu Klebkorn (wie 3:1) wird die Standfestigkeit der danach bereiteten Deckenmasse dadurch nicht gefährdet, wohl aber bei dieser überaus gleichmäßig, aber spärlich verteilten Anspeicherung des Bitumens im Inneren der Deckenmasse der Gefahr vorzeitiger Versprödung wirksam vorgebeugt.

a: Steigung 1 bis 2,3%.

b: Steigung 2,4 bis 3,5%.

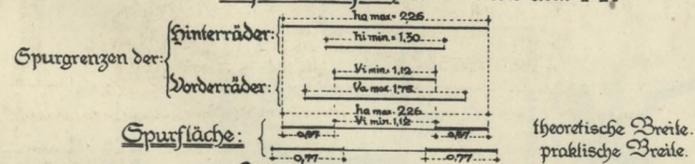
c: Steigung 3,6 bis 4,5%.



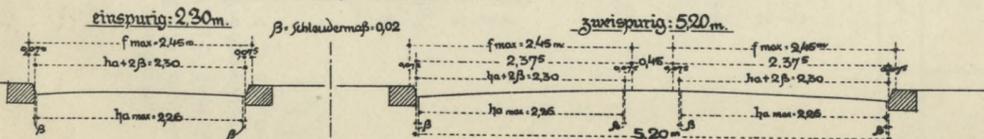
A: Gebräuchliche Fahrzeuge.

Spurweite der Hinterräder in m.		Größte Fahrzeug-Breite f in m.	Spurweite der Vorderräder in m.	
Außen-h _a	Innen-h _i		Außen-V _a	Innen-V _i
1,45	1,33	Federrolle : 1,70	1,45	1,33
1,50	1,30	Luxusautomobil : 1,70	1,50	1,30
1,55	1,44	Droschke : 1,70	1,45	1,34
1,55	1,39	Lastwagen : 1,90	1,55	1,39
1,58	1,38	Möbelwagen : 2,40	1,58	1,38
1,75	1,35	Lastautomobil : 2,00	1,75	1,35
1,89	1,73	Feuerwehrwagen : 2,45	1,28	1,12
2,00	1,80	Sprengwagen : 2,29	1,70	1,50
1,98	1,78	Rehrichwagen : 2,28	1,60	1,40
2,26	2,12	Rehrmaschine : 2,45		

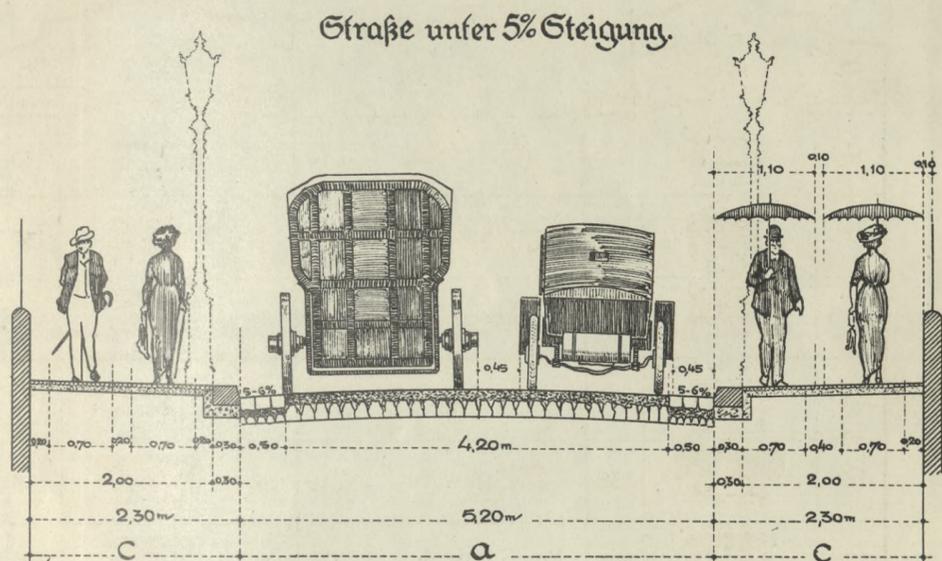
B: Spurstreifen, entwickelt aus A.



C: Minimal-Fahrbahnbreite, entwickelt aus B.



D: Minimal-Straßenbreite.



Straße über 5% Steigung.



Schlussfolgerungen.

1. Notwendige Breitenmaße.

1. Die Fahrbahn muß mindestens 2 spurig sein, um an jedem Haus mit einem Fuhrwerk beliebiger Bauart zu irgend einem Zweck vorfahren und gleichzeitig mit einem anderen Fuhrwerk ungehindert auf der ganzen Straße sich bewegen zu können; dazu:

Breitenmaß a = 2,60 x 2 = 5,20 m.

2. Jedes Straßenlicht muß Gehweg und Fahrbahn gleichmäßig beleuchten; der beste Standort ist daher -abgesehen von der elektrischen Mittelbeleuchtung, die nur für Verkehrsstraßen in Betracht kommt- in der Nähe der Grenze von Gehweg und Fahrbahn. Der hoch anzulegende Gehweg muß gegen die tief liegende Fahrbahn einen Abschluß erhalten, der in Form und Masse geeignet ist, den Straßenlichtmasten genügenden Schutz vor Anfahren zu gewähren; dazu:

Breitenmaß b = 0,30 + 0,30 = 0,60 m.

3. Jeder Gehweg muß mindestens so breit sein, daß an irgend einer Stelle desselben 2 Personen bei jeder Witterung an einander vorbeigehen können. Für 1 Person genügt bei trockenem Wetter eine nutzbare Breite von 0,70, bei Regenwetter von 1,10m. und ein Schirmabstand untereinander von 0,10m.; daher unter Berücksichtigung der Verjüngung des Laternenschafes:

Breitenmaß c = 2 x 1,10 + 0,10 = 2,30 m.

2. Minimalbreite.

rechnerisch: (2,30 + 0,60) . 2 + 5,20 = 11,00 m.

Die Gehwegbreite von 2,30 + 0,60 = 2,90m ist jedoch insofern als eine reichliche zu bezeichnen, als die Laternenschafte alle 30m nur aufgestellt sind und in der Regel Trockenwetter vorherrscht. Es kann daher auch an diesen Kreuzungsstellen durch Überheben eines Schirmes über den anderen ein Ausweichen zweier Personen stattfinden u. darnach erachtet werden als ausreichendes:

Breitenmaß d = 2,30 m.

das sich mit C deckt und genügt, da Baumplantagen in schmalen Wohnstraßen nicht und andere die Oberfläche der Gehwege überragende Ausrüstungen fast nicht vorkommen, daher:

Minimalbreite in Verkehrsstraßen { unter 5%: 2,30 x 2 + 5,20 = rd. 10,00 m.
über 5%: 2,30 x 2 + 5,70 = rd. 10,50 m.

wobei 5,70 - 5,20 = 0,50m. als Zuschlag für vergrößertes Schleudermaß, leichteres seitliches Abrutschen und größere Wendebreite gerechnet werden muß.

Systeme und Betriebswerte

Tafel: 8.

Annahmen:

Laddruck $R = 2500 \text{ kg}$

Radstand $2l = 140 \text{ cm}$

Elastizitätsmaß $E = 2.000.000$

Konstante $C = 12,5$

$$k = \sqrt{\frac{C \cdot b}{4 E J_x}}$$

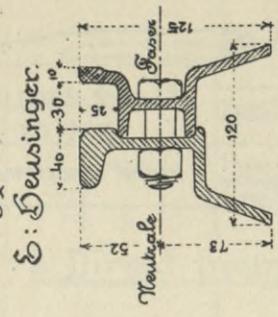
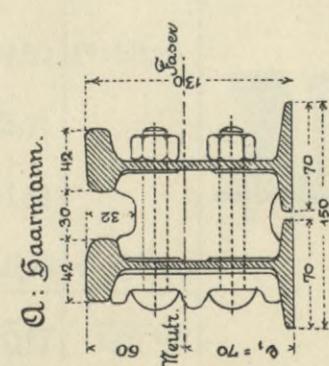
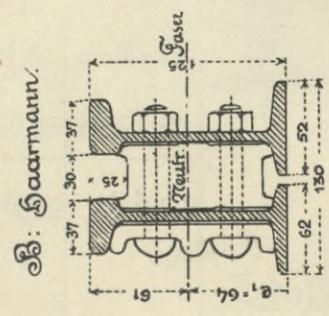
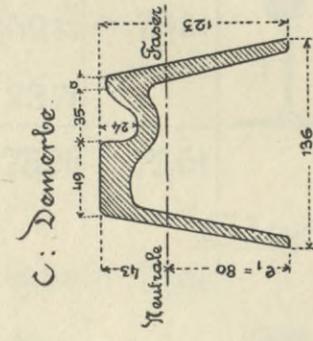
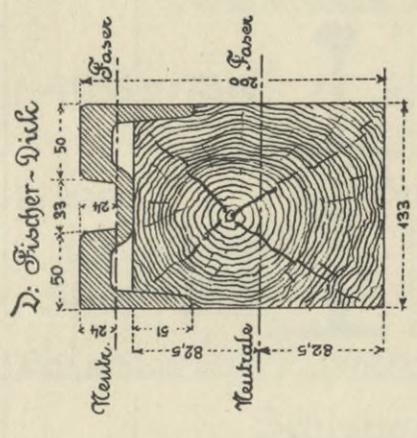
Berechnungen nach Winkler

$$p = \frac{Gk}{2b} \cdot \frac{e^{2kl} - e^{-2kl}}{e^{2kl} + e^{-2kl}} + 2 \sin 2kl \text{ als Biegedruck}$$

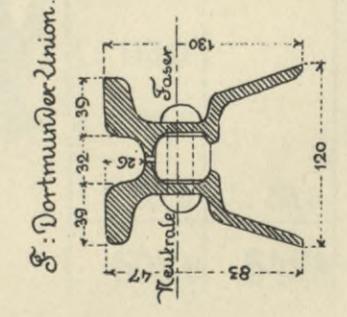
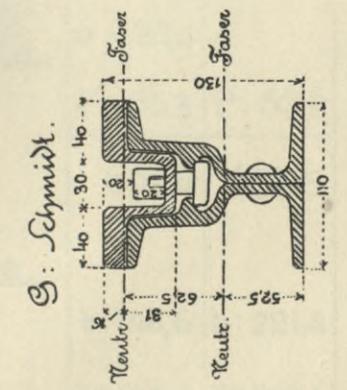
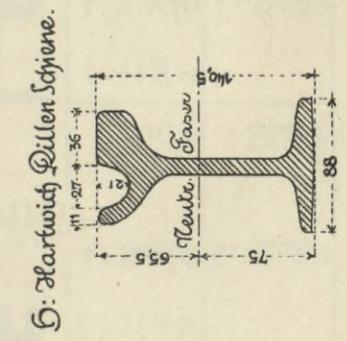
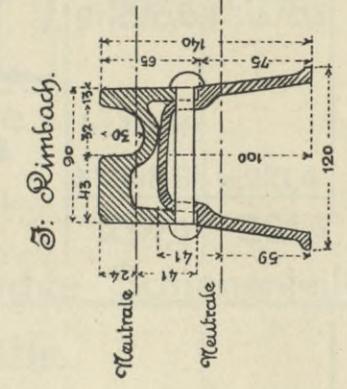
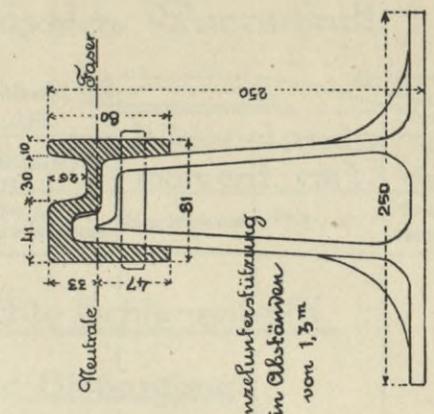
$$M = \frac{R}{4k} \cdot \frac{e^{2kl} - e^{-2kl}}{e^{2kl} + e^{-2kl}} - 2 \sin 2kl \text{ als Moment}$$

$$n = \frac{M}{J_x} e_1 \text{ als größte Materialspannung}$$

der um 1880 herum gebräuchlichen Straßenbahngleise vornehmlich für Dampfbahnen.



W: Böttcher.



