

# DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 28. April 1933

Heft 18

## Der Bau der neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen (Rhein)—Mannheim.

Von Reichsbahnrat Reinhold Burger, Ludwigshafen (Rhein).

(Fortsetzung aus Bautechn. 1931, Heft 38.)

Alle Rechte vorbehalten.

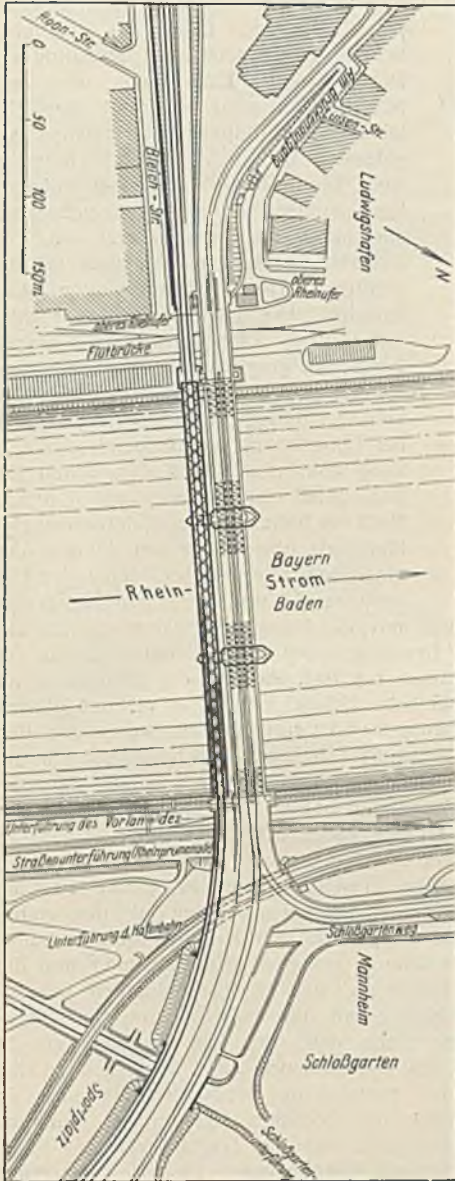


Abb. 1. Lageplan 1 : 1000.

Die Bauten auf dem linksrheinischen Ufer.

Der Bau der neuen Rheinbrücke gab Anlaß, die Zufahrtrampen für Bahn und Straßen auf beiden Ufern sowie die angrenzenden städtischen Straßen- und Wegenanlagen wesentlich zu verbessern. Die Lage der Rampen selbst mußte wegen der Nähe der beiden Bahnhöfe Ludwigshafen und Mannheim beibehalten werden. Auf dem linken Ufer ist die Bahnrampe zudem von dichtbebauten städtischen Straßen begrenzt, so daß geringe Verschiebungen der Rampe mit dem Bau teurer Stützmauern erkaufte werden müssen (Abb. 1).

Eine der bedeutendsten Verbesserungen an der linksrheinischen Rampenauffahrt ist der Ersatz einer Straßenkreuzung (Helmigstraße) in Schienenhöhe mit der Bahn durch eine Unterführung. Die verlangte Lichthöhe von 4,50 m wird dadurch erreicht, daß die Straße etwa 2,50 m gesenkt, die Bahn etwa 3,00 m gehoben wird. Durch die Hebung der Bahnrampe wird auch gleichzeitig die ursprüngliche Steigung, die bisher von 8,4‰ bis 11,4‰ wechselte, auf 6,64‰ verbessert. Die Bahn-

rampe führt künftig in einer 1634 m langen, gleichmäßigen Steigung bis zur Brückenhöhe (Abb. 2). Gleichzeitig mit der Hebung muß die Bahnachse im oberen Teil der Rampe wegen des Anschlusses an die neue Strombrücke um 15,50 m nach Süden verschoben werden. Die vorhandenen Bauwerke in diesem Streckenabschnitt, die Unterführungen zweier städtischer Straßen mit Straßenbahnen, Schiller- und Mundenheimer Straße, und die Unterführung der Rheinuferstraße mit den Hafen- und Ufergleisen, konnten daher nicht mehr verwendet werden, zumal auch deren Über-

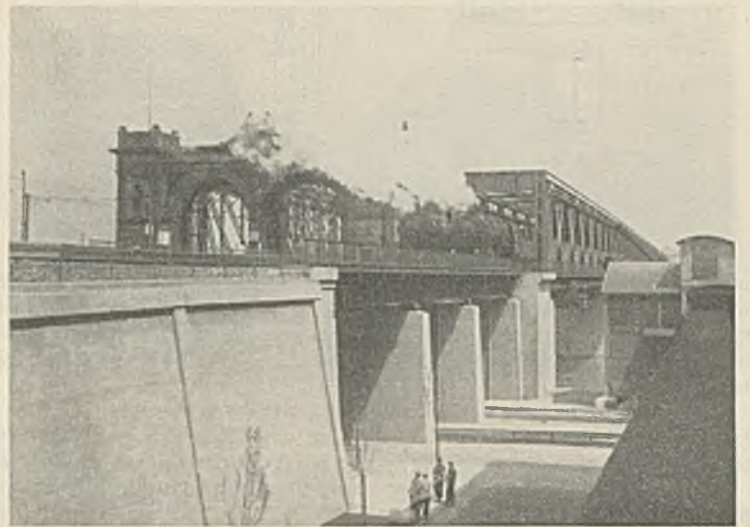


Abb. 3. Uferbrücke nach Fertigstellung.

bauten für den Lastenzug N nicht mehr genügend tragfähig waren und der Gleisabstand auf der ganzen Neubaustrecke von 3,50 m auf 4,00 m vergrößert wurde. Ein vollständiger Um- oder Neubau dieser Unterführungen war daher notwendig, wobei jedes Gleis getrennte Überbauten aus genieteten Blechbalkenträgern erhielt. Bei der Unterführung der Schillerstraße wird die lichte Höhe von 4,00 m auf 4,96 m vergrößert, die lichte Weite von 17,00 m mit den alten Widerlagern beibehalten, die jedoch verstärkt und verbreitert werden. Die Überbauten bestehen aus St 37 und erhalten bei 19,20 m Stützweite 1920 mm Bauhöhe zwischen Schienenoberkante und Unterkante des Überbaues (Abb. 9 u. 10).

Die Unterführung der Mundenheimer Straße wurde vollständig neu erbaut, da sie für den starken Straßenverkehr an sich schon zu schmal war. Die neue Brücke liegt sehr dicht neben der alten, von der erst ein Teil abgebrochen werden mußte. Der Baugrund besteht aus aufgeschüttetem Boden, und die Gründung reicht 5,25 m unter Straßenfläche und fast 11,00 m

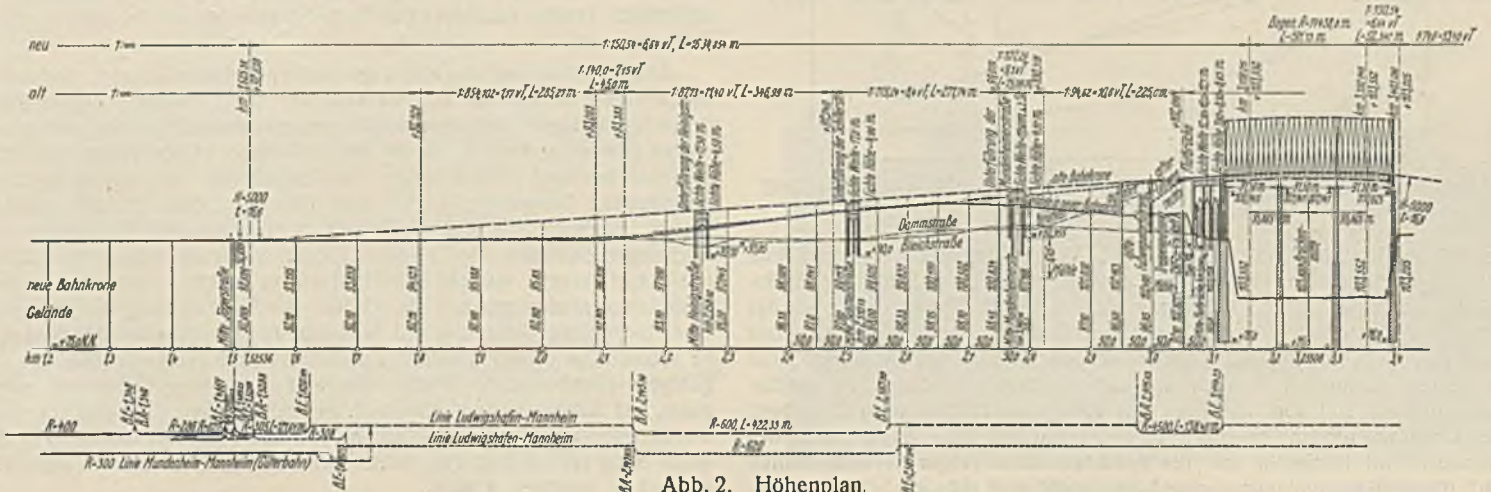


Abb. 2. Höhenplan.



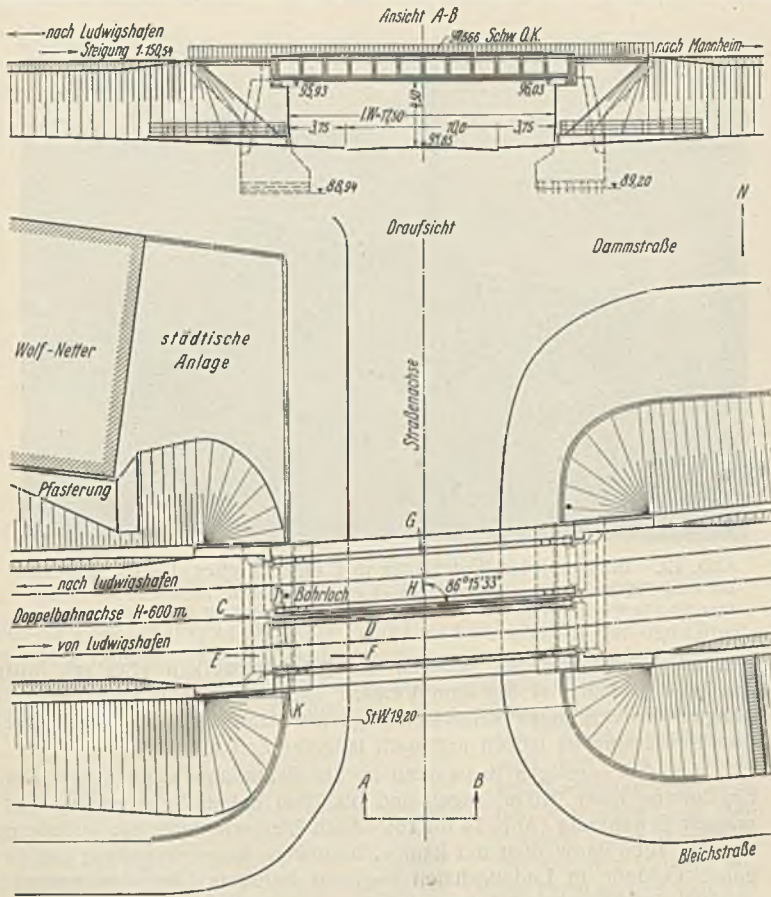


Abb. 7. Heinigstraßenüberfahrt über die Bahn vor dem Bau.



Abb. 8. Unterführung der Heinigstraße nach dem Bau.

