

DIE BAUTECHNIK

Anwendung der neueren Baugrundforschung bei der Beurteilung von Erdbauten und Gründungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat W. Loos, Berlin-Charlottenburg¹⁾.

Von jeher war es eine Hauptaufgabe des guten Ingenieurs, nicht nur zweckmäßig, sondern auch wirtschaftlich zu bauen, also z. B. nicht ein auf alle Fälle sicheres, sehr schweres Bauwerk zu erstellen, sondern es auch möglichst sparsam auszuführen. Selbst bei gesteigerter Arbeitsbeschaffung gilt dies, denn auch in solchen Zeiten ist es nicht nötig, das einzelne Bauwerk möglichst umfangreich zu gestalten und die zum Teil beschränkt verfügbaren Baustoffe aufzubreuchen oder die Ausführung gar in Frage zu stellen. Auch unvorhergesehene Maßnahmen oder Veränderungen während des Baues gilt es zu vermeiden.

I. Allgemeines.

Von anderen Baustoffen (Eisen, Beton, Holz) kennen wir die Festigkeitseigenschaften innerhalb ziemlich enger Grenzen; die zulässigen Beanspruchungen sind festgelegt und auch die Berechnungsverfahren weit entwickelt. Dadurch wird die Erreichung des oben angedeuteten Zieles verhältnismäßig leicht. Der Boden jedoch ist ein Baustoff von erstaunlicher Vielfaltigkeit, und man mag eigentlich froh sein, daß die Handbücher nur selten Festigkeitswerte und zulässige Beanspruchungen angeben, zumal die gewählten Bezeichnungen meist noch recht willkürlich sind. Trotzdem sind die im Erdbau üblichen Sicherheitsgrade meist besonders klein (1,5 bis 2,5), obwohl dies mit den wenig geklärten Zusammenhängen nicht im Einklang steht. Der Boden erleidet bei zusätzlicher Belastung eine Zusammendrückung; er kann ausweichen, ins Rutschen kommen oder gar fließen, hat eine sehr verschiedene Durchlässigkeit, wird eingerüttelt, saugt Wasser auf und bildet Frosthebungen. Alle diese Eigenschaften gefährden das Bauwerk oder die Straße. Mit zunehmendem Erkennen der Zusammenhänge werden wir die Gründungen und Erdbauten sicherer einschätzen, also auch wirtschaftlicher bauen lernen. Dagegen bedeutet eine falsche „Diagnose“ sehr oft Verschlimmerung des Zustandes, z. B. durch Gewichtsvermehrung der Fundamente, zu frühzeitige Wiederherstellung oder Pfähle bis in dafür ungeeignete Bodenschichten hinein.

II. Entwicklung.

Die theoretischen Grundlagen der Erdbaumechanik (eingeleitet durch Coulomb um 1770, weitergeführt durch Rankine, Krey u. a.) sind zum größten Teil auch heute noch gültig. Lange Zeit hat es jedoch an der versuchsmäßigen Erfassung der einzusetzenden Rechnungswerte gefehlt, um die sich Terzaghi besonders verdient gemacht hat. Durch seine „Erdbaumechanik“ (1925) hat er die Wichtigkeit der bodenphysikalischen Grundlagen unterstrichen, während schon vorher in Schweden und USA die empirischen Methoden (Fellenius, „Bureau of Public Roads“) weiter ausgebildet wurden. Die Entwicklung in Deutschland, etwa seit 1926, darf als bekannt vorausgesetzt werden und wird in der Hauptsache durch die Aufsätze von Kögler in der „Bautechnik“ und im „Bauingenieur“, sowie durch die Arbeiten der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau und der „Degebo“, gegründet 1929, markiert. Die Schweden bearbeiteten von 1913 bis 1926 ein sehr reiches Beobachtungsmaterial von Schäden, Bohrungen usw., haupt-



Abb. 1.

¹⁾ Aus einem Vortrag vor den Mitgliedern des VDI und der Ges. f. Bauwesen in Dortmund am 28. November 1934.

sächlich mit Hilfe von einfachen Versuchen und empirischen Vergleichswerten. Auch die „Ingenieur-Geologie“ (1929) von Terzaghi-Redlich-Kampe bringt noch keine endgültigen Vorschläge darüber, welche der 30 angeführten Kennziffern für technische Zwecke anzuwenden seien. In diesem Stadium der Entwicklung gaben die großen Bauvorhaben in Deutschland, besonders die Autobahnen, den Anlaß, zur sofortigen praktischen Anwendung wenigstens des bis jetzt Verwertbaren zu schreiten, auch für den Fall, daß noch nicht alle Einzelheiten ausreichend geklärt sind und alle Versuche genormt werden können. Die Verwendung der für die Praxis brauchbaren Verfahren bedeutet einen großen Schritt vorwärts und wird andererseits wieder Gelegenheit zur Vervollkommnung und Nachprüfung dieser Verfahren am praktischen Beispiel bieten.