A	B	C	D	E	Betriebswerte	F	G	H	I	J	K
14,2	11,2	30,3	30,0	12,8	Gewicht Q in kg/lm { Schiene Gleis	13,8	25,7	29,5	19,0	19,0	22,3
64,0	50,0	72,0	60,0	50,0		J_x in cm^4	59,0	75,5	66,0	72,1	72,1
455,0	385,0	438,0	5112,0	290,0	W_x in cm^3	265,0	283,0	960,0	72,0	72,0	134,0
65,0	60,0	55,0	630,0	40,0	n in kg/qcm	31,0	52,0	128,0	19,0	19,0	29,0
520,0	615,0	630,0	46,0	706,0	p in kg/qcm	816,0	712,0	371,0	1447,0	1447,0	2138,0
1,1	1,5	1,5	1,5	1,7	$\frac{G}{J_x}$ (für $A=1$)	1,8	1,8	2,1	2,2	2,2	2,5
1,0	1,0	2,21	-	1,41		$\frac{G}{J_x}$	1,66	2,91	1,08	8,4	8,4

Vergleich

ein- und zweiteiliger Schienen
im freien gegen den verlaschten Querschnitt.

Höhere Wertigkeit		Querschnitt in qcm		direkt indirekt beansprucht		Widerstandsmoment cm ³		Höhere Wertigkeit	
Haarmann	Phönix	Haarmann	Phönix	Zweiteilige Schienen	Einteilige Schienen	Haarmann	Phönix	Haarmann	Phönix
				Haarmann mit offener Rille Nr. 794 ^a	Phönix mit Melanystoß				
a. Direkt beanspruchte Schienenteile.									
Schienenmitte und Stoßanfang.									
1	1,5	f: 49,35	f': 73,61			f: 296,6	f': 378,5	1	1,3
		b: 29,80		Stoßmitte.		b: 148,6			
1,2	1,2	b': 29,80	k: 58,16			b': 148,6	k: 221,4	1	0,75
b. Direkt und indirekt beanspruchte Schienenteile.									
Schienenmitte.									
1,5	1,5	f: 49,35	f': 73,61			f: 296,6	f': 378,5	1,4	1,3
		l: 23,71		Stoßanfang.		l: 113,0			
1,5	1,5	73,06	73,61			409,6	378,5	1,4	1,3
Stoßanfang.									
2,9	2,7	f: 49,35	f': 73,61			f: 296,6	f': 378,5	2,1	1,5
		l: 23,71		Stoßmitte.		l: 113,0			
		a: 41,51	a': 34,45			a: 132,5			
		i: 30,35	i': 26,67			i: 65,3	i': 53,0		
2,9	2,7	144,92	134,73			607,4	431,5	2,1	1,5
Stoßmitte.									
		b: 29,80	k: 58,16			b: 148,6	k: 221,4		
		b': 29,80	f ² : 53,15			b': 148,6	f ² : 268,4		
		l: 23,71				l: 113,0			
		a: 41,51				a: 132,5			
		i: 30,35	i': 26,67			i: 65,3	i': 53,0		
3,1	2,8	155,17	137,98			608,0	542,8	2,1	1,8

Schlußfolgerungen.

Die höheren Betriebswerte sind meist dem Haarmann-Oberbau eigen und auch an der schwächsten Stelle-in der Stoßmitte - einerlei ob die direkt beanspruchten Teile für sich oder in Verschraubung mit den indirekt beanspruchten betrachtet werden.

Die nur auf der freien Länge und am Stoßanfang vorhandene höhere Wertigkeit des Phönix-Oberbaues ist unwesentlich gegenüber der niedrigsten Wertigkeit in der Stoßmitte mit nur 0,75.

Vergleich

ein- und zweiteiliger Schienen
im freien gegen den verlaschten Querschnitt.

Höhere Wertigkeit		Querschnitt in qcm		Zweiteilige Schienen		Einteilige Schienen		Widerstandsmoment cm ³		Höhere Wertigkeit	
Haarmann	Phönix	Haarmann	Phönix	Haarmann Bl. Nr. 1800	Phönix D.N. Fr. 4.	Haarmann	Phönix	Haarmann	Phönix	Haarmann	Phönix
a. Direkt beanspruchte Schienenteile.											
Schienenmitte u. Stoßanfang.											
1	1,4	f: 53,8	f': 74,1			f: 284,0	f': 342,5	1	1,2		
		b: 32,2	b': 32,2	Stoßmitte.		b: 147,0	b': 147,0				
1,2	-	64,4				294,0		1,04	-		
b. Direkt u. indirekt beanspruchte Schienenteile.											
Schienenmitte.											
1,5	1,4	f: 53,8	f': 74,1			f: 284,0	f': 342,5	1,2	1,2		
		l: 25,4				l: 60,0					
Stoßanfang.											
2,5	3,8	f: 53,8	f': 74,1			f: 284,0	f': 342,5	1,9	3,0		
		a: 39,5	a': 66,0			a: 110,5	a': 284,4				
		i: 42,2	i': 63,0			i: 130,0	i': 234,0				
Stoßmitte.											
2,7	2,4	b: 32,2				b: 147,0		1,9	1,8		
		b': 32,2				b': 147,0					
		a: 39,5	a': 66,0			a: 110,5	a': 284,4				
		i: 42,2	i': 63,0			i: 130,0	i': 234,0				
2,7	2,4	146,1	129,0			534,5	518,4	1,9	1,8		

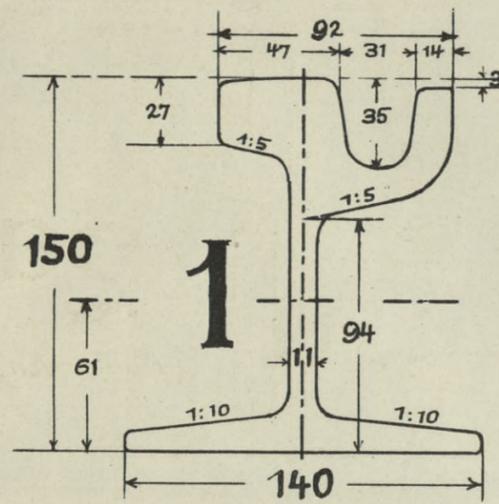
Schlussfolgerungen.

Die höheren Betriebswerte sind meist dem Haarmann - Oberbau eigen; die Zwischensteigerung im Stoßanfang - direkt und indirekt beanspruchte Teile zusammen betrachtet - bedingt keine höhere Wertigkeit für den Phönix-Oberbau, da in Stoßmitte wieder Unterwert eintritt, der sogar bei bloßer Betrachtung der direkt beanspruchten Schienenteile den Wert 0 hat.

Deutsche Normalprofile für Straßenbahnen

(angenommen in der Jahresversammlung 1909 deutscher Straßen- u. Kleinbahnverwaltungen; 1 u. I für leichten, 2, II u. 3 III für mittleren, 4 u. IV für schweren Verkehr)

A: Schweißprofile: Einteilige Rillenschienen

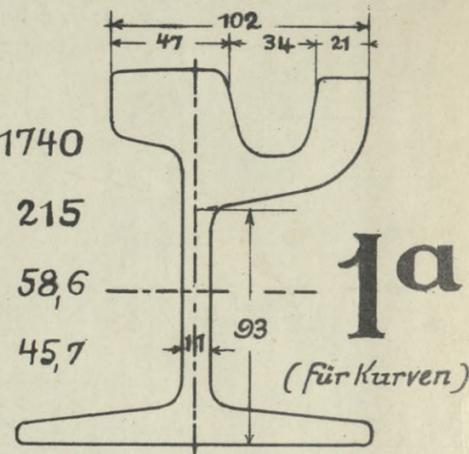


1630 : J_x in cm^4 : 1740

208 : W_x in cm^3 : 215

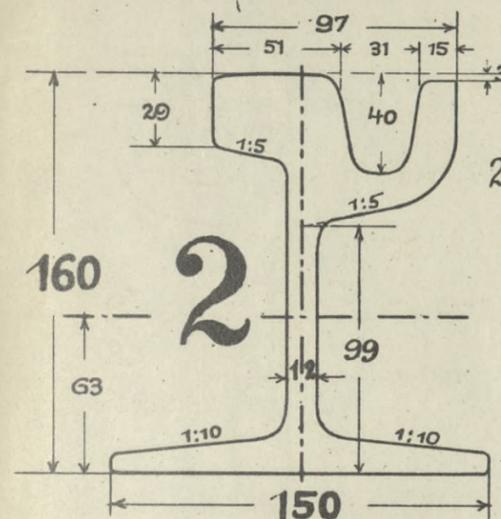
54,9 : F in qcm : 58,6

42,8 : G in Kg/lm : 45,7



1a

(für Kurven)

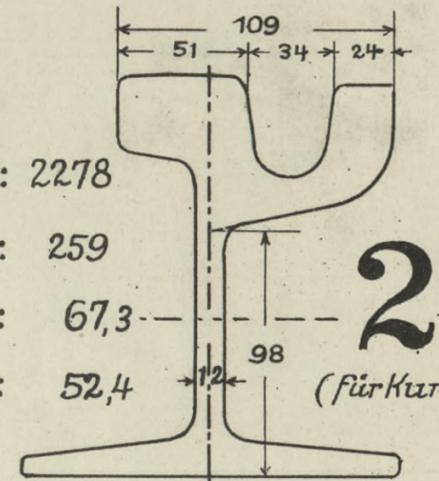


2130 : J_x in cm^4 : 2278

251 : W_x in cm^3 : 259

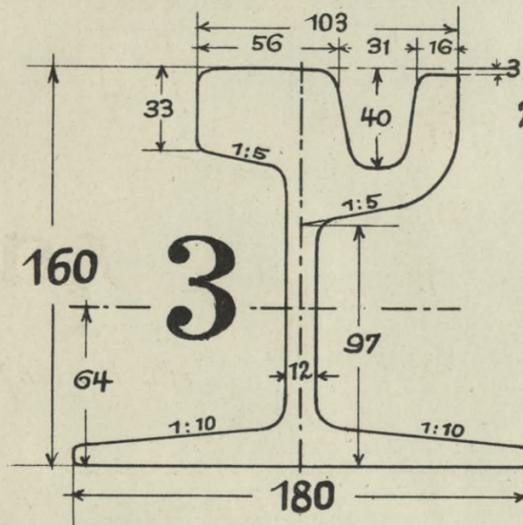
63,1 : F in qcm : 67,3

49,2 : G in Kg/lm : 52,4



2a

(für Kurven)

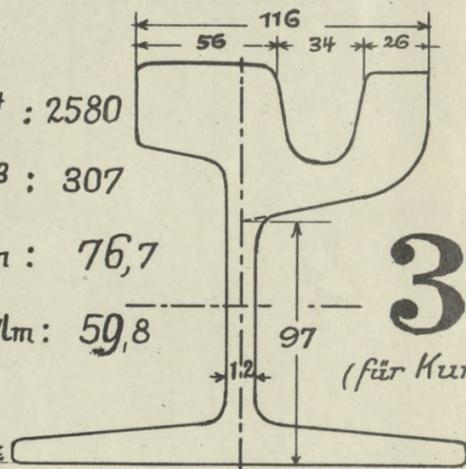


2452 : J_x in cm^4 : 2580

299 : W_x in cm^3 : 307

71,8 : F in qcm : 76,7

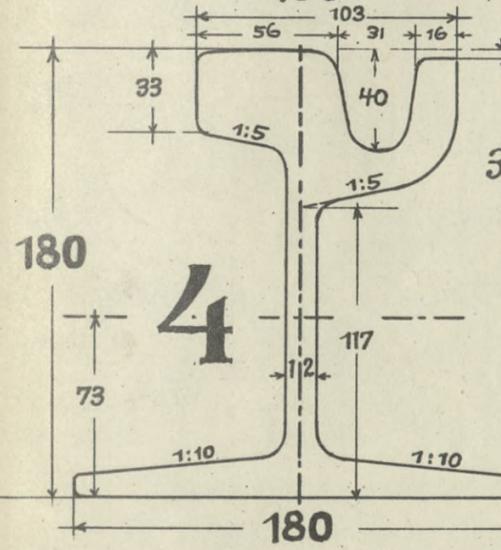
56,0 : G in Kg/lm : 59,8



3a

(für Kurven)