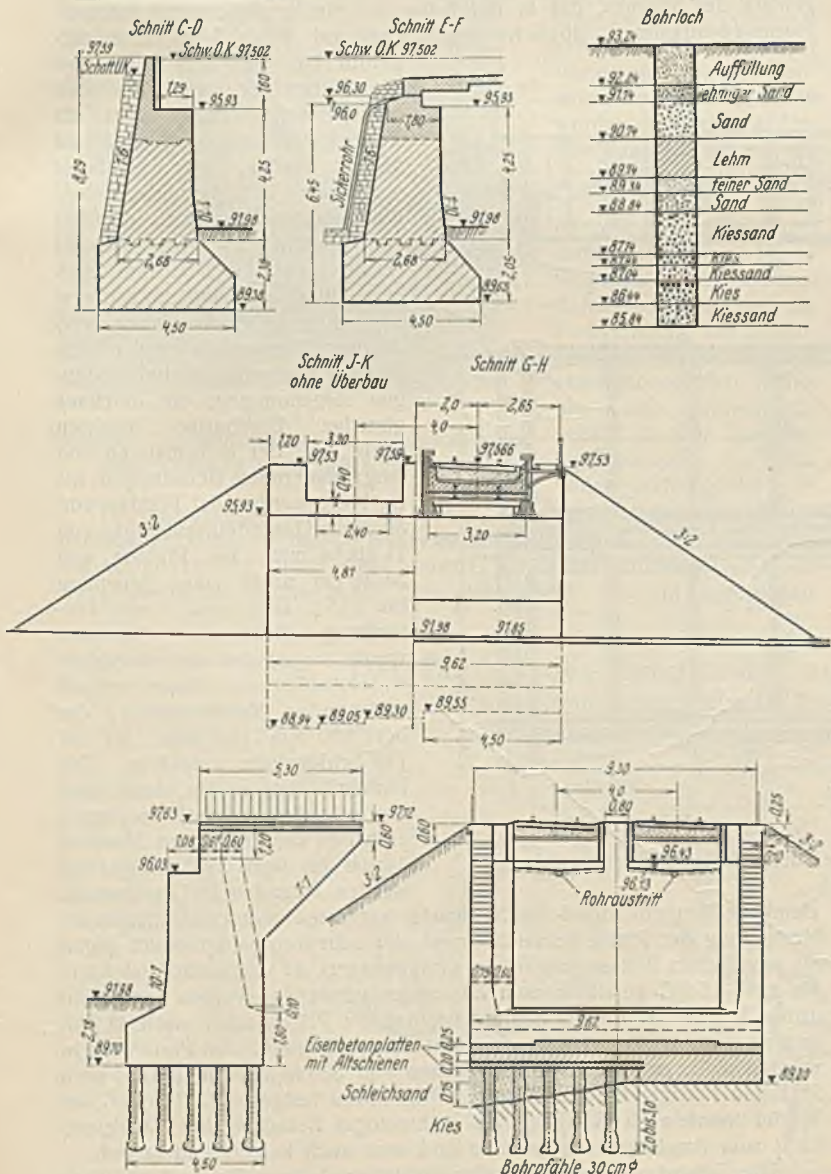


Abb. 6. Unterführung der Heinigstraße.



Abb. 9. Unterführung Schillerstraße vor dem Bau.

Bei sämtlichen Überbauten in der linksrheinischen Bahnrampe verdient die Ausbildung der Fahrbahndecke besondere Erwähnung, da hierfür eine Ausführungsart gewählt wurde, die bisher bei der Reichsbahn noch wenig Verwendung fand. Sämtliche Rampenbrücken müssen wegen des Verkehrs, der unten hindurchführt, eine nach unten geschlossene Fahrbahn mit durchgehendem Schotterbett erhalten; bestehen die Hauptträger wie hier aus genieteten Blechbalken, so werden zur Aufnahme des Schotterbettes in der Regel Buckelbleche eingebaut. Bei den vorliegenden Brücken sind die Buckelbleche jedoch durch eine stark bewehrte Eisenbetondecke ersetzt, deren Seitenwände trogartig hochgezogen und unmittelbar an die stählernen Hauptträger anbetoniert sind; die Fahrbahnplatte ist etwa 25 cm dick und liegt auf den Querträgern, die einen Abstand von 1,50 m bis 1,60 m haben, und auf Winkeln auf, die längs der Hauptträger angenietet sind (Abb. 11 u. 12); nur bei den Überbauten an der Heinigstraße ist wegen der geringen Konstruktionshöhe der Querträger noch je ein Längsträger unter jeder Schiene eingebaut, so daß in diesem Falle die Fahrbahnplatte nicht frei tragend zwischen den Trägern wirkt (Abb. 13). Die unteren Bewehrungsseisen der Eisenbetondecke sind durch die Querträger hindurchgezogen, die Obergurte der Querträger, bei der Heinigstraßenbrücke auch die der sekundären Fahrbahnlängsträger sind in die Platte mit einbetoniert. Die Fahrbahndecke ist



Abb. 10. Unterführung Schillerstraße nach dem Bau.

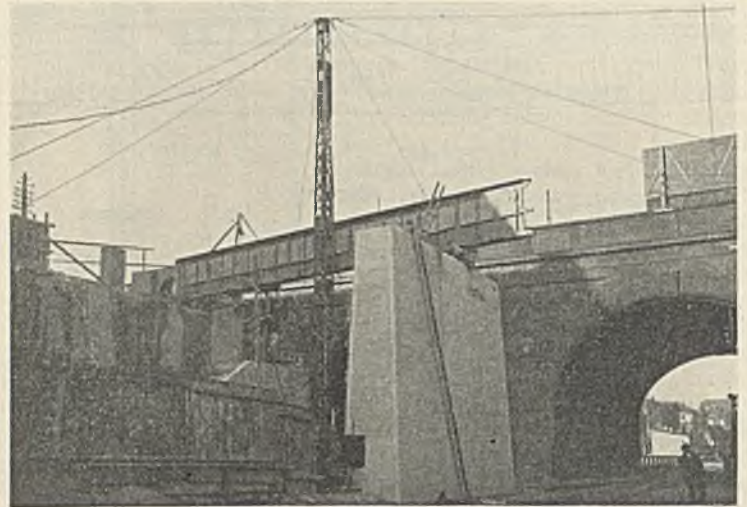


Abb. 12. Blick auf das Widerlager und einen Pfeiler der Uferbrücke.  
Der erste Träger der stählernen Fahrbahn wird eben aufgebracht. Die Winkel zur Auflagerung der Fahrbahnplatte, etwa in halber Höhe des Trägers, sind auf dem Bilde erkennbar.

so in die Hauptträger eingelegt, daß ihre Schwerlinie mit der der Hauptträger annähernd in gleicher Höhe liegt, damit die Zug- und Druckspannungen und die Längenänderungen am Unter- und Obergurt des Hauptträgers von dem Beton möglichst ferngehalten werden. Die Oberfläche der Fahrbahnplatte ist nach der „Anweisung der Reichsbahn für Abdichtung von Ingenieurbauwerken“ (A1B von 1931)<sup>1)</sup> mit zwei Lagen bitumengetränkter Jutebahnen abgedichtet. Zum Schutze der Dichtungsbahnen sind 1 1/4 mm dicke, beiderseits geteerte Schwarzbleche und hierüber als weitere Schutzschicht in Zementmörtel verlegte Preßbetonplatten aufgebracht; das Niederschlagwasser wird in Längsgefällen von 1:50 bis 1:60 über die Widerlager hinweg abgeleitet, nur bei der Fahrbahn der Flutbrücke, die über 40 m lang ist, ist eine Zwischenableitung an den Pfeilern vorgesehen. Damit nicht zwischen Trogwand und Hauptträger Niederschlagwasser eindringen kann, sind an den oberen inneren Gurt-

der Fahrbahndecke, bei den einzelnen Bauwerken etwa seit Mitte Juni des Vorjahres (1931) dem Verkehr übergeben, zeigt nach den bisherigen Beobachtungen keinerlei Mängel, ein abschließendes Urteil über ihre Bewährung ist jedoch erst nach längerer Zeit möglich.

Von den sonstigen Bauwerken an der Bahnrampe verdient noch die Herstellung einer 270 m langen und bis 10 m hohen Schwergewichtmauer Erwähnung (Abb. 14 bis 16). Auch hier erforderte die Gründung, wie bei allen Bauwerken der Rampe, besondere Aufmerksamkeit; fast das ganze Gelände in Ludwigshafen liegt auf früherem Überschwemmungsgebiete des Stromes, das in der Nähe der Straßenzüge, meist früheren Hochwasserdämmen, überschwemmungsfrei auf 4 bis 5 m Höhe aufgefüllt ist. An der Stelle, wo die Stützmauer errichtet werden sollte, mußte zudem erst ein Regenwasserkanal ausgebaut und verlegt werden. Für die Mauer wurde eine Gründung aus Betonrammpfählen gewählt, die bis zur tragfähigen Kiessandschicht reichen und durch dichte Aufeinanderfolge zugleich die obere, angeschüttete Bodenschicht verdichten. Vorsorglich wurden auch hier vor Baubeginn Probelastungen vorgenommen, die durchaus günstige Ergebnisse brachten (Abb. 15). Bei mehrmaligen und langandauernden Belastungen bis zu 115 t wurden bei Pfählen von 30/30 cm Gesamteinenkungen von 11 bis 14 mm, bei Pfählen von 34/34 cm unter einer Belastung bis 135 t sogar nur 6 mm Einenkung gemessen. Gerammt wurde wegen des starken Bodenwiderstandes mit einem schnell schlagenden Rammhammer, der bei 400 mm Hubhöhe bis zu 110 Schläge/min ausführte. Die Pfahlgründung mußte, damit man das aufgestellte Arbeitsprogramm einhalten konnte, in den Monaten Januar bis April 1931 ausgeführt werden. Da zudem im Grundwasser

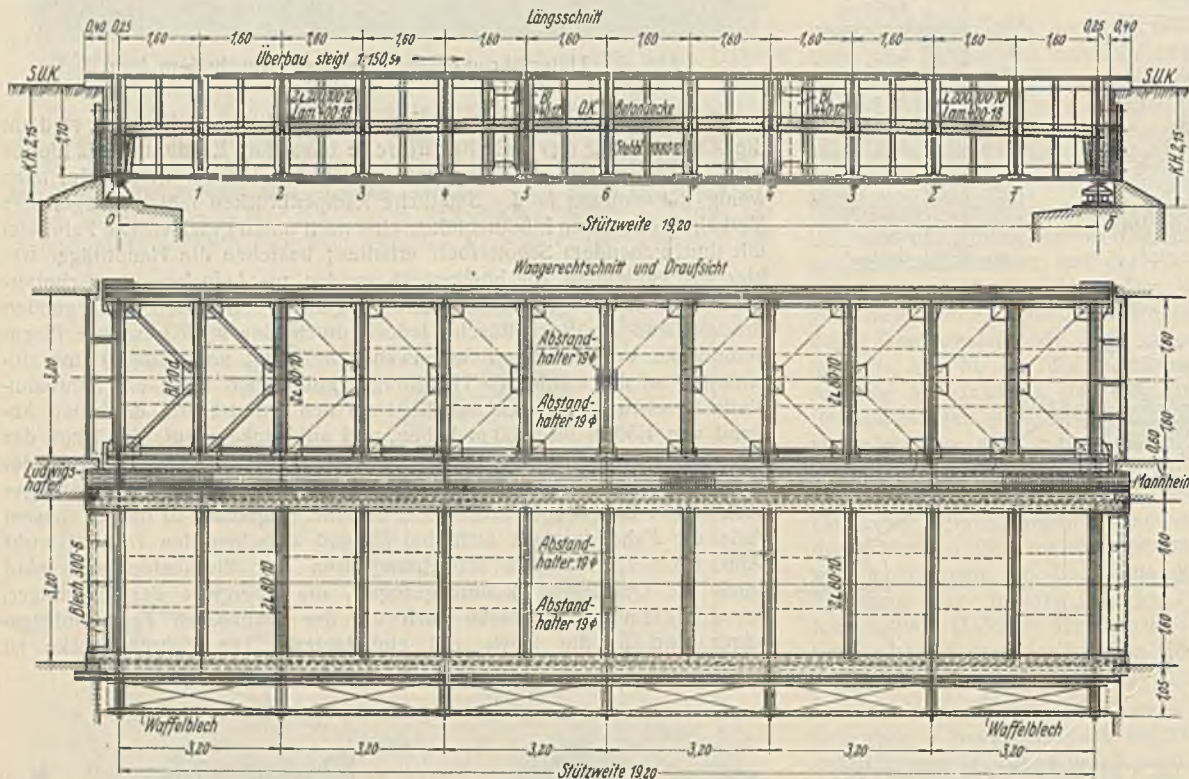
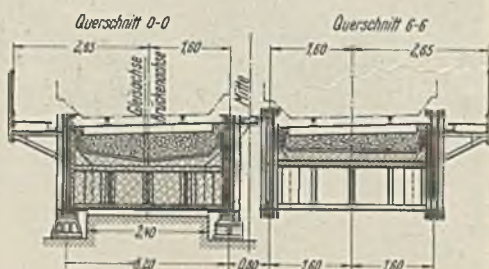


Abb. 11. Stählerne Überbauten mit Fahrbahnplatte aus Eisenbeton bei der Schillerstraßenunterführung.

winkeln unter den Deckflacheisen steife Bleche angeletet, die bis über die Trogwand hinabgehen und das Wasser in den Trog leiten. Weitere Einzelheiten sind aus den Abbildungen ersichtlich. Die Ausbil-



Zu Abb. 11.