für Asphalt u. Holzpflaster

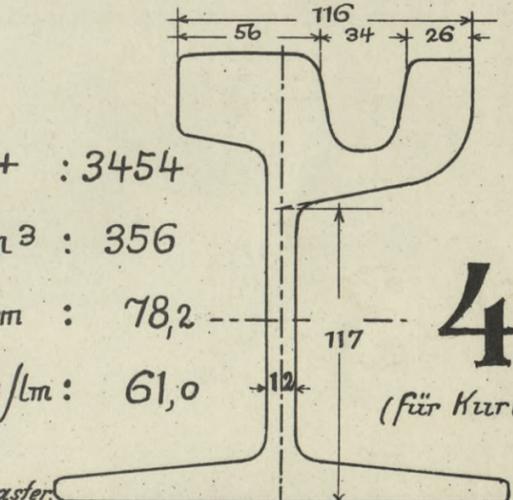


3202 : J_x in cm^4 : 3454

343 : W_x in cm^3 : 356

74,1 : F in qcm : 78,2

57,8 : G in Kg/lm : 61,0

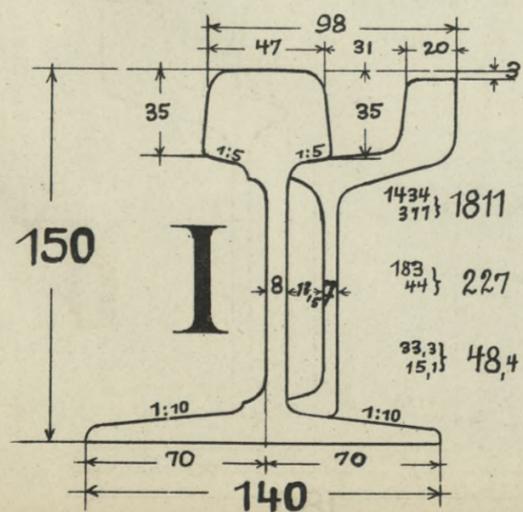


4a

(für Kurven)

für Asphalt u. Holzpflaster

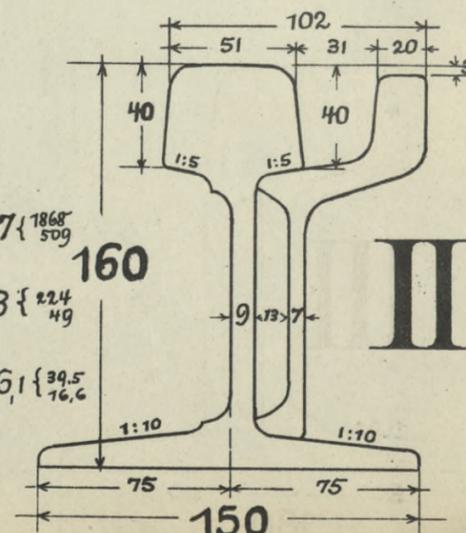
B: Laschenprofile: Zweiteilige Rillenschienen



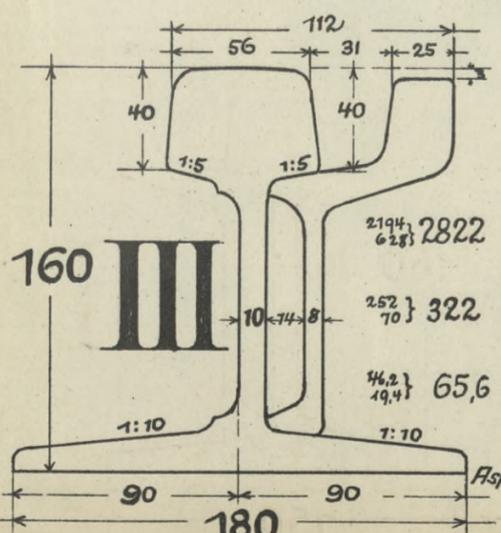
1434 } 1811 : J_x in cm^4 : 2377 { 1868 } 509

183 } 227 : W_x in cm^3 : 273 { 224 } 49

23,31 } 48,4 : G in Kg/lm : 56,1 { 39,5 } 76,6



II



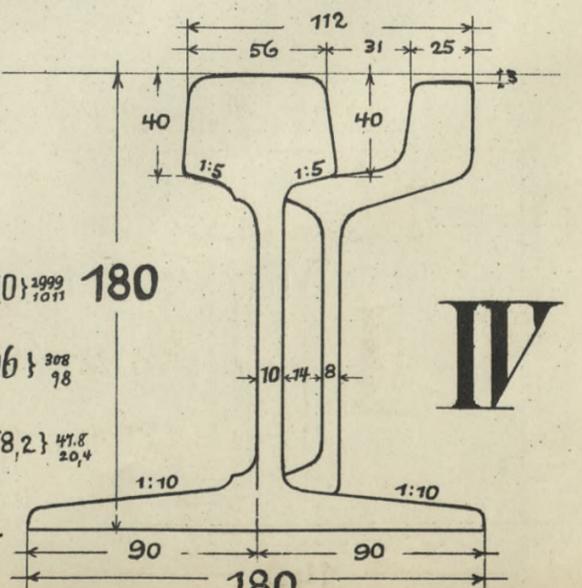
2194 } 2822 : J_x in cm^4 : 4010 { 1999 } 180

252 } 322 : W_x in cm^3 : 406 { 308 } 98

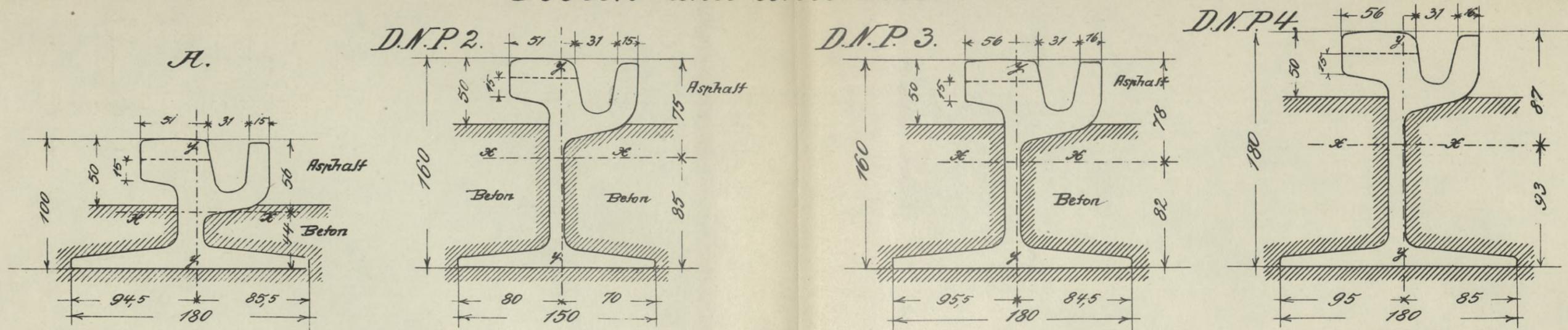
44,2 } 65,6 : G in Kg/lm : 68,2 { 47,8 } 20,4

IV

für Asphalt u. Holzpflaster



Einfluss der Betriebswerte neuer und abgefahrener Schienenprofile auf den Seiten- und Unterbeton.



Neuschiene		Altschiene		Neuschiene		Altschiene		Neuschiene		Altschiene			
49,5				49,2				56					
63,6	56,2	G		63,1	55,4	Gewicht in kg/m		71,8	61,9	F			
432 = 1fach		U		505 = 12fach		Querschnitt in qcm		558 = 13fach		U			
704	517	F _x		2130	1662	Oberfläche in m ² /m (soweit von Beton umhüllt)		2452	1878	F _x			
878	754	F _y		521	504	Trägheitsmoment in cm ⁴		818	758	F _y			
159	87	W _x		251	203			299	216	W _x			
94	78	W _y		65	60	Widerstandsmoment in cm ³		86	78	W _y			
Verkehr	mittel: 1,5	}	P	11	17	Bettungsdruck	}	0,8	11	}	P	0,7	10 : mittel
	schwer: 2,7			41	2,1			12	16				
	1,07		F _y	0,64	0,61	Seitensteifigkeit		1	0,93		F _y	0,98	0,96

Verhältnis der

senkrechten u. wagrechten Materialverteilung im Schienenträger gegenüber der senkrechten Belastung R und der wagrechten Belastung (1/5 R).

174	8/10 bis 7/10	16,3	F _{0^x}	53,5	41 bis 33/7	54,1	Spezifisches Trägheitsmoment	47,5	34 bis 25/7	49,0	F _{0^x}	58,3	4/7 bis 32/7	61,2
217		22,9	F _{0^y}	131		10,4		15,9		19,8	F _{0^y}	14,6		19,3
9,9		6,5	W _{0^x}	15,8		15,6	Spezifisches Widerstandsmoment	15,5		14,0	W _{0^x}	17,0		15,9
5,9		5,9	W _{0^y}	41		4,6		44	51	41	51			

Bemerkung: Durch Berechnung der spezifischen Momente - d. s. Momente auf eine Schiene von 1m Länge und 1cbm Materialquerschnitt bezogen - werden Wertziffern erhalten, welche den unmittelbaren Vergleich der Schienenprofile untereinander bezüglich der Zweckmässigkeit der Materialverteilung im Querschnitt entsprechend den statischen Eigenschaften der Schiene als Träger ermöglichen. Je grösser die Wertziffern, um so besser ist die Materialverteilung. Dem Verhältnis der Belastungen 5:1 gegenüber weisen nur die D.N.P. dementsprechende Verhältnisse in der Materialverteilung auf.

Statischer Vergleich

der vorhandenen Betriebswerte von Schienen, Laschen u. Schrauben mit den erforderlichen Betriebswerten, entsprechend den gebräuchlichen Straßenbahn Wagentypen für die in Wiesbaden seit 1899 verwendeten Oberbausysteme.

Wagentyp A:
 Eigengewicht = 9,5 t
 Belastung durch 32 Personen = 2,5 t
 32 Personen à $\frac{3}{40} t = 2,5 t$
 $\frac{12,0 t}{50} = 2,4 t$
 Ruhender Raddruck R = 2,4 t, Zuschlag infolge des Einflusses der Lichtbewegung des Wagenkastens = 50%
 Daher Betriebsdruck = P = 1,5 R = 1,5 · 3,6 = 5,4 t

Wagentyp B:
 Eigengewicht = 12,0 t
 Belastung durch 46 Personen = 3,5 t
 46 Personen à $\frac{3}{40} t = 3,5 t$
 $\frac{15,5 t}{40} = 3,9 t$
 Ruhender Raddruck R = 3,9 t, Zuschlag infolge des Einflusses der Lichtbewegung des Wagenkastens = 40%
 Daher Betriebsdruck P = 1,4 R = 1,4 · 5,9 = 8,3 t

Notwendige Betriebswerte: zulässige Pressung des Betons = 2 kg/cm ²				Vorhandene Betriebswerte - von:																		Notwendige Betriebswerte: Zulässige Pressung des Betons = 2 kg/cm ²							
Schiene:		Schrauben:		Schienen:		Schiene:						Laschen:						Schrauben:						Schienen:		Schrauben:		Schiene:	
Tragfähigkeit W _x in cm ³ für den:	Biegemoment:		Anzahl n ₁	Profile: N: Blatt: Haarmann	Be- wert- ung: W _{a,b} G	Tragfähigkeit W _x in cm ³ für den Querschnitt:		Beide, 800 kg/cm ² Pressung des Betons in kg/cm ² (in der Mitte) Bei Wagentyp: A B	Quersteifigkeit W _y in cm ³ für den vollen Querschnitt:	Tragfähigkeit W _x in cm ³ ohne Rücksicht der Lochung:	Bei k ₂ = 900 kg/cm ²		Pressung des Betons in kg/cm ² am Stoß Bei Wagentyp: A B	Anzahl = n.	Kern- durch- messer in m/m = d	Bei k ₂ = 900 kg/cm ² in kg:			Gewicht G der fährtschiene in kg/m Verwendungszeit: von bis	Anzahl n ₂	Biegemoment:		Tragfähigkeit W _x in cm ³ für den						
	vollen Schiene notwendigen Querschnitt	abgenutzten Schiene notwendigen Querschnitt				voll M _b in kgcm	abgenutzt M _b in kgcm				voll	abgenutzt				Druck S _{max}	Laschen- druck L _{max} auf den Schiene kopf als Komponente aus B	Wagrecht- e Kraft K _{von} Lasche auf Schiene übertragen			abgenutzten notwendigen Querschnitt der Laschen	vollen Schiene- querschnitt							
179	151	143200	120800	17	Nr 25	74	250	210	14	21	62	62	60	54	114	114	24	35	8	15,8	1764	3530	530	26	180000	214400	225	268	
188	151	150400	120800	9	Nr D	78	286	230	13	20	60	60	137	24	161	161	17	25	6	18,6	2448	7000	1050	13	180000	224800	225	281	
187	159	149600	127200	20	Bl 47f	40	171	150	2,1	3,2	102	102	76	45	90	166	17	25	6	15,8	1764	3530	530	30	189600	223200	237	279	
187	159	149600	127200	15	Bl 799	40	171	150	2,1	3,2	102	102	76	90	135	211	13	20	10	18,6	2448	4900	740	22	189600	223200	237	279	
167	141	133600	112800	8	Bl 795	50	250	210	13	20	161	161	110	126	69	195	305	08	12	10	21,3	3213	6980	1050	12	168800	200000	211	250
165	132	133000	105600	5	Bl 1800	55	284	230	12	17	134	134	118	111	130	241	359	07	10	8	21,3	3213	10700	1610	7	157600	196800	197	246
188	156	150400	124800	8	Bl 809	40	190	155	2,0	2,9	108	108	82	83	46	129	211	13	20	10	21,3	3213	8740	1310	12	186400	224800	233	281
188	156	150400	124800	8	Bl 801	40	190	155	2,0	2,9	114	114	82	83	46	129	211	13	20	10	21,3	3213	8740	1310	12	186400	224800	233	281
140	117	112000	93600	6	Nr 3	80	299	251	09	14	93	93	72	49	121	121	17	26	8	21,3	3213	10710	1610	9	140000	166400	175	208	

Bemerkung
 Die nach Buchwald (Zeitschr. f. Kleinb. 1911) unter der Annahme einer höchsten Betonpressung von 2 kg/cm² berechneten Betriebswerte haben keinen absoluten, sondern nur vergleichenden Wert bezüglich der Güte eines bestimmten Schienensystems in strassenbautechn. Hinsicht.