<sup>1)</sup> Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

ziemliche Mengen Chlorid- und Sulfatsalze festgestellt wurden, nahm man zur Herstellung der Pfähle Schmelzzement, der sehr wenig empfindlich gegen die schädlichen Beimengungen des Grundwassers ist und selbst bei Kälte bis zu  $-15^{\circ}\text{C}$  gefahrlos zum Betonieren verwendet werden kann. Ein dritter Vorteil bei diesem Zement ist, daß die Pfähle schon nach 48 Std. so weit erhärtet sind, daß sie gerammt werden können. Bei Probewürfeln wurden z. B. nach 48 Std. Festigkeiten von  $335\text{ kg/cm}^2$  im Mittel, nach 28 Tagen Festigkeiten von  $585\text{ kg/cm}^2$  im Mittel festgestellt. Ein Teil der Würfel konnte nach 28 Tagen trotz mehrmaliger Belastung bis  $750\text{ kg/cm}^2$  nicht zum Bruch gebracht werden und wies auch keinerlei Risse auf.

Die Zufahrt zur neuen Straßenbrücke wurde von 7 m auf rd. 20 m verbreitert; diese Verbesserung gab die Möglichkeit, für den Verkehr

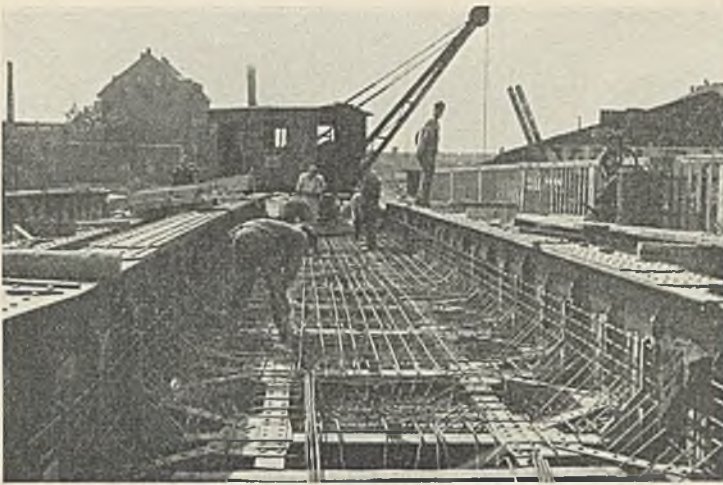


Abb. 13. Die Eiseneinlagen für die Fahrbahndecke der Bahnbrücke über die Heiligstraße.  
Die Querträger und die sekundären Fahrbahnträger sind gut sichtbar.



Abb. 15. Probebelastung eines Rammpfahles.  
Die beiden Stahlträger als Hebelarm, die Wasserdruckpresse, das Rammgerüst als Gegengewicht und die mit Pfählen beschwerten Zugpfähle, die zum Ansetzen des Hebels dienen, sind gut sichtbar (vgl. Abb. 4). Querschnitt des Rammpfahles 34/34 cm. Länge des Rammpfahles im Boden 6,20 m. Eindringung bei den letzten Schlägen 3,1 mm/Schlag. Höchstbelastung 127,5 t, Eindringung 6 mm, davon 2,2 mm bleibend.

von und zu der Brücke getrennte Fahrbahnen zu schaffen und den Grundriss der Einbahnstraßen für beide Richtungen, wie auch auf den beiden künftigen Straßenbrücken über den Strom, allgemein durchzuführen. Die unumgänglichen Verkehrsschnittpunkte bei Auflösung dieser Fahrstraßen sind hierbei möglichst weit von den Brückeneinmündungen weggelegt, um Störungen von den Brücken selbst fernzuhalten und den Verkehr auf den Brücken und den Zufahrtrampen möglichst glatt abzuwickeln. Durch Verlegung von Straßenbahnen und Halteplätzen wurden noch weitere Verbesserungen in dieser Richtung erzielt. Die Hauptzufahrt zur Brücke bildet jetzt die unmittelbare Fortsetzung eines schon früher ausgeführten Straßendurchbruches, so daß die Fertigstellung der Strombrücken mit den damit zusammenhängenden Arbeiten einen wichtigen Abschnitt in der Entwicklungsgeschichte der Stadt Ludwigshafen bildet.



Abb. 14.  
Baugrube der Stützmauer und Rammhammer beim Rammen eines Schrägpfahles.

Die zweigleisige Bahnstrecke von Ludwigshafen nach Mannheim ist ziemlich stark mit Schnell-, Personen- und Güterzügen belegt und führt, wie schon erwähnt, durch dicht bebautes Stadtgebiet hindurch. Während des Baubetriebes mußte außer dem Bahnbetrieb, der auf längere Zeit

eingleisig durchgeführt wurde, auch der lebhafteste Straßen- und Straßenbahnverkehr überall ungehindert aufrechterhalten werden, nur die Heiligstraße konnte auf ein halbes Jahr gesperrt werden. Diese Forderungen brachten natürlich für den Bau der Rampe manche Schwierigkeiten und Hindernisse und bedingten fortwährende Bauprovisorien für die Abwicklung des Bahn- und Straßenverkehrs mit zahlreichen Verzierungen und Verlegungen, Abstützungen und Gleisunterfangungen. Die Arbeiten für

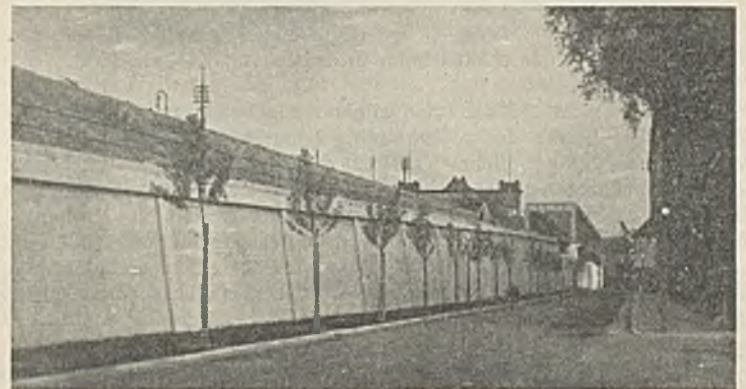


Abb. 16. Stützmauer nach der Fertigstellung.

die Bahnrampe begannen im Frühjahr 1930 und wurden ohne Unterbrechung oder Unfälle planmäßig mit der Fertigstellung der Bahnbrücke im Juni 1932 beendet; die Arbeiten für die Zufahrt zur neuen Straßenbrücke dauerten vom August bis November 1932. Bei der Vergabe der Bauarbeiten wurde großer Wert darauf gelegt, durch weitgehende Unterteilung der Arbeiten möglichst viele Unternehmer zu beschäftigen, wobei das ortsansässige Gewerbe besonders bevorzugt wurde.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Einfluß des Baugrundes auf die Erdbebenscherütterungen.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Rudolf Briske, Berlin-Südende.



Abb. 1. Die hauptsächlichsten Erdbebengebiete (nach Freeman).

Die weltweit meisten Erdbebenscheräden sind auf ungeeignete Bauweisen infolge zu geringer Seitensteifigkeit der Bauten zurückzuführen. Maßgebend für die statische Berechnung und Konstruktion von Bauwerken in Erdbebengebieten ist die „Erschütterungsziffer“, die das Verhältnis der waagerechten Erdbebenbeschleunigung zur Schwerkraft angibt. Die Erschütterungsziffer hängt nicht nur von der Entfernung des betroffenen Gebäudes vom Erdbebenherd, sondern in hohem Maße von der Beschaffenheit des Untergrundes ab. Die Schäden betragen bei schlechtem Baugrund oft das Vielfache der Schäden, die für gleiche Bauweisen bei gutem Baugrund eintreten. Auch der Einfluß des Baugrundes auf die Eigenperiode der Bauwerke kann wesentlich sein. Die in Erdbebengebieten bestehenden behördlichen Bestimmungen tragen dem Einfluß des Baugrundes meist nicht genügend Rechnung.

### 1. Die Zerstörungsercheinungen.

Seit dem Erdbeben vom 1. September 1923 in Mitteljapan, dem im Ausmaß der Erdbebenscheräden größten in historischer Zeit bekannt gewordenen Erdbeben, haben schwere, wenn auch nicht gleicher-

maßen verheerende Erdbeben fast alle als Erdbebengebiete bekannten Länder heimgesucht (vgl. Abb. 1); sowohl im Bereich der „zirkumpazifischen Faltungszone“ rings um den Stillen Ozean (Kalifornien, Japan, Chile), wie im Mittelmeergebiet (Italien, Balkan, Krim, Palästina, Persien), ferner in Venezuela, auf Kuba, auf Neuseeland<sup>1)</sup>. Meist wurden von den Erdbeben nur kleinere Ortschaften betroffen; die Berichte, daß hunderte und tausende von Häusern zerstört wurden, finden oft ihre Erklärung in einer gegen jegliche Erschütterungen widerstandslosen Bauweise (Abb. 2, vom Erdbeben von Korinth 1928). Bei nicht allzu heftigen Erdbeben haben sich gut gefügte Steinbauten, bei schweren Erdbeben Eisenbetonbauten und Stahlskelettbauten gut bewährt, die letzteren in der Voraussetzung, daß ihre Bauweise durch reichlich bemessene Seitensteifigkeit der Eigenart der hauptsächlich waagrecht wirkenden Erdbebensicherungen Rechnung trägt.



Abb. 2. Gebäudeschäden beim Erdbeben von Korinth, 1928.

Freilich ist nicht die Bauweise allein maßgebend für die Erdbebenfestigkeit. Die Stärke der Erschütterung hängt in hohem Maße, außer der Entfernung der betroffenen Ortschaft von den einzelnen, ihrer Lage nach meist bekannten Erdbebenherden, von der Beschaffenheit des Baugrundes ab: Je weicher der Boden, desto größer werden die Erschütterungen. Ein „erdbebensicheres“ Bauen ist im übrigen nur soweit möglich, als nicht die Gefahr besteht, daß der Baugrund in seinem Gefüge durch ein Erdbeben wesentlich verändert wird. Glücklicherweise sind solche Fälle selbst bei weichen Bodenmassen selten.



Abb. 3. Bodenrisse am Kanalufer, Yokohama 1923.

<sup>1)</sup> J. R. Freeman, *Earthquake Damage and Earthquake Insurance*, New York und London 1932. (Buchbesprechung in *Bautechn.* 1932, Heft 14). — Briske, *Die Erdbebensicherheit von Bauwerken*. Berlin 1927. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn; zum Teil veröffentlicht in *Bautechn.* 1927, Heft 30, 32 u. 39. — Sieberg, *Geologie der Erdbeben*, in *Gutenberg's Handbuch der Geophysik*, Band IV, Lieferung 2, und *Geographie der Erdbeben*, desgl. Lieferung 3. — Ders., *Untersuchungen über Erdbeben und Bruchschollenbau im östlichen Mittelmeer*. Jena 1932. — *Bulletin of the Seismological Society of America*. 1928 (Palästina) und 1930 (Venezuela). Bericht der Direktion für Hilfeleistung der durch Erdbeben zerstörten Gebiete in Bulgarien 1928 (in bulgarischer Sprache, mit zahlreichen Bildern von Schäden an Bauten in Mauerwerk). — Dr.-Ing. Neumann, Bericht über die Wirkung der Erdbeben auf Bauwerke (mit Beispielen aus Palästina). *Bauing.* 1931, Heft 39. — Hofweber, *Wirkungen des Erdbebens in Nicaragua auf Ingenieurbauwerke*. *Bauing.* 1931, Heft 48. — Fabricio, *I terremoti e i diversi sistemi di costruzioni antisismiche*, Benevent 1933.