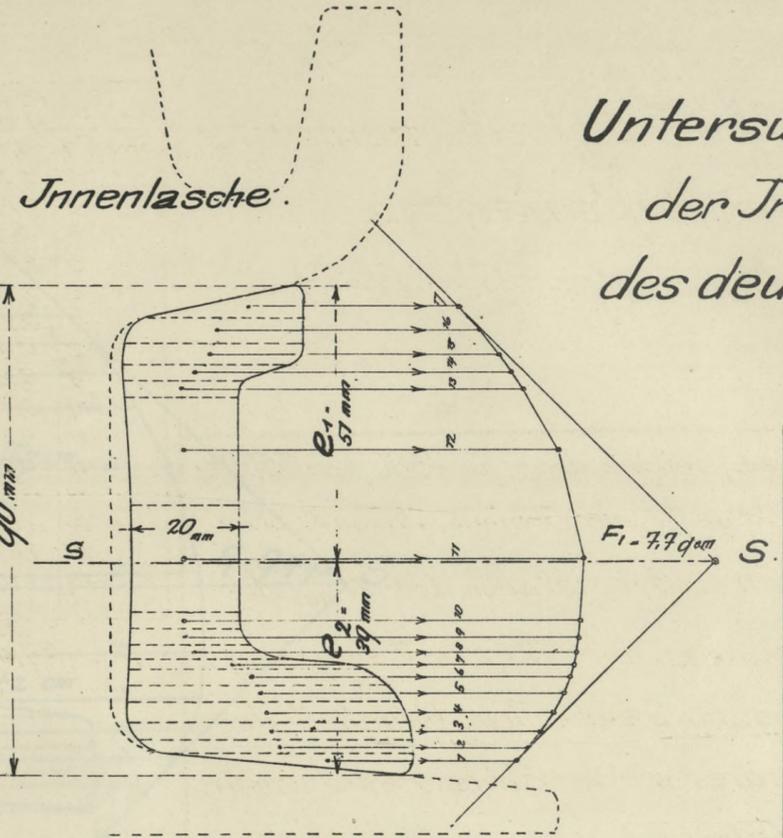
Schlussfolgerungen

- Gegenüber den notwendigen Betriebswerten entsprechend den bei Wagentyp A bzw. B auftretenden Betriebsdrücken sind die vorhandenen Betriebswerte für Schienen, Laschen und Schrauben um so blauer je reichlicher sie sind.
- Die neuesten Phönixprofile weisen gegenüber den alten eine Zunahme der Wirtschaftlichkeit unter gleichzeitiger Verminderung der Höhe von 178% auf 160% und unter Vermehrung der Schienensfußbreite von 140 auf 180 mm auf (von 74 bzw. 78 auf 80).
- Die neuesten Haarmannprofile weisen gegenüber den alten bei gleicher Höhe fast keine und mit Vergrößerung der Höhe von 155 auf 180 mm eine geringe Zunahme der Wirtschaftlichkeit auf (von 40 auf 50 bzw. 55).
- Die neuesten 180 mm hohen Haarmannprofile ergeben nur 70% der Wirtschaftlichkeit der alten gleichhohen Phönixprofile und bleiben 35% unter derjenigen des neuesten 160 mm hohen Phönixprofils. ($\frac{52,5}{74} \cdot 100 = 70\%$; $\frac{80 - 52,5}{80} \cdot 100 = 35\%$)

Güte des Oberbaues
 in
 Schienen, Laschen und Schrauben:
 blau weiß grau
 gut normal gering
 in den Betriebswerten

Fläche q _{cm}	Streif.	1-17
0,92	1	1
1,25	2	2
1,56	3	3
2,08	4	4
1,50	5	5
1,40	6	6
0,74	7	7
0,65	8	8
0,65	9	9
0,60	10	10
4,00	11	11
4,20	12	12
0,63	13	13
0,80	14	14
1,32	15	15
1,60	16	16
0,90	17	17

24,80 q_{cm} = F

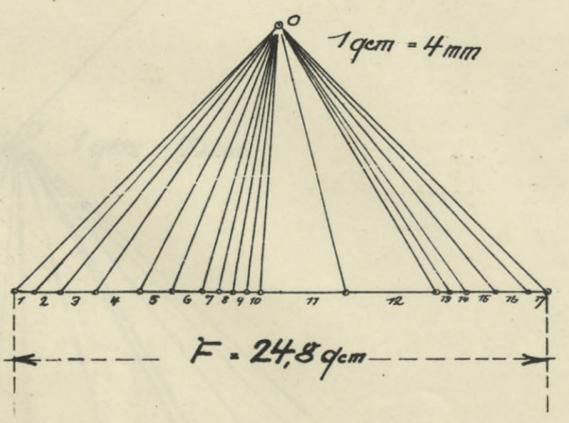
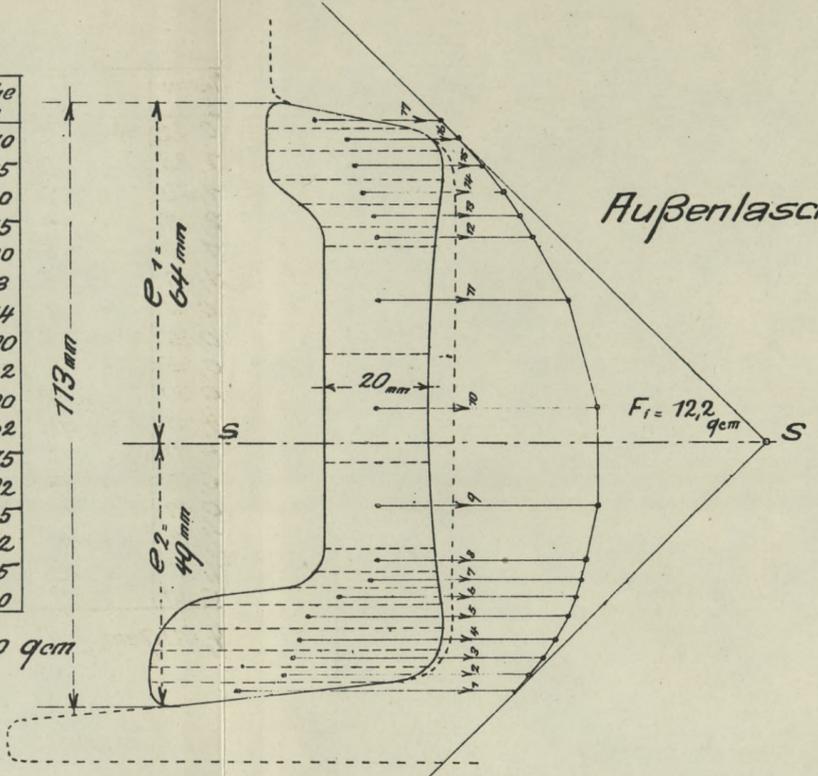


Untersuchung des Trägheitsmoments der Innen- und Außenlasche des deutschen Normalprofils Nr. 3.

Da bei einem Betriebsdruck von 4500, bzw. 5500 kg. das notwendige W_x der Schiene 140 cm³, bzw. 208 cm³ sein muß, so ist auch das W_{max} des Laschenpaares mit 121,2 cm³ zu gering. Die Bedingung gleicher Tragfähigkeit des Laschenpaares wie der Schiene sind somit nicht erfüllt.

Streif.	Fläche q _{cm}
1	1,10
2	1,35
3	1,60
4	2,15
5	2,30
6	1,13
7	0,74
8	0,90
9	3,22
10	3,90
11	4,02
12	0,75
13	0,92
14	1,35
15	1,62
16	1,25
17	0,70

F = 29,0 q_{cm}



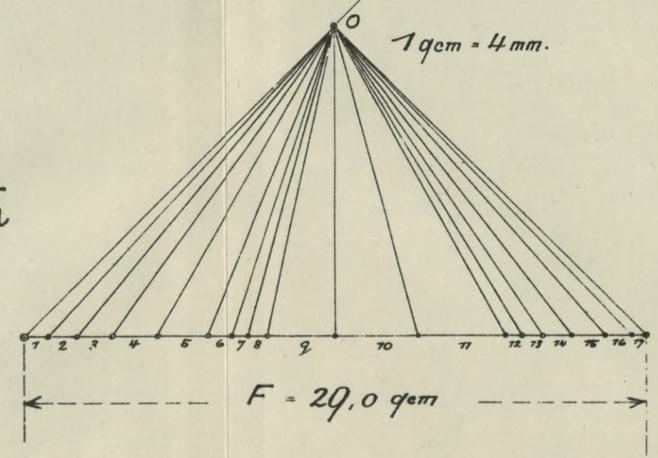
$$J = 7,7 \cdot 24,8 = 191 \text{ cm}^4$$

$$W_{1 \text{ min.}} = \frac{J}{e_1} = 37,4 \text{ cm}^3$$

$$W_{2 \text{ max.}} = \frac{J}{e_2} = 49 \text{ cm}^3$$

im Januar 12

Heuermann (Traut)



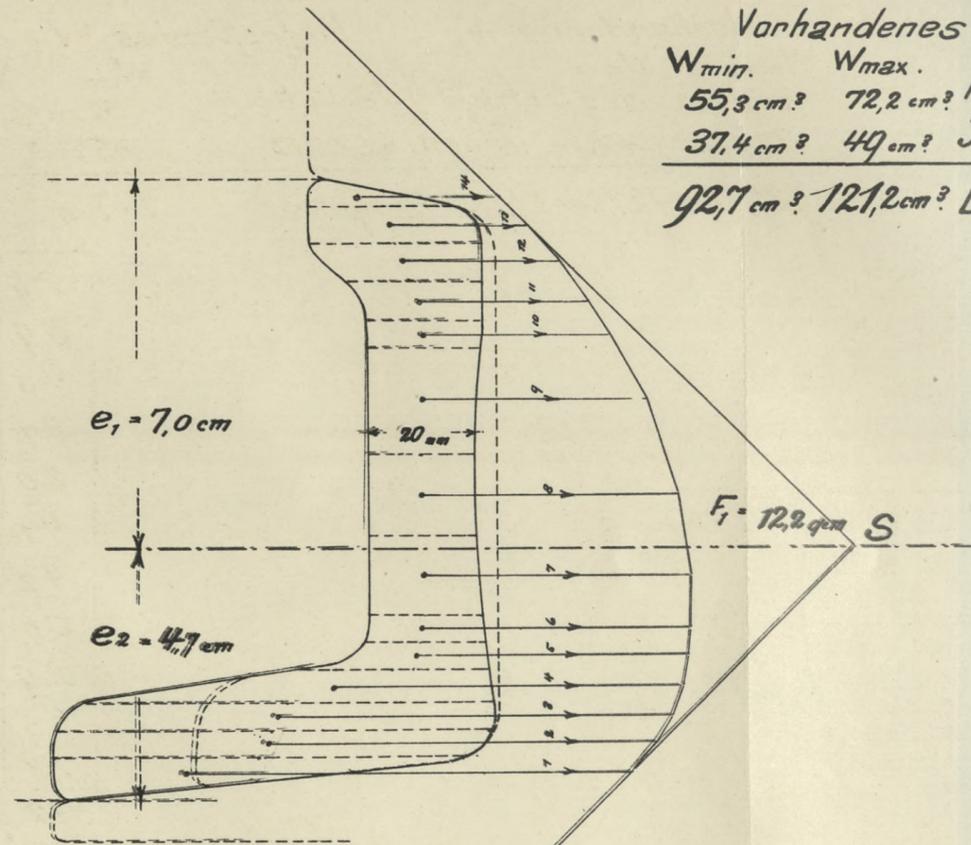
Schlußfolgerung:
Das Trägheitsmoment des Laschenpaares mit:
 $W_{min.} = 37,4 + 55,3 = 92,7 \text{ cm}^3$
 $W_{max.} = 49 + 72,2 = 121,2 \text{ cm}^3$
 $W_{min.} = 31\%$
 $W_{max.} = 40,5\%$ } von $W_v = 299 \text{ cm}^3$ (100%)
 des vollen Schienenquerschnittes.