Abb. 4. Abrutsch eines Steilhanges (Hakone-Bergland, Japan 1923).

In Tokio und Yokohama waren 1923 bei den meisten eingestürzten Bauten die Fundamente unversehrt. Möglich ist es freilich, daß das Erdbeben weichen Boden erheblich umlagert, besonders, wenn die Möglichkeit des Ausweichens des Bodens an Böschungen von Flüssen und Kanälen gegeben ist (Abb. 3). Es kann dann vorkommen, daß benachbarte kleinere Bauten entweder auseinanderbersten, oder, wenn sie in sich fest gefügt, aber nicht tief gegründet sind, sich schief stellen. Auch eine Zerstörung der Bauwerke durch verschiedenartige Sackung ungleichmäßiger Bodenschichten ist möglich. Ausgeschlossen ist ein erdbebensicheres Bauen auf Abhängen aus lockeren Bodenmassen, deren labiles Gleichgewicht durch Erdbebensicherungen gestört wird, so daß sie mit allen Aufbauten in Bewegung geraten (Abb. 4). Schließlich können bei schweren Erdbeben auch Verwerfungen großen Ausmaßes entstehen. Abb. 5 zeigt ein eigenartiges Beispiel<sup>2)</sup>. Bei dem großen kalifornischen Erdbeben des Jahres 1906, das San Francisco schwer heimsuchte, wurden im San-Andreas-Tal die beiden Ränder einer vorhandenen, mehrere 100 km langen Verwerfung um mehrere Meter gegeneinander verschoben. Das Bild zeigt den zum System der Wasserversorgung von San Francisco gehörenden San-Andreas-Damm. Beiderseits der Verwerfungsspalte waren die beiden Teile des Damms 2,5 m gegeneinander verschoben; der Damm hielt trotzdem stand, der Schaden blieb auf den Zusammenbruch eines Einlaßbauwerkes und einiger die Verwerfungsspalte kreuzender Rohre beschränkt. Erhebliche Erdspalten traten auch neuerdings beim Erdbeben in Bulgarien 1928 auf, wo eine neue Verwerfungsspalte als 90 km langer Graben aufriß.

Abgesehen von den hier geschilderten seltenen Ausnahmefällen, die ein erdbebensicheres Bauen überhaupt ausschließen, ist es notwendig, der Erschütterungsgefahr durch geeignete Bauweisen Rechnung zu tragen.



Abb. 5. San-Andreas-Damm; Geländeverschiebung von 2,5 m infolge Verwerfung beim kalifornischen Erdbeben 1906. (Nach Eng. News-Rec. vom 25. August 1932.)

<sup>2)</sup> Three dams on San Andreas Fault have resisted earthquakes. *Eng. News-Rec.* 1932 vom 25. August.

Die in Gemeinschaftsarbeit zwischen Seismologen und Ingenieur für die statische Berechnung festzusetzenden Grundlagen müssen besonders der Eigenart des Baugrundes Rechnung tragen. Diese Grundlagen sollen im folgenden erörtert werden, besonders auf Grund der wertvollen Angaben in dem umfassenden Werke „Earthquake Damage and Earthquake Insurance“ des kürzlich verstorbenen amerikanischen Baufachmannes Dr.-Ing. (hr. J. R. Freeman.

2. Die Erschütterungsziffer.

Die Untersuchung von Bauwerken auf Erdbebefestigkeit darf sich im allgemeinen auf die reine Stoßwirkung beschränken. Von dieser Auffassung gehen auch alle bestehenden behördlichen Bestimmungen aus, soweit sie der Erdbebefestigkeit Rechnung tragen. Der Einfluß der Eigenschwingungen darf, wie weiterhin begründet wird, im allgemeinen vernachlässigt werden, mit Ausnahme turmartiger Gebäude.

Die Stoßwirkung wird statisch durch Einführung von Zusatzkräften in der Stoßrichtung berücksichtigt, wobei sich die Zusatzkräfte zu den senkrechten Lasten wie die Beschleunigung des Erdbebenstoßes zur Schwerebeschleunigung verhalten. Diese einfache Annahme genügt den Bedürfnissen der Praxis, ebenso wie z. B. bezüglich des Winddrucks die übliche, wenn auch physikalisch unzutreffende Annahme des gleichmäßigen Flächendrucks bislang als Notbehelf für die Praxis genügen mußte, da das Problem des Winddrucks noch nicht genügend geklärt war, um andere schwierigere Berechnungswesen zu rechtfertigen.

Es empfiehlt sich, den Begriff der „Erschütterungsziffer“ (seismischer Koeffizient) in die Berechnung einzuführen, als Verhältnis der waagerechten Erdbebenbeschleunigung zur Schwerebeschleunigung. Vielfach üblich ist die Annahme einer Erschütterungsziffer von 10%, die einem schon recht schweren Erdbeben entspricht. Die erheblich kleinere, sich weniger gefährlich auswirkende senkrechte Stoßwirkung, die eine geringe Vergrößerung oder Verkleinerung der Schwerebeschleunigung zur Folge hat, darf im allgemeinen vernachlässigt werden.

Die waagerechte Erdbebenbeschleunigung und damit die Erschütterungsziffer kann theoretisch aus Seismogrammen hergeleitet werden. Praktisch ist dies nur ausnahmsweise geglückt. Beim Erdbeben in Tokio 1923 wurden aus einem im Seismographischen Institut der Universität Tokio aufgenommenen Seismogramm zur Zeit der schwersten Erdstöße die größte Amplitude der Bodenschwingung mit  $A = 4,43$  cm gemessen, bei einer Periode von  $T = 1,334$  sek. Unter der freilich nur angenähert zutreffenden Voraussetzung sinusförmiger Schwingungen erhält man als Erschütterungsziffer:

$$z = \frac{4 \pi^2 \cdot A}{T^2 \cdot g} = \frac{4 \pi^2 \cdot 4,43}{1,334^2 \cdot 981} = \text{rd. } 10\%$$

in zufälliger Übereinstimmung mit dem oben angegebenen, auch für Berechnung von Bauten auf Erdbebefestigkeit in Tokio — soweit eine solche vor dem großen Erdbeben überhaupt durchgeführt wurde — üblich gewesenen Werte.

Im allgemeinen sind solche unmittelbaren Auswertungen der Seismogramme bei Erdbeben nicht geglückt, da die meisten Seismographen zu empfindlich gebaut sind, um bei schweren Erdbeben noch zuverlässig zu arbeiten. Bestenfalls kann ein Seismogramm Aufschluß über die Erschütterungsziffer an dem betreffenden Punkte, nicht aber über ein

größeres Gebiet geben. Das Erdbeben von Tokio zeigte jedoch, wie die meisten größeren Erdbeben, erhebliche Unterschiede der Erdbebenstärken auch innerhalb eng umgrenzter Gebiete, bei denen der Unterschied in der Entfernung vom Erdbebenherd keine Rolle spielt, und zwar nimmt die Erdbebenstärke, wie im folgenden ausführlich zu erörtern, mit schlechtem Baugrund zu. Zur Beurteilung der Erschütterungsziffer ist man also, in Ergänzung der nur gelegentlich aufgenommenen Seismogramme, auf die Wahrnehmung der beim Erdbeben auftretenden Erscheinungen, bei schweren Erdbeben auf das Studium der Zerstörungen angewiesen. Zum Zwecke vergleichender Feststellungen hat unter den nach Analogie der Windskalen vorgeschlagenen Erdbebenskalen die zwölfteilige Skala von Mercalli wohl die größte Verbreitung gefunden. In der von Sieberg für den praktischen Gebrauch empfohlenen Form (Mercalli-Cancani-Sieberg-Skala) sind die Merkmale der Erdbeben verschiedener Stärke unter Angabe der mutmaßlichen Erschütterungsziffer an der Einwirkung auf menschliches Empfinden, der Bewegung häuslicher Einrichtungsgegenstände, bei schweren Erdbeben den Zerstörungserscheinungen der Bauwerke ausführlich dargelegt.

Die untenstehende Tafel enthält die Erschütterungsziffer und einige kurze Angaben über das Verhalten von Bauwerken für die Erdbebengrade VII bis XI der Mercalli-Sieberg-Skala. Beim VI. Grad, Erschütterungsziffer unter 1%, treten bei gut gebauten Häusern nur leichte Schäden, namentlich Risse am Putz, nur bei schlecht gebauten Häusern schwerere, immerhin harmlose Schäden auf. Beim XII. Grad, große Katastrophe, Erschütterungsziffer über 50%, hält kein Bauwerk von Menschenhand mehr Stand. Es können sich selbst im gewachsenen Felsboden schwere Verwerfungs-klüfte ausbilden. Bei größeren Städten ist, soweit bekannt, der XI. Grad in historischer Zeit nicht überschritten worden. Aufgenommen sind in die Tafel die Schäden an Ziegelbauten üblicher europäischer Bauart (zusammengestellt nach Sieberg), ferner die Schäden an Stahl- und Eisenbetonbauten auf Grund von Beobachtungen in Tokio und Yokohama. und zwar: Skelettbauten üblicher Bauart, deren Tragwerk nur aus Pfosten und Balken besteht und lediglich Füllmauerwerk zur Aufnahme waagerechter Kräfte aufweist; Eisenbetonskelettbauten, bei denen die Pfosten nur als Druckglieder, also ohne Rahmenwirkung ausgebildet sind; sowie Eisenbetonbauten mit Rahmenwirkung, bei denen, wie in Tokio schon vor dem großen Erdbeben mit bestem Erfolge, leider nur in Ausnahmefällen, geschehen, eine gewisse Erschütterungsziffer, meist 10%, bei der statischen Berechnung und Konstruktion berücksichtigt war. Vorausgesetzt ist dabei, daß der Baugrund selbst durch das Erdbeben nicht merklich im Gefüge verändert wurde, wie dies in Tokio und Yokohama im allgemeinen der Fall war; bei lockerem, durchfeuchtetem Boden können freilich schon bei Stärke X gefährliche Bodenrisse auftreten, die auch die Gebäude in Mitleidenschaft ziehen.

Selbstverständlich können und sollen derartige Zusammenstellungen nur einen ganz allgemeinen Anhalt für das Verhalten einzelner Gattungen von Gebäuden bei Erdbeben bilden; bei einer bestimmten Erschütterungsziffer werden sich Bauwerke gleicher Gattungen sehr verschieden verhalten, je nach Zweckmäßigkeit der Konstruktion, Güte der Baustoffe und Sorgfalt der Bauausführung. Für Bauten in Stahl und Eisenbeton, die nach statisch klarem System ausgebildet sind, besteht die Möglichkeit, durch statische Nachprüfung aus den Zerstörungen angenähert die Größe

Zusammenstellung von Schäden massiver Bauwerke bei verschiedenen Erdbebenstärken (Mercalli-Sieberg-Skala).