Erhöhung des Widerstandsmoments des Laschenpaares durch Vergrößerung des Profilquerschnitts.

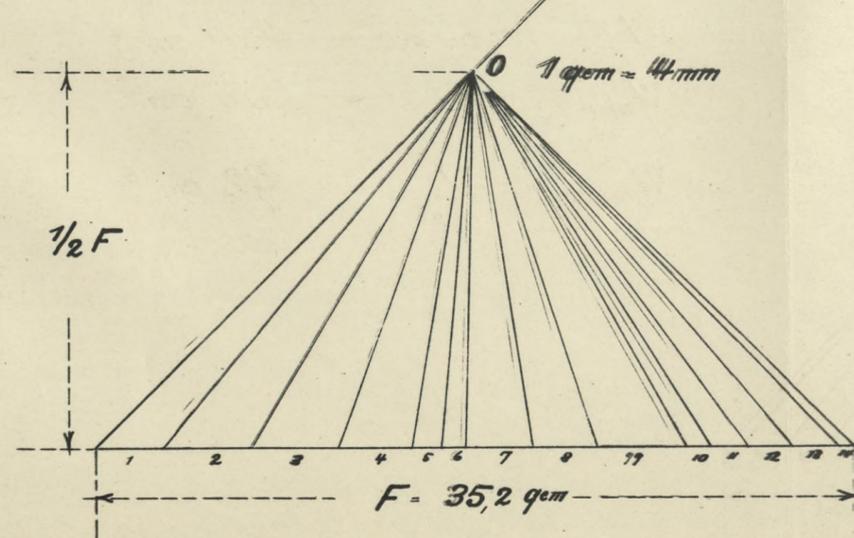
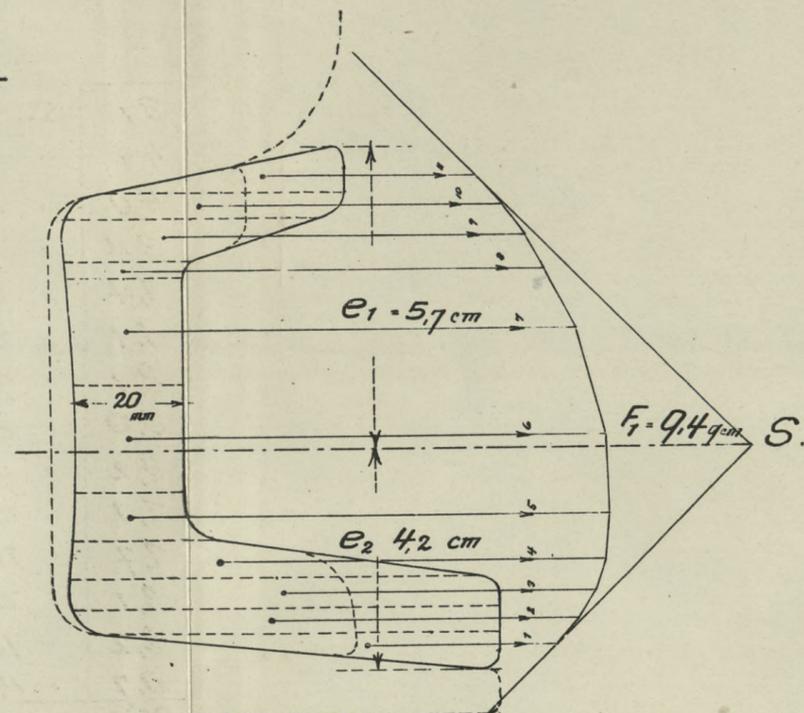
Notwendiges W bei $\left\{ \begin{array}{l} \text{S. E. G. Wagen} = 140 \text{ cm}^3 \\ \text{Städt. Wagen} = 208 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$

Vorhandenes W .		Vergrößertes W .	
$W_{\min.}$	$W_{\max.}$	$W_{\min.}$	$W_{\max.}$
55,3 cm ³	72,2 cm ³	62 cm ³	92 cm ³
37,4 cm ³	49 cm ³	55 cm ³	75 cm ³
92,7 cm ³ 121,2 cm ³ Laschenpaar		117 cm ³ 167 cm ³	

3,1	Str. 1
4,1	" 2
4,0	" 3
3,4	" 4
1,4	" 5
1,1	" 6
3,1	" 7
3,0	" 8
4,2	" 9
1,1	" 10
1,7	" 11
2,1	" 12
2,2	" 13
0,7	" 14
35,2 qcm	



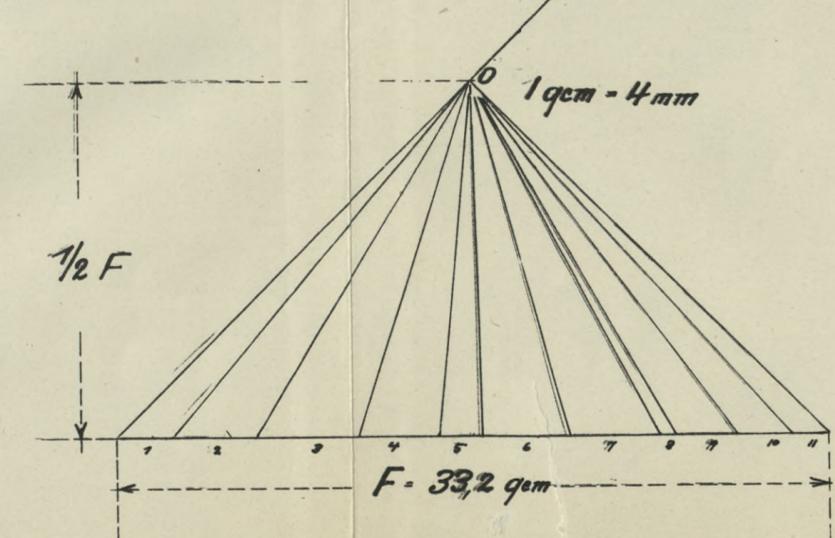
2,6	Str. 1
3,9	" 2
4,8	" 3
3,7	" 4
2,0	" 5
4,1	" 6
4,2	" 7
0,7	" 8
2,9	" 9
2,5	" 10
1,8	" 11
33,2 qcm	



$$J = 12,2 \cdot 35,2 = 430 \text{ cm}^4$$

$$W_{\min.} = \frac{J}{e_1} = 62 \text{ cm}^3$$

$$W_{\max.} = \frac{J}{e_2} = 92 \text{ cm}^3$$



$$J = 9,4 \cdot 33,2 = 312 \text{ cm}^4$$

$$W_{\min.} = \frac{J}{e_1} = 55 \text{ cm}^3$$

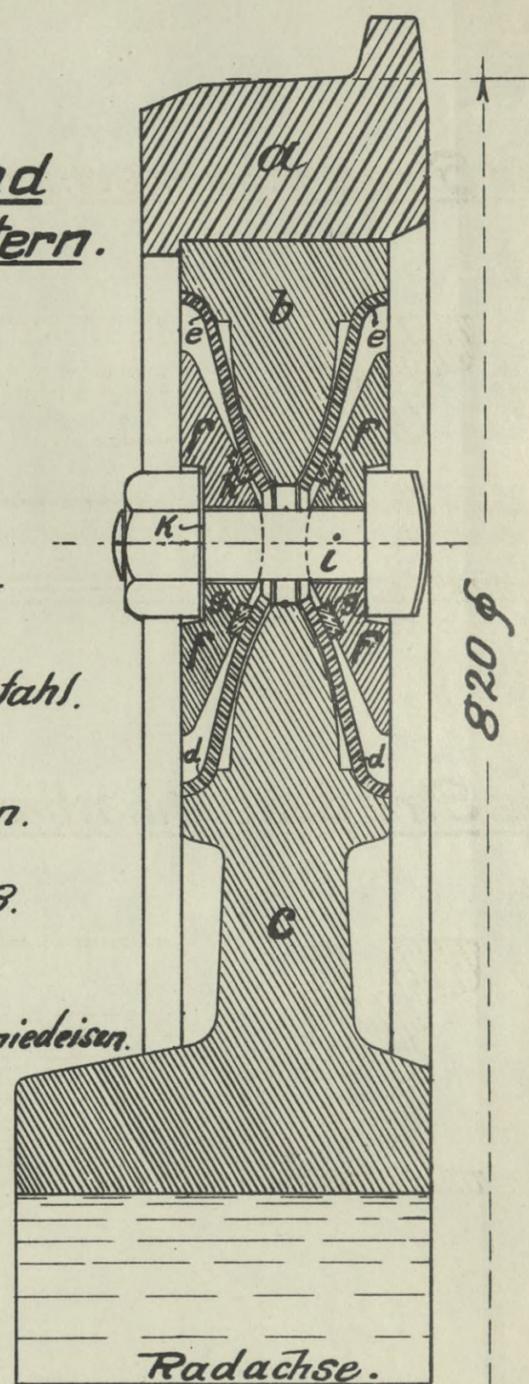
$$W_{\max.} = \frac{J}{e_2} = 75 \text{ cm}^3$$

Federnde Ausgestaltung von Straßenbahnteilen zwecks Milderung der Betriebsstöße zur Schonung des Gleiskörpers.

A: Das Straßenbahnrad mit abgefedertem Radstern.

M. 1:2.

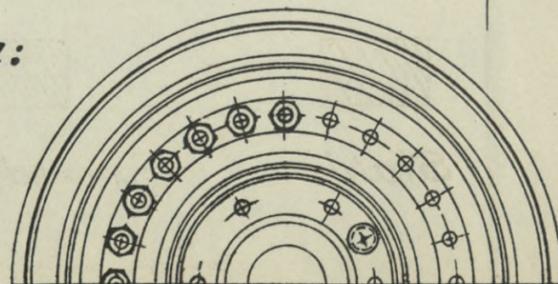
- a 1 Radreifen aus Flußstahl.
- b 1 Unterreifen } aus Flußeisen.
- c 1 Nabe
- d 2 Innenfedern } aus Federstahl.
- e 2 Außenfedern }
- f 2 Spannringe aus Flußeisen.
- g 2 Innenreiber } aus Rotguß.
- h 2 Außenreiber }
- i 24 Spannschrauben } aus Schmiedeisen.
- k 24 Bördelplättchen }



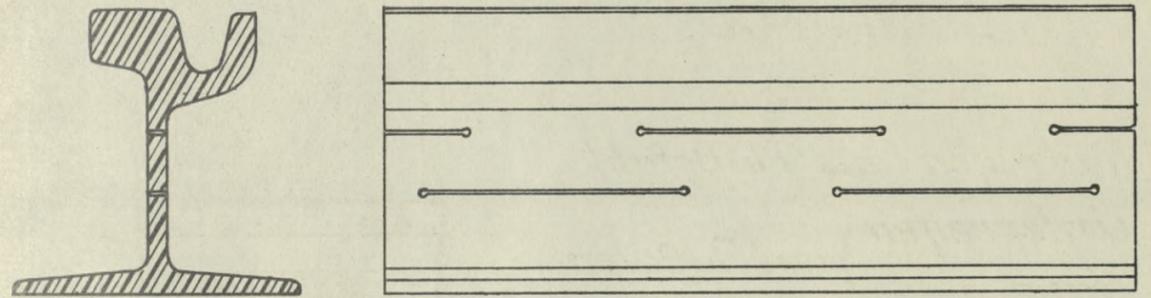
Versuchsergebnis.

Die Probefahrt ergab eine Federung von:

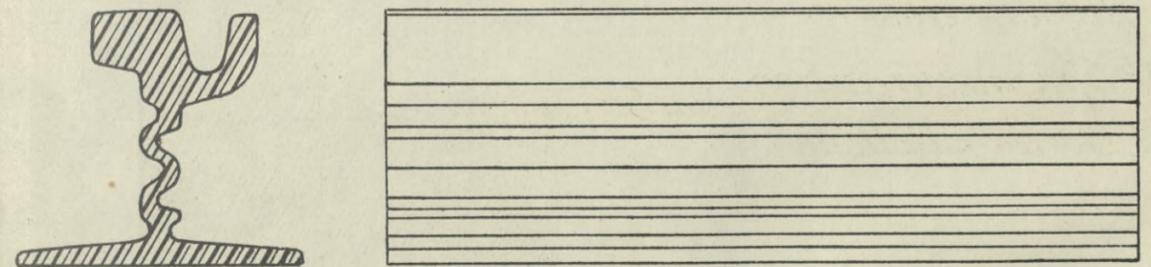
- 2-3 mm bei mittlerer Belastung
- 4 " " voller Betriebslast der Wagentype B = 15,5 t.