Grad: Bezeichnung:	VII sehr stark	VIII zerstörernd	IX verwüstend	X vernichtend	XI Katastrophe
Waagerechte Erdbebenbeschleunigung (mm/sek <sup>2</sup> ):	100—250	250—500	500—1000	1000—2500	2500—5000
Erschütterungsziffer:	1—2½%	2½—5%	5—10%	10—25%	25—50%
Ziegelbauten üblicher europäischer Bauart:	mäßige, zahlreiche Schäden	schwere Schäden bei ¼ aller Gebäude; vereinzelt Einstürze	schwere Schäden bei ½ aller Gebäude; Einstürze bei ¼ aller Gebäude	schwere Schäden bei ¾ aller Gebäude; Einstürze bei ½ aller Gebäude	schwere Schäden bei sämtlichen Gebäuden; Einsturz bei fast sämtlichen Gebäuden
Übliche Stahlskelettbauten ohne Eckversteifung:	—	einzelne Risse im Mauerwerk	schwere Risse im Mauerwerk; Herausbrechen einzelner Steine	Herausplatzen d. Mauerwerkausfachung; schwere Verbiegung der eisernen Stützen	Vermutlich Einsturz
Eisenbetonskelettbauten ohne Rahmenwirkung:	—	leichte Schäden, hauptsächlich an d. Stützköpfen	schwere Schäden, besonders Anbruch der Stützköpfe	Zermalmung d. Stützköpfe	Einsturz
Eisenbetonbauten mit Rahmenwirkung und Stahlskelettbauten mit Wänden und Decken in Eisenbeton (10% Erschütterungsziffer in Rechnung gestellt):	—	—	—	leichte Schäden	Vermutlich größere Schäden

Die Erdbebengefährlichkeit verschiedener Bodenarten.  
Locker- und Schwemmlandböden. Verwitterungsprodukte fester Gesteine.

Gefahrenklasse	Boden	Zusatzenergien		Erläuterungen	Gruppe	Gesteine	Verwitterungsböden	Gefahrenklasse	Zusatzenergien in Mercalli-Graden
		Untergrundkoeffizienten	Mercalli-Grade						
1	Alluvionen, Geschiebe, Sande, Grus, Torf	3—6	1—2	Gefährlichkeit zunehmend mit der Durchwässerung	1	Quarzite, Kiesel-schiefer, massige Kalksteine, Marmore, Dolomite	Außerst wenig Verwitterungsböden. Die Kieselgesteine verwittern sehr schwer; reiner Kalk hinterläßt keinen Rückstand, unreiner bloß die Beimengungen und Dolomite den Grus aus Bitterspatkristallen	Ungefährlich	0
2	Tonböden, Mergel, Löß, Lehme, Geschiebelehne	2—10	1—3	In trockenem, kompaktem Zustande wenig gefährlich. In trockenem, aber rissigem oder bröckligem Zustande gefährlich. Bei Durchwässerung sehr gefährlich, steigend mit Zunahme der Plastizität oder gar Breiigkeit. Tone und Mergel können auch als oberflächennahe Einlagerungen zwischen dünnen Gesteinsplatten gefährlich werden	2	Sandsteine, Brekzien, Konglomerate	Looser Sand mit mehr oder minder zahlreichen Gesteinsbrocken	1	1—2
3	Schuttböden, natürliche und Bau-schutt	5—12	2—3	Sehr gefährlich, und zwar um so mehr, je größer die eckigen Blöcke und damit die Zwischenräume sind, die entsprechendes Zusammensacken ermöglichen	3	Granite, Quarzporphyre, Trachyte, Diabase, Gneise	Grus aus Mineralkörnern, beim Quarzporphyr mehr grobsandig, beim Diabas mehr lehmig; letzterer verwittert überaus leicht. Bei den weit verbreiteten Graniten reicht die Verwitterung oft sehr tief, von den Klüften mit Zermürbung ausgehend; wird der Grus fortgeschwemmt, dann bleibt ein Blockmeer übrig	1	1—2}
4	Marsch- und Moorböden, verlandete Seen	8—16	3—4	Stets äußerst gefährlich wegen der Nachgiebigkeit	4	Basalte, Phonolithe, Grauwacken, Tonschiefer, Tuffe	Lehm- und Tonböden, bei Tonschiefern und Tuffen besonders tiefgründig	2	1—3

der Erschütterungsziffer zu schätzen. Für Tokio wurde nach dem Erdbeben von 1923, auf Grund des Studiums der Zerstörungerscheinungen, eine seismologische Karte des Stadtgebietes herausgegeben, die in den einzelnen Stadtteilen Erschütterungsziffern von 10 bis 25% zeigt<sup>3)</sup>. Die Unterschiede sind bei der großen Entfernung des Erdbebenherdes, etwa 90 km von Tokio, lediglich durch den Untergrund bedingt; die Erschütterungsziffer betrug in den geologisch älteren, aus festem, diluvialen Lehm bestehenden Bodenschichten der höher gelegenen Stadtteile nur 10% und stieg bei jüngerem, alluvialen Schwemmland in der Nähe der Bucht von Tokio und der die niedrigeren Stadtteile durchziehenden Flußläufe bis auf 25%. Nachprüfungen der Seismogramme, die bei Nachbeben an verschiedenen Stellen der Stadt aufgenommen wurden, bestätigen dieses Ergebnis. Auch in dem vom Erdbeben schwerer getroffenen Yokohama wurden erhebliche Unterschiede in Abhängigkeit der Bodenschichten festgestellt: die Erschütterungsziffer betrug schätzungsweise 1/5 bis 1/4 in diluvialen festen Lehmschichten, bis zu 40% im Schwemmland an der Küste.

3. Der Einfluß des Untergrundes auf die Erschütterungsziffer.

Ein anschauliches Bild der Abhängigkeit der Erdbebenstärke vom Untergrund zeigt Abb. 6 vom Erdbeben von Messina 1908, das die Abhängigkeit der Bebenwirkung von der Verbandfestigkeit des Gesteins

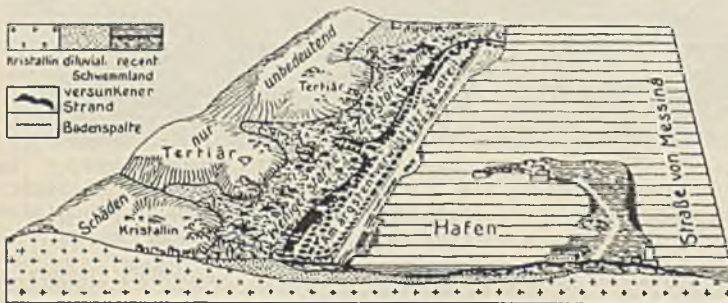


Abb. 6. Einfluß der Gesteinsart auf die Zerstörungen in Messina 1908 (nach Sieberg).

zeigt: Allgemein gilt die Regel, daß die Bebenwirkungen um so geringer sind, je verbandfester, d. h. geologisch älter das Gestein ist. Am heftigsten gestalten sich die Erdbebenwirkungen, wo lockere dünne Bodenschichten auf festem Gestein aufruhren, da die an sich auch bei schweren Erdbeben nicht allzu heftigen primären Erschütterungen des Felsgesteins in den Sedimentwannen vervielfältigt werden. Man darf sich die stärkere Be-

wegung der auf Felsgestein auflagernden Sedimentschichten etwa wie diejenige einer in einer Schüssel befindlichen Gelatinemasse vorstellen, die bei Rütteln der Schüssel erheblich stärkere Rüttelbewegungen, namentlich am Rande, erfährt als die Schüssel selbst. Erst bei sehr mächtigen lockeren Massen tritt eine Dämpfung der Bewegung nach oben hin ein.

Abb. 7 zeigt den Einfluß der Bodenbeschaffenheit auf die Erdbebenstärke. Die Zeichnung stellt die „scheinbare Erdbebenstärke“ dar, nämlich die unmittelbar unter der Erdoberfläche wirksame Erdbebenstärke



Abb. 7. Einfluß der Bodenbeschaffenheit auf die Erdbebenstärke (nach Sieberg).

in Vergleich zur wahren Erdbebenstärke, wie sie in einheitlichem, ungestörtem, vollkristallinem Grundgebirgsgestein in der betreffenden Entfernung vom Erdbebenherd auftreten würde. Das Verhältnis in der Erschütterungsziffer der scheinbaren und wahren Erdbebenstärke, mit anderen Worten der Erdbebenbeschleunigungen an der Erdoberfläche und im festen Felsuntergrund, wird als Untergrundkoeffizient bezeichnet, der für die verschiedenen Bodenarten in weiten Grenzen schwanken kann. Untersuchungen des Erdbebens von 1906 in San Francisco ergaben für verschiedene Arten alluvialer Auflagerungen einen Untergrundkoeffizienten von 2 bis 16; Untersuchungen von Sieberg über die Auswirkungen des zerstörenden Erdbebens im Gebiete der Schwäbischen Alb vom 16. November 1911 ergaben Verschiedenheiten im Untergrundkoeffizienten von 1 1/2 für starke Molasseschichten bis 8 am Seeufer und bei ehemaligem, vertorftem Seeboden. Auch beim Erdbeben von Rastatt in Baden am 8. Februar 1933, das etwa der Stärke VII der Mercalli-Sieberg-Skala entsprach, waren die an sich nicht bedeutenden Schäden auf die einzelnen Stadtteile von Rastatt sehr ungleich verteilt, offenbar entsprechend der Verschiedenheit des Untergrundes. Unregelmäßigkeiten im Aufbau der geologischen Schichten, besonders Verwerfungen, können dabei Größe und Richtung der Erdbebenerschütterungen wesentlich ändern. Es scheint, daß bei weichem Boden sowohl stärkere Amplitude wie kürzere Perioden die Erhöhung der Erschütterungsziffer bewirken. Die obenstehende, von

<sup>3)</sup> Vgl. Bautechn. 1927, Heft 30, a. a. O. (Abb. 5).



Sieberg aufgestellte Tafel zeigt die Erdbebengefährlichkeit von Bodenarten<sup>4)</sup>.

Die Tafel kennzeichnet die große Bedeutung des Untergrund-

<sup>4)</sup> Nach Sieberg, Untersuchungen über Erdbeben und Bruchschollenbau im östlichen Mittelmeer. — Vgl. auch Hertwig, Die dynamische Bodenuntersuchung. Bauling. 1931, Heft 25/26. — Heinrich, Über die Ausbreitung von Bodenschwingungen in Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Untergrundes. Bautechn. 1930, Heft 51.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Kurve des Stauschildes beim versenkbaren Walzenwehr.<sup>1)</sup>

Von H. Rogatzki, Danzig.

Soll ein versenkbares Walzenwehr einwandfrei arbeiten, so muß im Querschnitt des Wehres der Stauschild nach einer bestimmten Kurve gekrümmt sein. Die analytische Gleichung dieser Kurve läßt sich leicht bestimmen. Es kommt darauf an, daß der Abstand zwischen Stauschild und Dichtungsfäche, der durch die Konstruktion der Dichtung gegeben ist, beim Absenken der Walze dauernd der gleiche bleibt, da sich sonst Fremdkörper in dem Spalt verklemmen könnten. Als bekannt vorausgesetzt werden die Sohlentiefe im Oberwasser, die Durchmesser von Walze und von Teilkreis des Zahnkranzes und die Führung der Zahnschiene, auf der der Zahnkranz abrollt. In dem Teile, der für die Absenkung in Frage kommt, sei die Zahnschiene kreisförmig mit dem Halbmesser  $R$  um einen Mittelpunkt  $M_1$  gekrümmt (Abb. 1). Die Rechnung geht von der Grundstellung der Walze aus, d. i. gewöhnlich die höchste Stellung, bei der die Walze noch dicht schließt. Diese Grundstellung wurde gegen die Waagerechte durch  $M_1$  durch den Winkel  $\alpha$  festgelegt. Die Kurve des Stauschildes ist dann geometrisch zwangsläufig bestimmt, wenn ein Punkt des Stauschildes angenommen ist, da dieser Punkt dann ja auch die Lage der Dichtungsfäche bedingt. Man nimmt zweckmäßig einen Punkt am unteren Ende des Stauschildes an, z. B.  $P_1$ , da die Lage dieses Punktes technisch, vor allem für den Fließvorgang beim Öffnen des Wehres, wichtiger ist als z. B. der Punkt, in dem der Stauschild an die Walze angesetzt ist. Denkt man sich nun  $P_1$  nicht als Punkt des Stauschildes, sondern als einen Punkt, der mit der Zahnschiene starr verbunden ist,

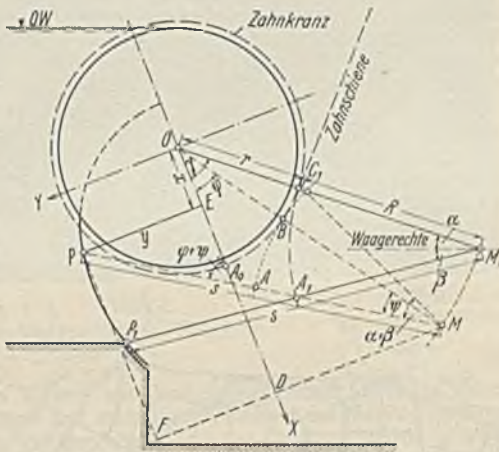


Abb. 1.

und zwar durch die Maße  $s$  und  $\angle \beta$  gegen sie festgelegt ist, dann muß beim Absenken der Walze der Stauschild dauernd durch  $P_1$  gehen, oder — da man die Bewegungen relativ betrachten kann — denkt man sich die Walze festgehalten und läßt die Zahnschiene mit dem mit ihr starr verbundenen Punkte  $P_1$  auf dem Zahnkranz abrollen, dann beschreibt  $P_1$  die Kurve des Stauschildes. Es gelangt z. B. bei dieser relativen Drehung der Mittelpunkt  $M_1$  nach  $M$ , der Kreisbogen der Zahnschiene gelangt in die kurzgestrichelte Lage, der „Arm“  $s$  dreht sich mit der Zahnschiene mit, und sein Endpunkt rückt von  $P_1$  nach  $P$ . Dreht man die Zahnschiene mit Arm  $s$  weiter, dann trifft der Arm bei einer bestimmten Stellung den Mittelpunkt  $O$  der Walze; diese Lage von  $s$  wird als  $X$ -Achse eines rechtwinkligen Koordinatensystems angenommen. Die  $Y$ -Achse geht senkrecht dazu durch den Mittelpunkt  $O$  der Walze. Die Lage der  $X$ -Achse wird

<sup>1)</sup> Der Aufsatz ist eine Übungsarbeit des Verfassers für den Lehrstuhl für Flußbau von Prof. Dr.-Ing. Winkel an der Technischen Hochschule Danzig.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Entwässerung der Pontinischen Sümpfe.

Von Ing. Dr. W. Wieser, Wien.

Die in Ausführung begriffene Melioration der Pontinischen Sümpfe in Italien<sup>1)</sup> gehört zu den größten und schwierigsten Arbeiten dieser Art. Es handelt sich hierbei um eines der berüchtigtsten Malariegebiete, das nunmehr nach etwa 2000 Jahren wieder der Landwirtschaft und der Siedlung erschlossen wird.

Die Entwässerungsarbeiten beschränken sich nicht auf das Gebiet der

<sup>1)</sup> Über die Meliorationen in anderen Gebieten Italiens s. Bautechn. 1928, Heft 38, S. 535.

koeffizienten für die Erdbebenfestigkeit eines geplanten Bauwerks. Zahlreiche Belege hierfür bringt das erwähnte Werk von Freeman: Übereinstimmend wurde bei den Erdbeben von San Francisco 1906, Santa Barbara (Cal.) 1925, St. Lawrence (Neuengland) 1925, Neuseeland 1931 festgestellt, in wieviel stärkerem Maße alluviale Fluß- und Meeresablagerungen erschüttert waren als feste Bodenschichten. Besonders stark zeigten sich die Erschütterungen in künstlich durch Aufschüttung gewonnenem Gelände. (Schluß folgt.)

in der Zeichnung durch  $\angle \gamma$  festgelegt. Die abgerollten Bogen sind gleich, also

$$\begin{aligned} \widehat{C_1 A_0} &= \widehat{C_1 A_1}, \\ \gamma \cdot r &= (\alpha + \beta) R. \end{aligned}$$

Die Werte von  $\alpha$  und  $\beta$  lassen sich aus der Zeichnung bestimmen, daraus ergibt sich

$$(1) \quad \gamma = (\alpha + \beta) \cdot \frac{R}{r}.$$

Ist  $P$  ein allgemeiner Punkt der Kurve, dann gilt

$$\begin{aligned} \widehat{B A_0} &= \widehat{B A}, \\ \varphi r &= \psi R; \quad \psi = \frac{r}{R} \cdot \varphi, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x &= \overline{OD} - \overline{DE}, \\ y &= -\overline{DM} + \overline{MF}, \\ x &= (R + r) \cos \varphi - s \cos (\varphi + \psi), \\ y &= -(R + r) \sin \varphi + s \sin (\varphi + \psi), \\ \varphi + \psi &= \frac{R + r}{R} \cdot \varphi. \end{aligned} \quad (2)$$

Aus den letzten drei Gleichungen kann man für bestimmte gewählte Werte des „Parameters“  $\varphi$  (z. B. =  $20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, \dots$ ) Wertepaare  $x, y$  berechnen und so die Kurve des Stauschildes punktweise auftragen.

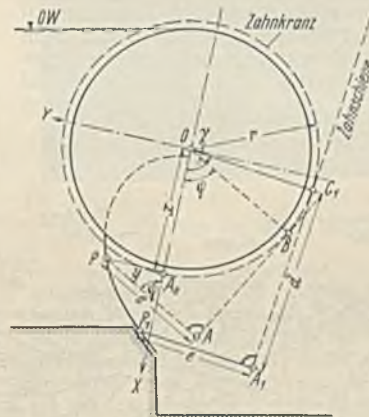


Abb. 2.

Die Kurve der Dichtungsfäche ergibt sich einfach als adäquate Kurve zu der Kurve des Stauschildes, d. h. als Kurve, die von der Kurve des Schildes überall den gleichen Abstand hat. Die Kurve des Stauschildes muß nötigenfalls nach der Gleichung über den konstruktiven Endpunkt des Schildes hinaus verlängert werden, um die zeichnerische Konstruktion ausführen zu können.

Für den Fall, daß die Zahnschiene gerade ist, läßt sich die Kurve des Stauschildes in ganz ähnlicher Weise bestimmen (Abb. 2):

Lage der  $X$ -Achse

$$\begin{aligned} \widehat{A_0 C_1} &= \widehat{A_1 C_1}, \\ \gamma \cdot \frac{\pi}{180} \cdot r &= d, \\ \angle \gamma &= \frac{180}{\pi} \cdot \frac{d}{r} \quad (\text{in Gradmaß}), \\ \widehat{AB} &= \widehat{A_0 B} = \varphi \cdot \frac{\pi}{180} \cdot r, \\ x &= (\overline{OB} - \overline{AP}) \cos \varphi + \overline{AB} \sin \varphi, \\ y &= -(\overline{OB} - \overline{AP}) \sin \varphi + \overline{AB} \cos \varphi, \\ x &= (r - e) \cos \varphi + \varphi \cdot \frac{\pi}{180} \cdot r \sin \varphi, \\ y &= -(r - e) \sin \varphi + \varphi \cdot \frac{\pi}{180} \cdot r \cos \varphi. \end{aligned} \quad (1) \quad (2)$$

eigentlichen Pontinischen Sümpfe, sondern umfassen das ganze Gebiet zwischen Cisterna und Terracina, das sogenannte Agro Pontino, wo eine Melioration im weitesten Sinne des Wortes in Ausführung begriffen ist. Es werden dort nicht nur ausgedehnte Entwässerungsanlagen geschaffen, sondern auch Straßen gebaut, Kolmationen durchgeführt und ganze Ortschaften erbaut. Dieses südöstlich von Rom an der direkten Eisenbahnlinie Rom—Neapel gelegene Gebiet, das nördlich von der hochaufragenden Kette der Lepinischen Berge begrenzt wird, war seit Jahrhunderten infolge starker Versumpfung und der gefürchteten Malaria



Abb. 1. Überflutetes Gelände.



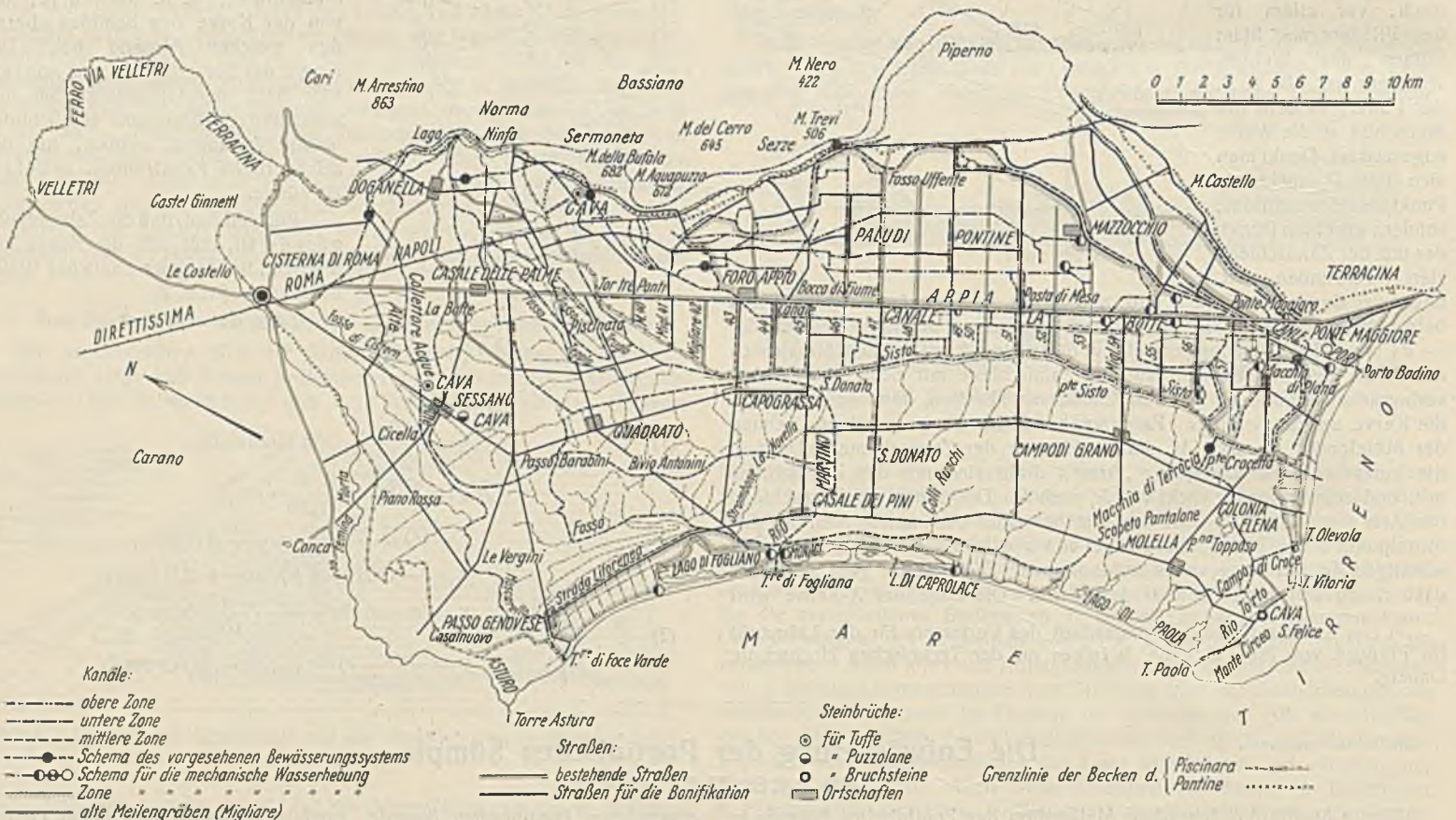
Abb. 3. Straßenbau.

fast unbewohnt, nicht landwirtschaftlich genutzt, sondern nur stellenweise zur Viehzucht verwendet, obwohl infolge der sonst günstigen klimatischen Verhältnisse es besonders fruchtbar gewesen wäre. Trotz der gesundheitschädlichen Verhältnisse und der zeitweisen Überflutung großer Teile war schon wiederholt versucht worden, dieses brachliegende Gebiet, wo auf weiten Strecken nur einzelne armselige Hütten zu finden waren und hie und da Herden von Ochsen, Büffeln und Pferden weideten, einer planmäßigen Bewirtschaftung zuzuführen (Abb. 1).