B: Die Straßenbahnschiene mit geschlitztem Steg.



C: Die Straßenbahnschiene mit gewelltem Steg.



Erklärung.



Stahl.



Schmiedeisen.



Rotguß.

Die innere Trockenhaltung des Gleiskörpers.

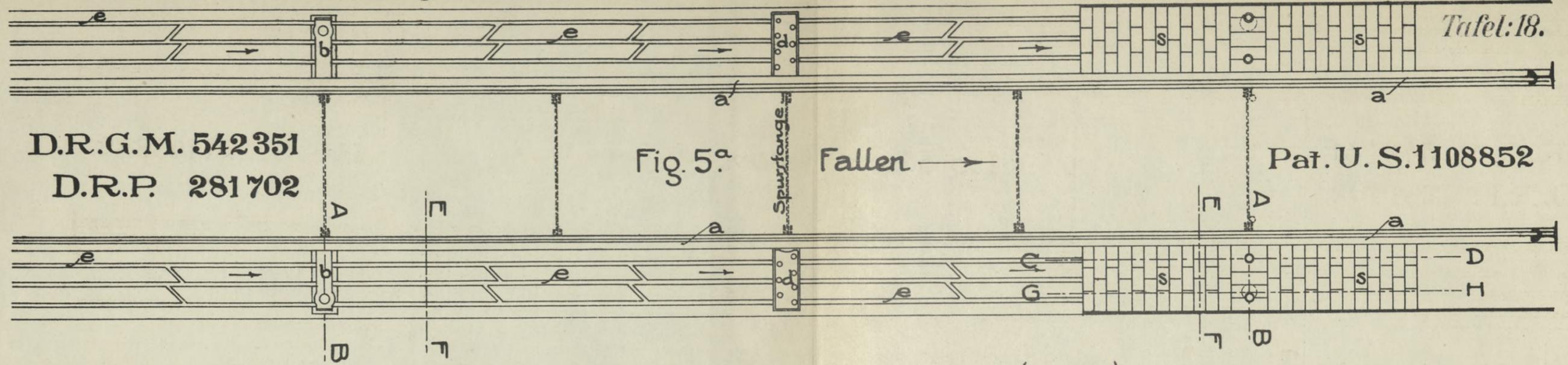
D.R.G.M. 542 351
D.R.P. 281 702

Pat. U. S. 1108852

Fig. 5^a

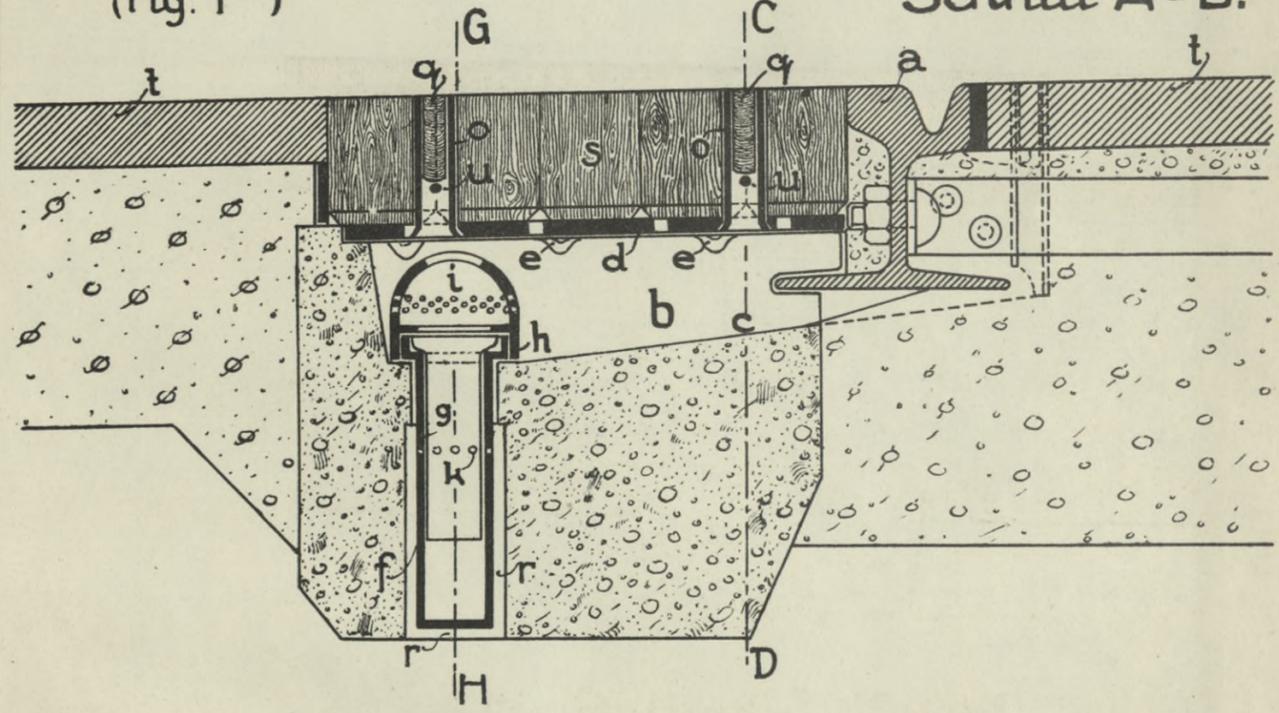
Fallen →

Spurfonne



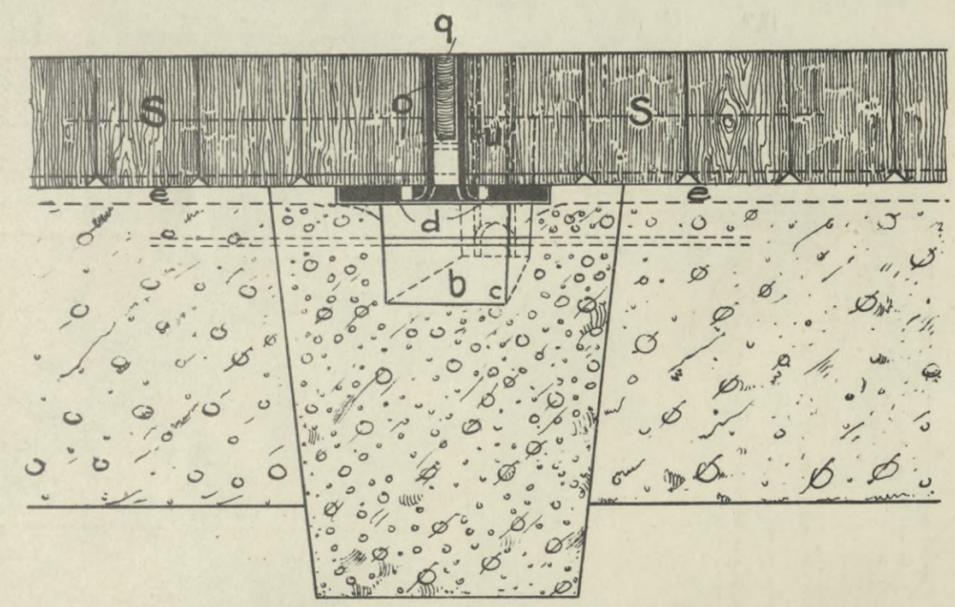
(Fig. 1^a)

Schnitt A-B.



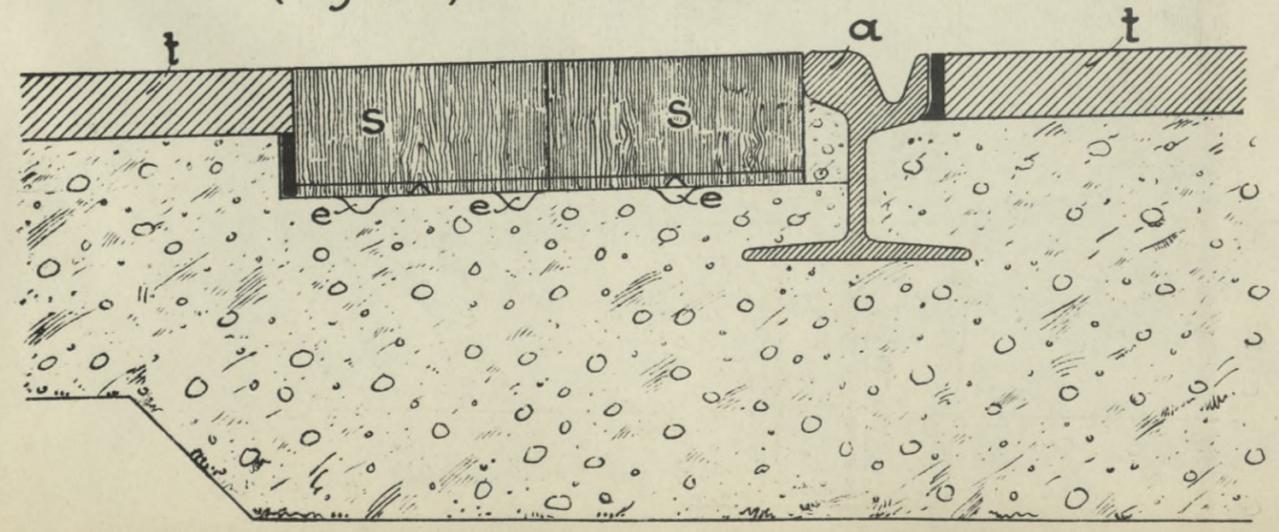
(Fig. 2^a)

Schnitt C-D.



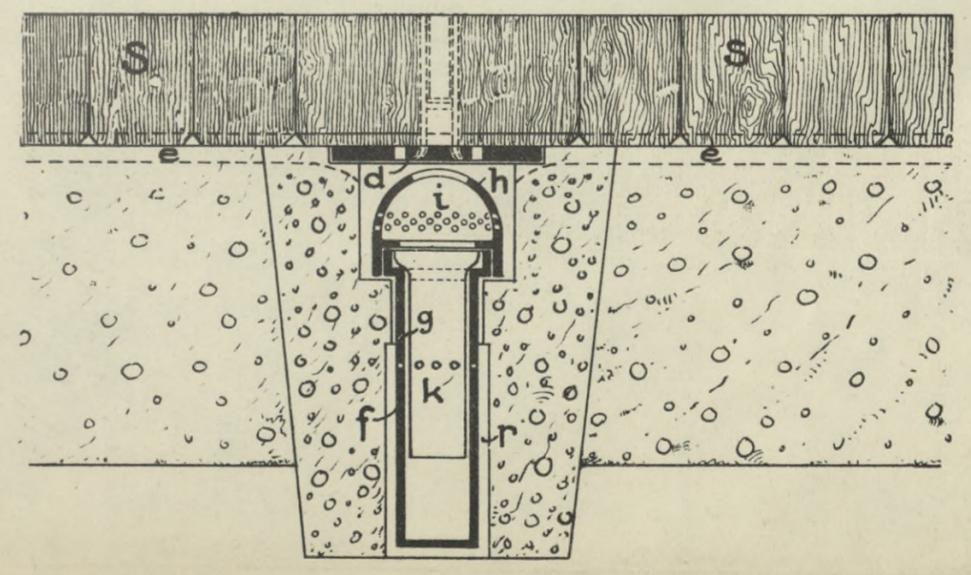
(Fig. 3^a)

Schnitt E-F.