Schon anlässlich der Erbauung der Via Appia im Jahre 442 v. Chr. war das Gebiet versumpft, und die Ausführung dieser Straße, die in gerader Richtung auf eine Länge von über 40 km das pontinische Gebiet durchschneidet, hat zur Verschlechterung der Abflußverhältnisse und damit zur fortschreitenden Versumpfung beigetragen. Infolge der günstigen Lage, in der Nähe der Hauptstadt, und der außerordentlichen Fruchtbarkeit des Bodens waren bereits in der Zeit der römischen Republik und dann auch in der Kaiserzeit Versuche gemacht worden, eine teilweise Ent-sumpfung durchzuführen. Diese Arbeiten zielten jedoch vornehmlich auf die Erhaltung der großen Heeresstraße ab. Auch im Mittelalter wurden

Von den Arbeiten, die Kardinal Giuliano de Medici ausführen ließ, sind nur geringe Spuren, unter anderem im Rio Martino, erhalten geblieben. Am bemerkenswertesten sind von den früheren Versuchen die vom Bologneser Ingenieur Gaetano Rappini im Auftrage von Papst Pius VI. ausgeführten Arbeiten, die 20 Jahre erforderten, und die erste systematische Melioration darstellten. Außer dem Hauptkanal Linea Pio, der sich etwa 30 km entlang der Via Appia hinzog, sind die sogenannten „Meilengräben“ (fosse migliarie), die in Abständen von je einer römischen Meile als Zubringer dienten und von denen noch Reste zu finden waren, besonders hervorzuheben. Aber auch diese große Anlage verfiel infolge unzureichender Nivellements und teilweise unrichtiger Ausführung sehr bald. Beschleunigt wurde der Verfall durch die ungenügenden Erhaltungsarbeiten und den stellenweise tückischen Charakter des Bodens.

Bei den Vorbereitungen für die jetzt in Ausführung begriffenen Arbeiten ist festgestellt worden, daß die Mächtigkeit der Moor- und Schlamm-böden stellenweise bis zu 60 m beträgt. Es ist daher begreiflich, daß bei den damals unzureichenden Mitteln eine Ausführung, die einen dauernden Bestand der Anlagen überall hätte gewährleisten können,



Arbeiten zur Wiederherstellung der Benutzbarkeit der Via Appia mehrmals ausgeführt, sie konnten jedoch den fast gänzlichen Verfall der Straße und die zunehmende Versumpfung des Gebietes nicht aufhalten. Die erste bemerkenswerte Arbeit, die zum Teil noch heute erhalten war, geht auf Papst Leo X. zurück, in dessen Auftrag ein Entwässerungskanal erbaut worden ist, der bei Babino, 5 km westlich von Terracina, ins Meer mündet.

nicht möglich war. Trotz verschiedener Aufwendungen in den folgenden Jahren waren die weitläufigen Arbeiten Rappinis wegen des Mangels ständiger Erhaltungsarbeiten nach mehr als 100 Jahren vollkommen verfallen, und das als Hauptentwässerungskanal gedachte Gerinne eher ein Bewässerungskanal geworden. Infolge dieser Umstände wurde dem zerstörenden Wirken der Naturkräfte nicht Einhalt geboten, und so

wurden trotz aller früheren kostspieligen und zeitraubenden Arbeiten bei Inangriffnahme der Vorarbeiten vor 10 Jahren ungefähr dieselben Verhältnisse angetroffen, wie sie im Mittelalter in diesem Gebiete herrschten.

Die Anregung für die Entwässerung der Pontinischen Sümpfe gab im Jahre 1923 Ing. Giuseppe Marchi vom Genio Civile, doch erst 1926 bis 1927 wurde jene Organisation geschaffen, die für die Durchführung dieser großzügigen Arbeiten notwendig war. Zuerst wurde eine genaue topographische Aufnahme des gesamten Gebietes von 760 km<sup>2</sup> vom Militärgeographischen Institut durchgeführt und ein genauer Plan im Maßstabe von 1 : 5000 hergestellt. Diese sorgfältige Aufnahme ermöglichte eine geeignete Planung der Haupt- und Nebengräben und die Bestimmung der Flächen, deren Entwässerung infolge ihrer Lage zum Meeresspiegel nur im Wege der Kolmation oder der mechanischen Hebung des Wassers möglich ist. Hierauf wurden Erhebungen über die Niederschlagsmengen und die Ergiebigkeit der Quellen sowie über die Wasserführung der natürlichen Gerinne angestellt.

Infolge der besonderen orographischen Gliederung des Geländes, das aus einem gebirgigen Teile mit stellen schütterbewachsenen Hängen und einem vollkommen ebenen, stellenweise unter dem Meeresspiegel liegenden, mit Seen und Sümpfen bedeckten Gebiete besteht, mußten die auszuführenden Arbeiten nach durchaus verschiedenen Gesichtspunkten geplant werden. Vor allem mußte dafür gesorgt werden, daß die von den



Abb. 4.  
Vegetation bei Fogliano.

Berghängen kommenden Wasser am Rande des ebenen Geländes durch Randkanäle abgefangen und mit natürlicher Vorflut dem Meere zugeleitet werden. Der mehr oder weniger ebene Teil des Gebietes wurde in zwei Zonen geschieden, von denen die eine die eigentlichen Pontinischen Sümpfe umfaßt und eine Fläche von 26 400 ha besitzt, während die zweite, die westlich davon liegende Bonifica di Pisciara 49 300 ha umfaßt. Diese Gebiete wurden voneinander ebenfalls durch einen Randkanal getrennt, so daß die Gewässer in beiden Zonen vollkommen unabhängig voneinander abgeführt werden. Jede Zone wurde nach der Höhenlage des Bodens in drei Teile von hoher, mittlerer und niedriger Höhenlage geschieden, deren Entwässerung durch getrennte Kanalsysteme geschieht. Der Hauptsammler des hochliegenden Gebietes von Pisciara, der die von den Berghängen im Norden kommenden Hangwässer vor allem aufzunehmen hat, besitzt bei seiner Mündung bei Foce Verde ein Abführvermögen von 450 m<sup>3</sup>/sek, verhindert also das Eindringen der Oberflächenwässer aus den höheren Gebieten in das eigentliche Entwässerungsgebiet. Die Ableitung der Niederschlagswässer der beiden Becken sowie die Ableitung der darin auftretenden Quellen und stehenden Gewässer geschieht durch ein zweckmäßig angelegtes Grabensystem, dessen Abmessungen auf Grund genauer Niederschlagsbeobachtungen und Messungen über die Ergiebigkeit der Quellen bestimmt wurden. Die Anlage dieser beiden Entwässerungssysteme ist aus dem nebenstehenden Lageplan zu entnehmen (Abb. 2). Die Anlage der Zuleitungsgräben zu den einzelnen Zubringern obliegt den künftigen Grundbesitzern; ein Teil dieser Nebengräben ist von den Konsortien bereits ausgebaut. Zur Sanierung der Seenzone wurden umfangreiche Erdarbeiten ausgeführt, um deren Uferlinie genau festzulegen und von wechselnden Wasserständen unabhängig zu machen. Die Teile entlang der Küste, die infolge der Küstendünen ganz unter Wasser stehen oder keine natürliche Vorflut besitzen, werden durch Kolmation erhöht oder durch Pumpwerke wasserfrei gehalten. — Während diese Arbeiten im Becken von Pisciara verhältnismäßig einfach durchzuführen waren, stellten sich der Ausführung des Entwässerungssystems des Pontinischen Sumpfbeckens erhebliche Schwierigkeiten entgegen. Auch in diesem Teile wurden die verschieden hoch liegenden Geländeteile getrennt und ihre Entwässerung gesondert ausgeführt. Der hochgelegene Teil wird

durch den „Uffente“-Kanal entwässert, der mittlere Teil durch den Kanal Selcella. Die niedrig gelegenen Gebiete werden durch einzelne Pumpanlagen wasserfrei gehalten. Die mechanische Hebung des Wassers geschieht durch zwölf Pumpanlagen von 100 bis 300 PS und durch eine große Pumpstation von 2200 PS Leistung.

Das gesamte Entwässerungssystem sorgt für die Abflußregelung von 75 000 ha Bergland und 76 000 ha Tiefland.

Infolge der klimatischen Verhältnisse, der hohen Temperatur und langandauernden Trockenheit im Sommer war es notwendig, auch für die Bewässerung des künftig trockengelegten Gebietes zu sorgen, die in dem Zeitpunkte wirksam werden muß, in dem die planmäßige Entwässerung durchgeführt sein wird. Zu diesem Zwecke wurde auch ein System von Bewässerungsgräben geschaffen, die durch die Hangkanäle des Entwässerungssystems sowie durch Quellen gespeist werden, deren Gesamtdarbietung 20 m<sup>3</sup>/sek erreicht. Im Becken von Pisciara muß für Bewässerungszwecke künftig stellenweise auch Pumpwasser verwendet werden.

Zu diesen Anlagen, die die eigentliche Melioration des Bodens bewirken sollen, kommen noch weitere Maßnahmen. Diese umfassen die Wiederherstellung der Via Appia, deren Höherlegung in bisher überfluteten Strecken, die Anlage vieler neuer Straßenzüge (Abb. 3) im Ausmaße von 400 km in der Quer- und in der Längsrichtung der beiden Becken und schließlich die Erbauung ganzer Ortschaften bei den Straßenknotenpunkten. Durch diese günstigen Verkehrsverhältnisse wird die Bewirtschaftung der



Abb. 5.  
Baggerarbeiten für den Hauptsammler des Beckens von Pisciara.

der landwirtschaftlichen Nutzung zugeführten Gebiete wesentlich erleichtert. In den Teilen, in denen die Wasserversorgung durch Brunnen nicht möglich ist, wurden Wasserleitungen zur Versorgung der künftigen Ortschaften vorgesehen. Bei der großen Fruchtbarkeit des jahrhundertlang brachgelegenen Gebietes und den stellenweise fast tropischen Verhältnissen (Abb. 4) ist bei intensiver Bewirtschaftung mit außerordentlich hohen Erträgen in der Landwirtschaft zu rechnen; auch die Fischzucht wird durch die Regelung der zahlreichen Seen wesentlich gefördert werden. Da das Gebiet im Osten von der neuen Bahnlinie Rom—Neapel berührt wird, ist die Lage für den Absatz der landwirtschaftlichen Erzeugnisse besonders günstig.

Die Gesamtkosten dieser Nutzbarmachung im weitesten Sinne des Wortes sind mit 600 Mill. Lire veranschlagt, von denen auf das Pontinische Sumpfbeckens 250 Mill., der Rest auf das Becken von Pisciara entfallen. Für die bisher ausgeführten Arbeiten wurden 200 Mill. Lire verausgabt. Unter den neu entstandenen Körperschaften, die die Bewirtschaftung der entwässerten Gebiete besorgen, nimmt die Opera Nazionale Combattenti (Frontkämpferverband), die ein Programm für die landwirtschaftliche Nutzung von 15 000 ha entworfen hat, den ersten Platz ein. Andere Konsortien sind in Bildung begriffen, auch Großgrundbesitzer haben bereits die Bewirtschaftung einzelner Teile übernommen.

Mit der Entwässerung dieses ausgedehnten, seit Jahrhunderten brüchigen Gebietes wird nicht nur eine Sanierung der von der Malaria heimgesuchten Gefilde, somit die Hebung der Volksgesundheit erreicht, sondern auch durch die Urbarmachung diese riesigen Gebiete der Besiedlung und landwirtschaftlichen Nutzung erschlossen.

Die vorstehenden Mitteilungen stützen sich auf einen ausführlichen Bericht des Dr.-Ing. Dagoberto Ortensi „La grande bonifica fascista dell' Agro Pontino“, in der Zeitschrift L'Ingegnere, Februar 1932. Bei Durchführung der Arbeiten werden die neuesten Großmaschinen, und zwar Trocken- und Naßbagger mit Elmerkettens und Förderbändern, Elmersell- und Greifbagger (Abb. 5) verwendet. Die erforderlichen Transporte wurden von einer Kleinbahn von 200 km Länge, wovon 40 km elektrisch betrieben werden, besorgt. Zur Gewinnung der erforderlichen Baustoffe wurden eigene Steinbrüche für Kalkstein, Tuff und Puzzolan angelegt.

## Vermischtes.

**Maschinenbetrieb bei der Reinigung des Gleisschotter.** Das einfachste Verfahren, den Gleisschotter von den Unreinigkeiten, die sich im Betriebe in ihm ansammeln, zu befreien, besteht in der Anwendung einer Gabel oder eines Durchwurfs, beides mit Handbetrieb. Diese Arbeit ist aber teuer, und schon 1911 wurden bei den amerikanischen Eisenbahnen, wie Railway Engng. and Maintenance 1932, Maiheft, berichtet, maschinelle Verfahren zum Reinigen des Schotterbettes erprobt. Andere Versuche folgten, führten jedoch nicht zu dem erstrebten Ziele. Erst um 1920 kam eine Art Eimerbagger auf, der den Schotter zwischen den Gleisen aufhob und ihn über ein Sieb auf einem offenem Güterwagen ausschüttete; die Unreinigkeiten fielen in den Wagen, der gereinigte Schotter rutschte über die Seitenwand wieder zwischen die Gleise. Diese Vorrichtung wird heute noch an vielen Stellen angewendet. Bald danach kamen auch Siebtrommeln und Rüttelsiebe und Verfahren zur Reinigung des Schotter mit Luftdruck auf. Eine dieser Vorrichtungen, die mit Druckluft arbeiten, führt den bezeichnenden Namen „Mole“ (der Maulwurf) (Abb. 1); sie kriecht nämlich am Boden hin und ist so klein, daß sie den Betrieb nicht stört. Der Maulwurf bewegt sich mit eigener Kraft auf Schienen, die vorübergehend neben dem Gleis verlegt werden. Er gräbt sich in das Schotterbett ein, hebt den Schotter auf und setzt ihn einem Luftstrom aus, der die Unreinigkeiten von dem noch brauchbaren Schotter trennt. Jene gelangen in einen Kasten am Ende des Maulwurfs, der gereinigte Schotter aber fällt auf das Gleisbett zurück. Von einem

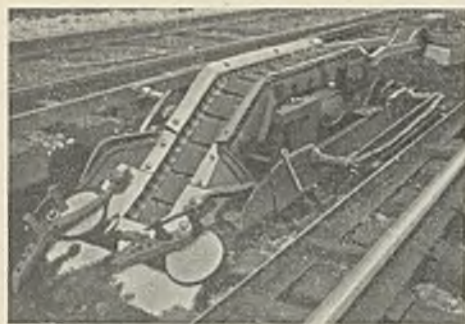


Abb. 1.



Abb. 2.

15-PS-Motor angetrieben, legt die Vorrichtung, von 7 bis 9 Mann bedient, 45 bis 75 cm/min zurück. Auf mehrgleisigen Strecken dient eine Fördervorrichtung zur Überbrückung des einen Gleises, doch ist dann die Arbeit nicht ohne Störung des Betriebes möglich. Auch diese Vorrichtung wird viel angewendet. Im Jahre 1927 wurde für eine Eisenbahn im Osten der V. St. A. eine Vorrichtung zum Reinigen des Schotter gebaut, die sich gut bewährt hat. In Führungen an der Seite eines offenen Güterwagens laufen zwei Bagger-eimer, die den Schotter aufheben und in den Wagen ausschütten. Hier gelangt er auf ein Rüttelsieb, durch das die Unreinigkeiten durchfallen, während die Teile von mehr als 25 mm Korngröße zurückgehalten werden. Eine Fördervorrichtung bringt die Unreinigkeiten auf einen angehängten Wagen, während der Schotter durch einen Schüttrumpf an seine alte Stelle gelangt. Ein Streichbrett gibt ihm die gewollte Oberflächenform. Die Vorrichtung hat benzin-elektrischen Antrieb. Der Zug rückt schrittweise je 2 m vorwärts; die Lokomotive, die ihn an die Arbeitsstelle gebracht hat und mit der er durch ein Seil verbunden ist, rückt um eine Strecke vor; sie wird dort festgebremst, worauf sich der Zug vorwärtschiebt, indem das ihn mit der Lokomotive verbindende Seil aufgewunden wird. Sieben Wagen, die je etwa 63 t laden, bilden in der Regel einen Zug. Über sie läuft eine Fördervorrichtung, die es ermöglicht, die Rückstände aus dem Schotter an beliebiger Stelle in die Wagen zu schütten. Die beladenen Wagen werden auf dem nächsten Bahnhof gegen einen leeren Zug ausgetauscht, wobei ein Kran die Fördervorrichtung von dem einen Zug auf den anderen hebt.

Es wird täglich 16 Stunden in zwei Schichten auf der Strecke gearbeitet; während der Arbeitspause fährt der Zug auf den nächsten Bahnhof, wo die Fördervorrichtung auf den leeren Zug gesetzt wird; dabei wird auch der Zug und seine Ausrüstung durchgesehen usw. Wenn der Schotter nicht zu naß ist, füllen sich die Eimer 3mal/min; der Zug rückt 300 bis 360 m/Std. vor, wenn keine Störungen eintreten. Die Höchstleistung ist bisher die Reinigung des Schotter auf einer gegen 80 km langen Strecke in einem Monat gewesen. Die Maschine kostet 150 000 Dollar; ihre Unterhaltung kostet 10%, für Abschreibung sind 12% im Jahre anzusetzen. Die erste derartige Vorrichtung wurde von der Eisenbahn er-mietet, zwei weitere wurden angekauft.

Eine neuere, aus dem Jahre 1930 herrührende Vorrichtung arbeitet mit einer Art Pflug (Abb. 2), der beim Vorrücken des Zuges in die Bettung eindringt und den Schotter auf einer schiefen Ebene aufwärtschiebt. Am Ende der schiefen Ebene fällt er auf ein Förderband, das ihn auf ein Rüttelsieb auf dem Wagen ausschüttet. Die Vorrichtung zum Aufheben des Schotter ist auf beiden Seiten des Wagens vorhanden, so daß auf eingeleisigen Strecken rechts und links vom Gleis, auf zweigleisigen in der Mitte und auf einer Seite gearbeitet werden kann. Mit Hilfe einer

Fördervorrichtung, die an einem 7 m langen, verschwenkbaren Ausleger aufgehängt ist, können die Unreinigkeiten aus dem Schotter seitlich abgelagert werden; der Ausleger kann nach beiden Seiten gerichtet werden, man kann also auch auf dem inneren Gleis von drei- und viergleisigen Strecken mit dieser Vorrichtung arbeiten. Voraussetzung ist, daß die Gleise einen Mindestabstand von 3,9 m haben. Der Arbeitsfortschritt ist etwa 20 m/min.

Der Pflug muß in einiger Entfernung von den Schwellenköpfen laufen; es folgt ihm deshalb ein zweiter Pflug, der durch Federkraft an die Schwellenköpfe angedrückt wird und der den hier noch liegenden Schotter in den von dem ersten Pflug geschaffenen freien Raum wirft. Um diesen Schotter zu reinigen, muß dann eine zweite Fahrt über dieselbe Strecke gemacht werden. Zum Antriebe der Vorrichtung dient ein 30-PS-Benzin-motor, zur Bedienung reichen drei Mann aus. Wkk.

**Die Vertiefung des Trockendocks im Hafen von Glasgow** erwies sich nach Dock Harbour 1932, Nr. 141, S. 278, als nötig, um die Verwendungsmöglichkeit des Trockendocks zu erhöhen. Das Trockendock ist, wie Abb. 1 zeigt, 265 m lang und 25,3 m breit und hatte eine größte verfügbare Wassertiefe von 8,08 m über der Sohle des Tores. Das Dock

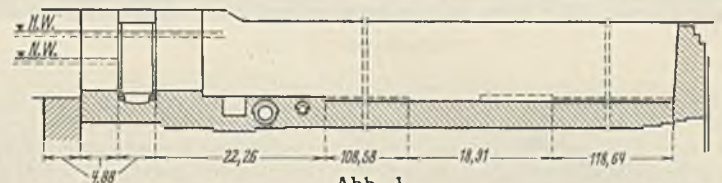


Abb. 1.

konnte durch Zwischenwände in zwei Abteilungen von 140 und 134 m Länge unterteilt werden. Die Sohle des Docks lag 610 mm unter der Schwelle des Tores. Lediglich an der Stelle, an der die Trennwände eingesetzt werden konnten, lag die Docksohle 460 mm höher, und zwar in einer Breite von 9,15 m. Die Kielblöcke, die ursprünglich 760 mm hoch waren, wurden, um eine genügende Arbeitshöhe unter dem Schiffsboden zu erhalten, auf 1165 mm erhöht. Sie befanden sich dadurch mit ihrer Oberkante 550 mm über der Sohle des Docktores, so daß die verfügbare Wassertiefe im Tor von 8,08 auf 7,52 m vermindert wurde. Es wurde daher beschlossen, die Docksohle 510 mm tiefer zu legen. Da die neuen, mit nach oben gezogenem Heck versehenen Schiffe ausschließlich noch für die Dockung in Frage kamen, konnte man die alte Docksohle auf 22,265 m Länge vom Tor entfernt belassen. Die Docksohle bestand aus Beton, der durch einen 1830 mm dicken gemauerten Bogen verstärkt war. Die Dicke der Sohle schwankte zwischen 4,27 und 3,05 m. Die Sohle des Docks war mit Granitsteinen gepflastert. Das Dock selbst ruht auf einem Untergrunde von Sand und Kies, und die Sohle ist genügend fest ist. Zunächst wurde an den Seiten des Docks (Abb. 2)

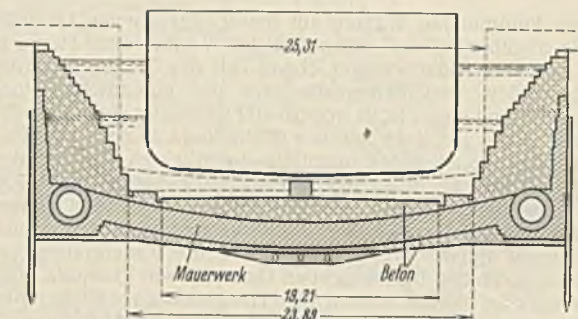


Abb. 2.

eine 1980 mm breite Stufe aus der alten Docksohle herausgearbeitet. Im Dock befindet sich eine Druckluftanlage mit einer Leistung von 3,7 m<sup>3</sup>/min bei 8 at Druck. Diese Druckluftanlage wurde für die Arbeiten herangezogen. Zunächst wurden die Granitsteine entfernt und dann im Abstände von 915 mm quer durch das Dock hindurch in Abständen von 96 mm 508 mm tiefe Löcher gebohrt. Ähnliche Reihen wurden in der Längsrichtung des Docks gebohrt. Zunächst wurde der Beton zwischen den Bohrlöchern durch Brechwerkzeuge entfernt. Später ging man dazu über, zwischen den Bohrlöchern 760 mm tiefe, 50 mm über der neuen Sohle liegende Sprenglöcher in Abständen von 915 mm herzustellen und durch Sprengungen in einfacher Weise den sehr harten Beton zu entfernen. Schließlich wurde die Docksohle eingeebnet und mit einer neuen Betonschicht versehen; in diese wurden die alten Granitsteine eingelegt. Schmid.

**INHALT:** Der Bau der neuen Rheinbrücke bei Ludwigshafen (Rhein) — Mannheim. (Fortsetzung.) — Der Einfluß des Baugrundes auf die Erdbebenerschütterungen. — Die Kurve des Stauschildes beim versenkbarcn Walzenwehr. — Die Entwässerung der Pontinschen Sümpe. — Vermischtes: Maschinenbetrieb bei der Reinigung des Gleisschotter. — Vertiefung des Trockendocks im Hafen von Glasgow.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Priedenau.  
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.  
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.