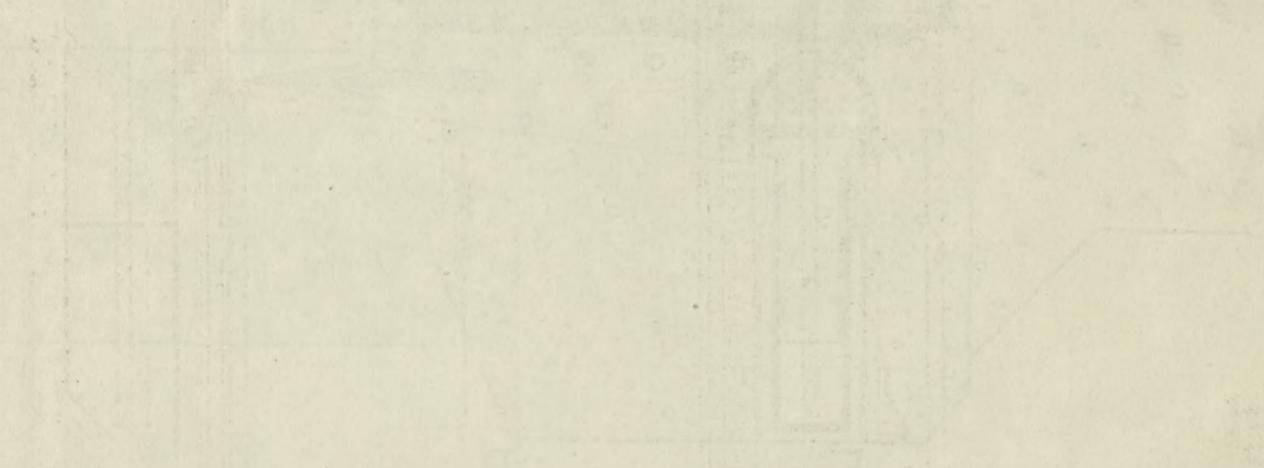
(Fig. 4^a)

Schnitt G-H.

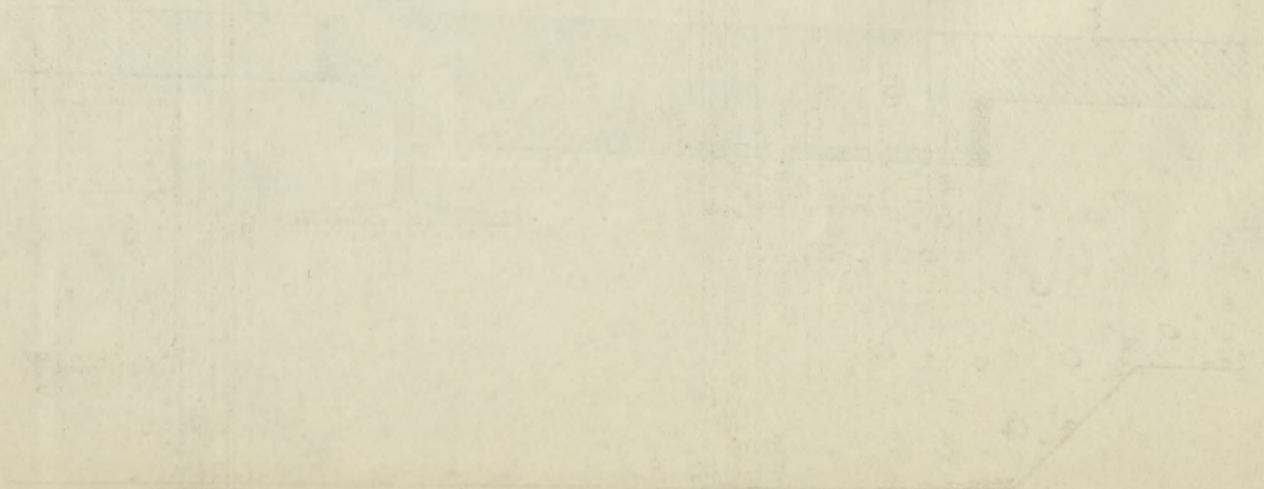


DR. G. M. BÄRGM
D.R.P. 281792

(Fig. 1)

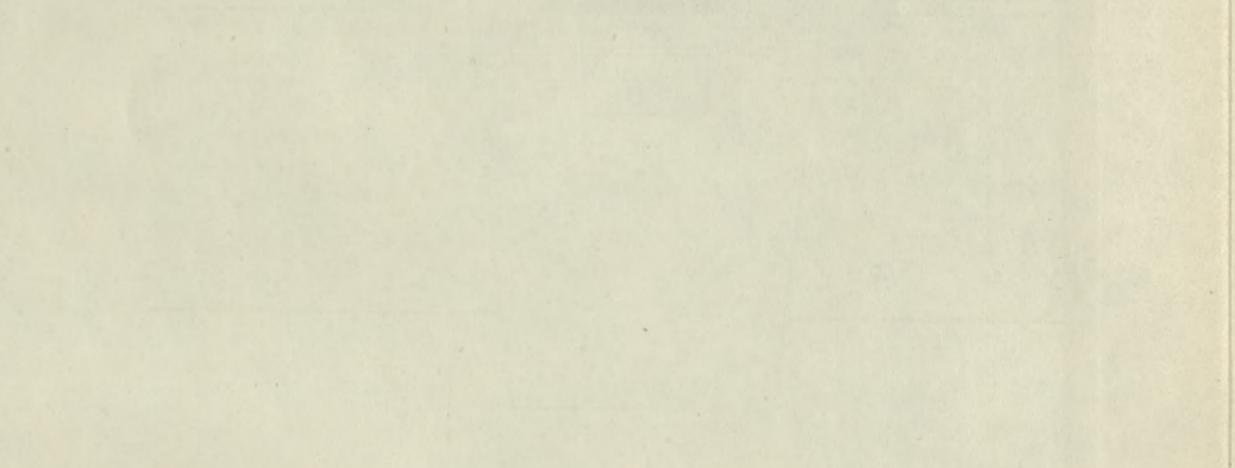


(Fig. 2)

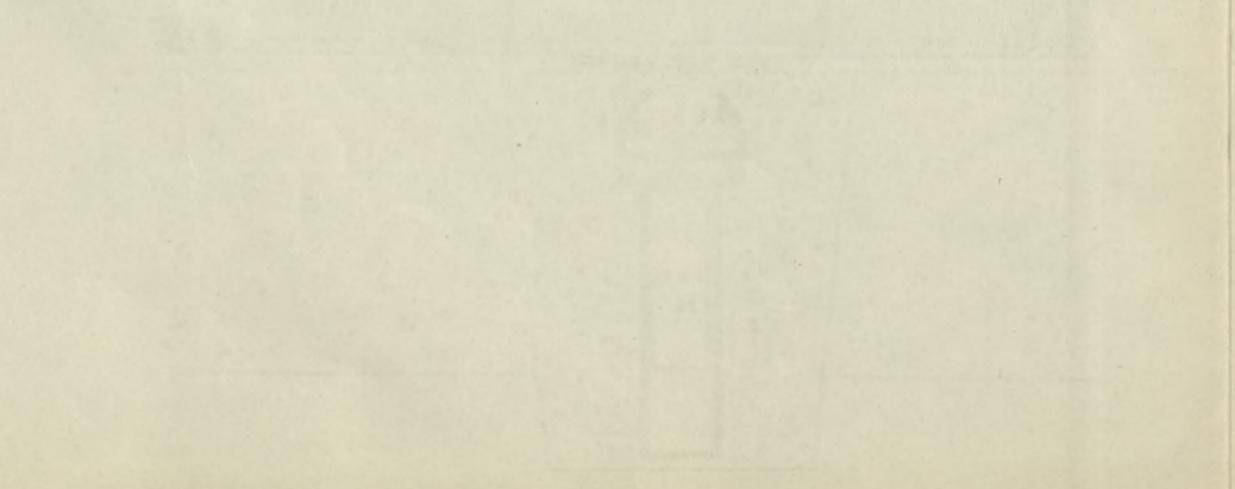


DR. G. M. BÄRGM
D.R.P. 281792

(Fig. 1)

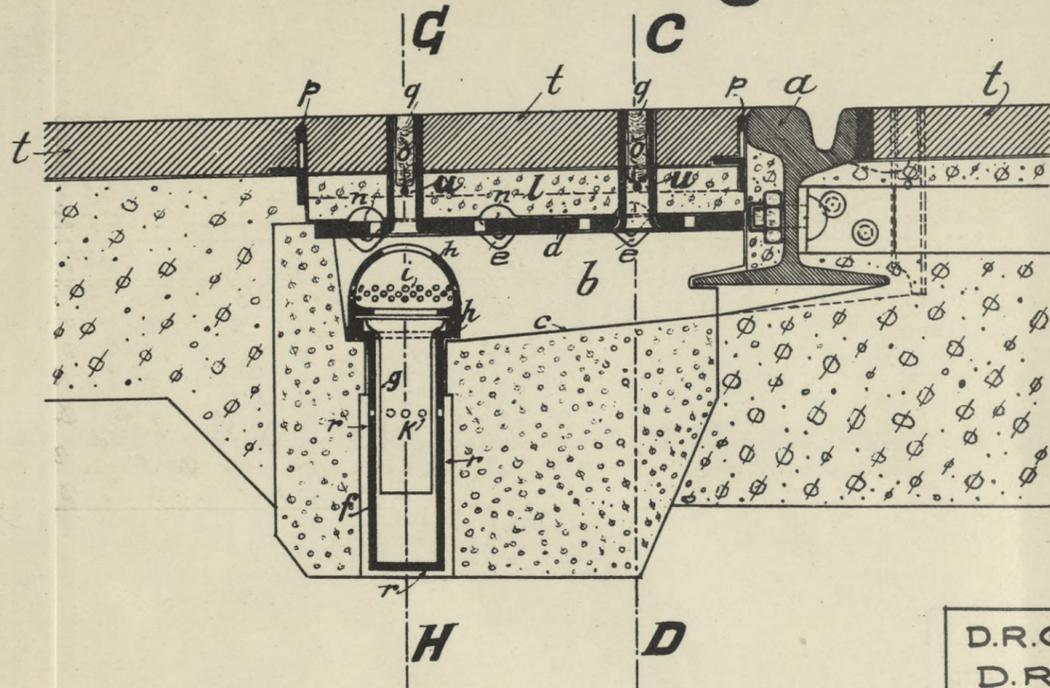


(Fig. 2)

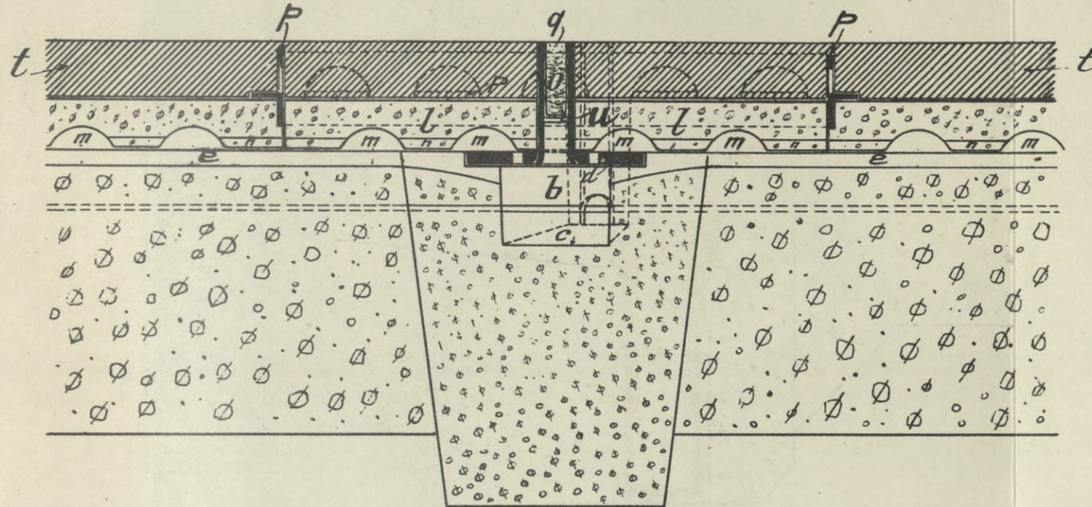


Die innere Trockenhaltung des Gleiskörpers.

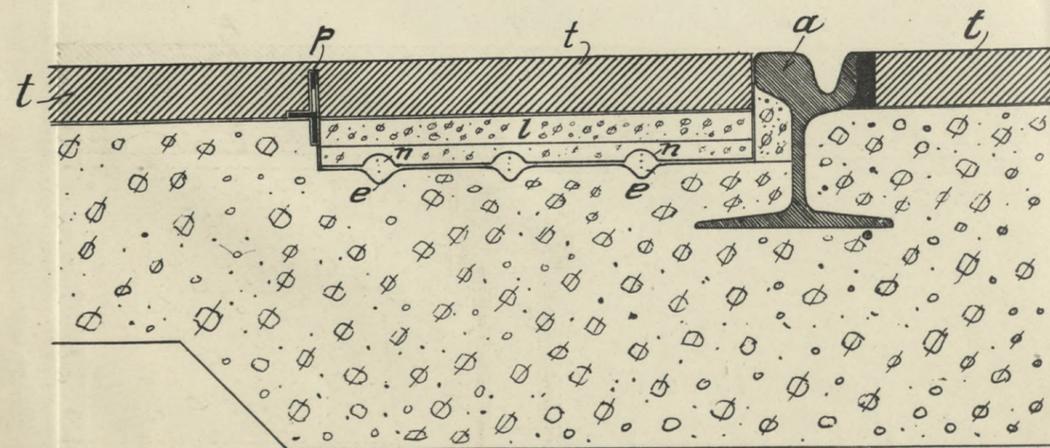
Schnitt A-B. (Fig. 1^b)



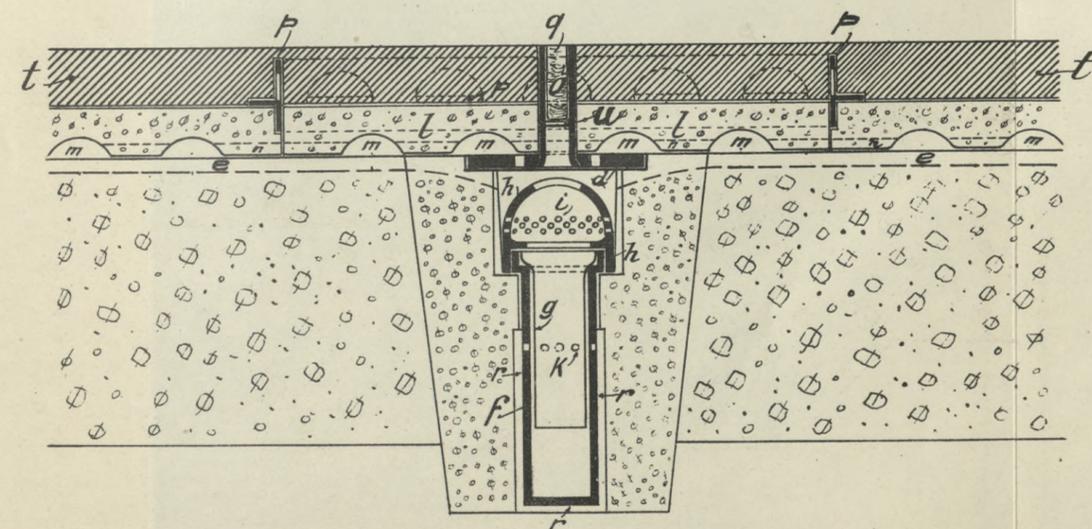
Schnitt C-D. (Fig. 2^b)



Schnitt E-F. (Fig. 3^b)

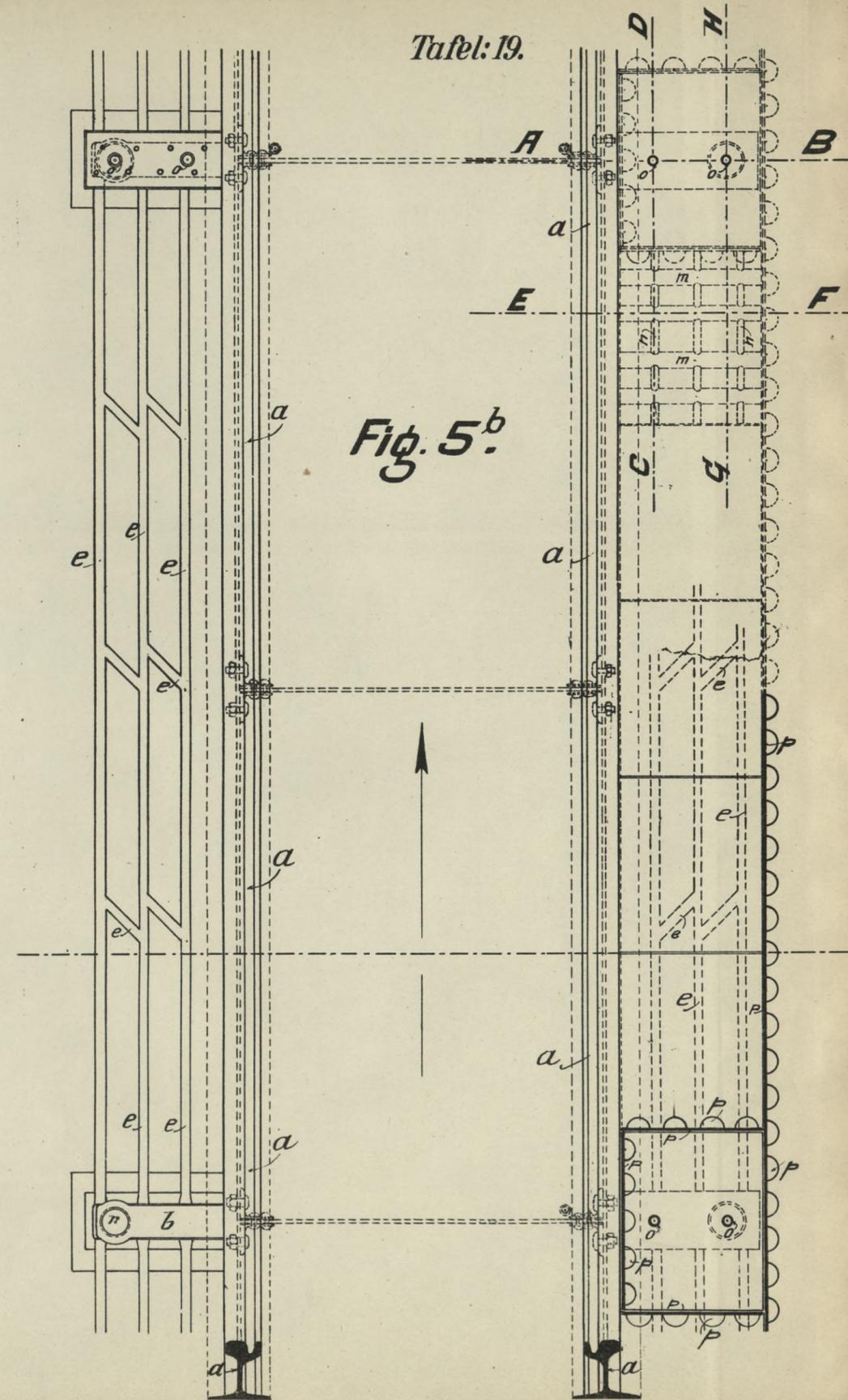


Schnitt G-H. (Fig. 4^b)



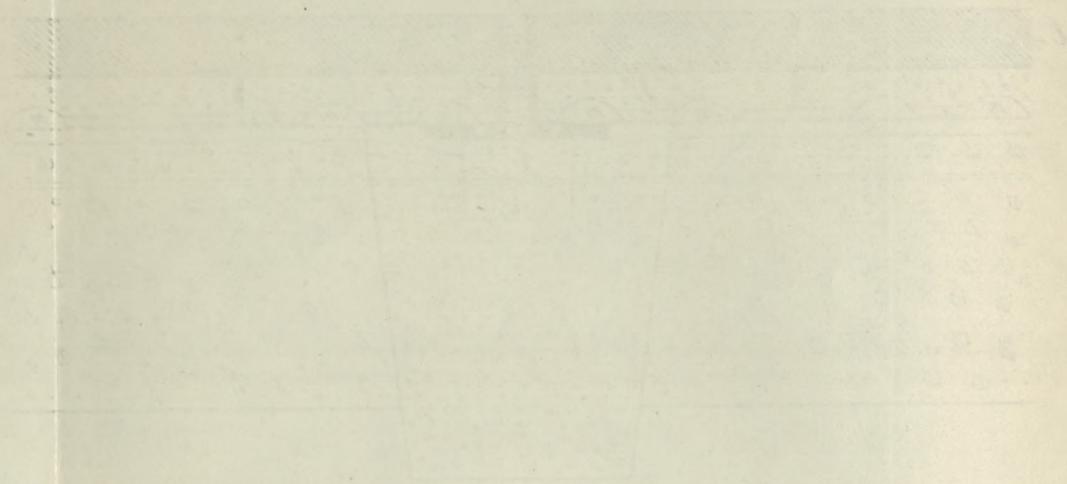
D.R.G.M. 542 351
D.R.P. 281 702
PAT. U.S. 1108 852

Fig. 5^b

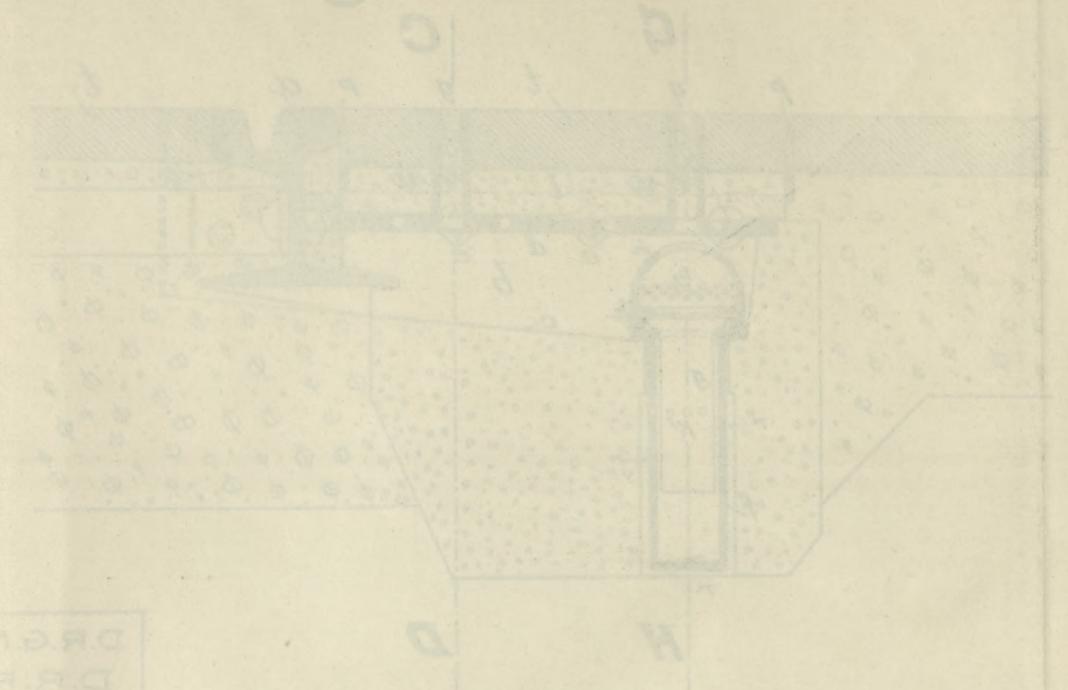


Die innere Trochelhaltung des Bleistifters.

Schnitt C-D (Fig. 2)

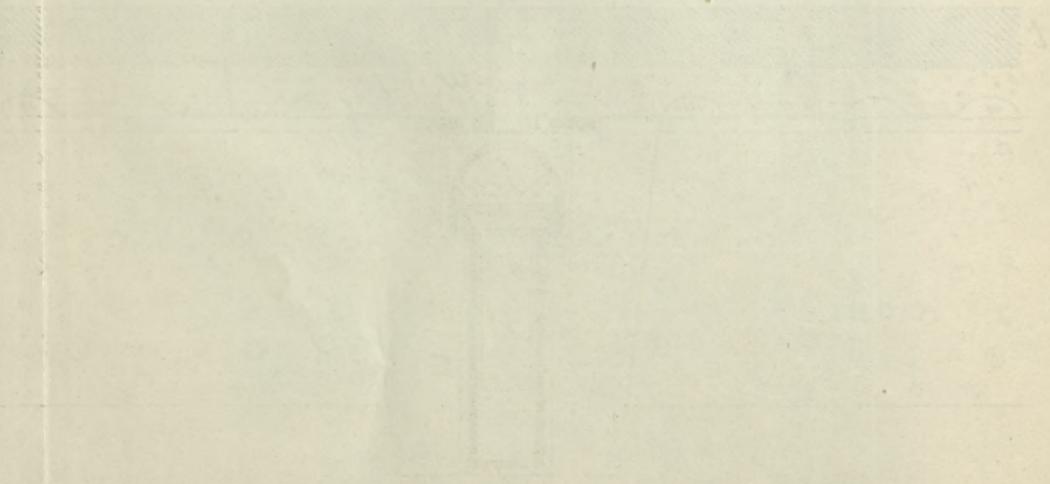


Schnitt A-B (Fig. 1)



D.R.G.M. 84278
D.R.P. 281702
PAT. U.S. 1108822

Schnitt G-H (Fig. 3)



Schnitt E-F (Fig. 3)



BIBLIOTEKA
KRAKÓW
*
Politechniczna

S. 61

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

 L. inw. 18218

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300875