III. Vorarbeiten für Gründungen.

Die Unzulänglichkeit des bisher meist üblichen Vorgehens bei Vorarbeiten für Gründungen tritt in fast allen Stadien des Bauvorhabens in

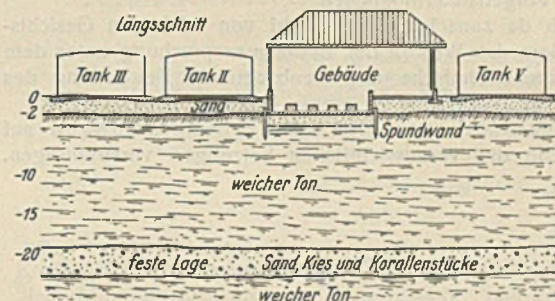
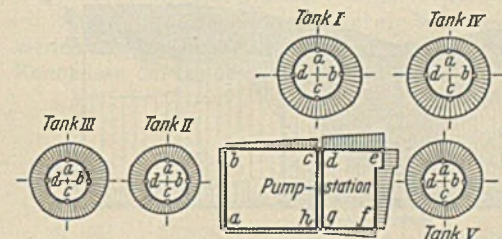


Abb. 2.



Zu Abb. 2.

Erscheinung. Zunächst werden die vorhandenen geologischen Aufschlüsse (Karten und Kenntnisse der örtlich vertrauten Geologen) oft nicht genügend herangezogen. Falls Bohrungen angesetzt werden, geschieht die Verteilung der Bohrlöcher oft unzureichend, die Bezeichnung der Bodenarten ist nicht einheitlich, die Aufbewahrung, Verpackung und Versendung der zur Untersuchung bestimmten Bodenproben ist oft derart, daß der Wert der Bohrung meistens verlorengelassen; denn für wichtige Versuche sind nur möglichst ungestört entnommene und mit dem natürlichen Wassergehalt (einparaffiniert oder in Weckgläsern) aufbewahrte Proben brauchbar. Die Wahl der Gründungsart, ja, selbst des Baustoffes und des Systems einer Gründung werden durch die Bodenverhältnisse ausschlaggebend beeinflusst. Man hat immer wieder versucht, Brücken zu entwerfen und zu gründen, ohne den Boden sorgfältig zu untersuchen, und sah dann erst an der offenen Baugrube den Fehler ein. Beispiel: Wenn man unter Gelände viele Meter tragfähigen Sand hat und darunter weichere Schichten von einigen Metern

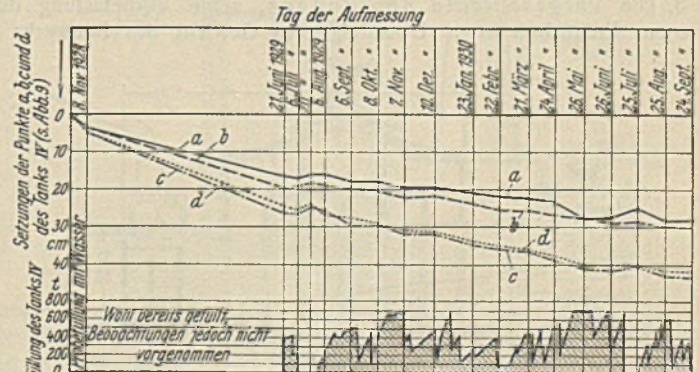


Abb. 3.

Mächtigkeit, ist für ein leichtes Bauwerk ohne weiteres eine Flachgründung ausführbar, vor allem wenn der anschließende Damm die weichen Schichten etwa gleich stark belastet. Durchfährt man jedoch mit einem schwereren Widerlager die tragfähigen Sandschichten, dann ist man gezwungen, auch die weichen Schichten zu durchfahren, und benötigt dann Pfähle, Spundwände und teure Wasserhaltung.

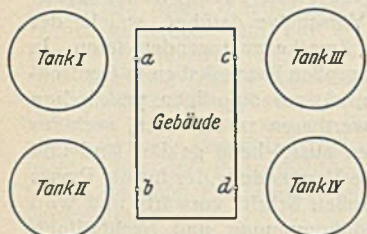


Abb. 4.

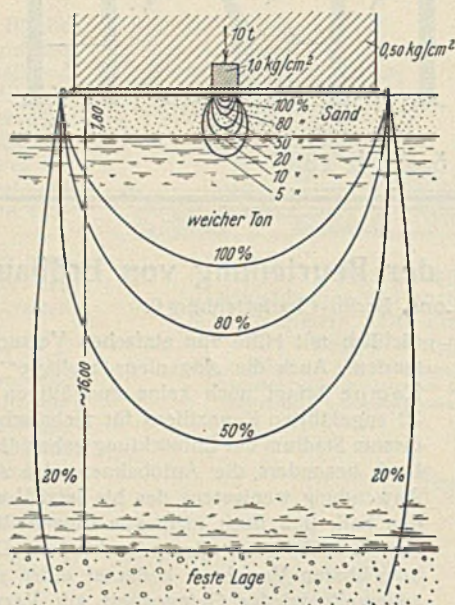


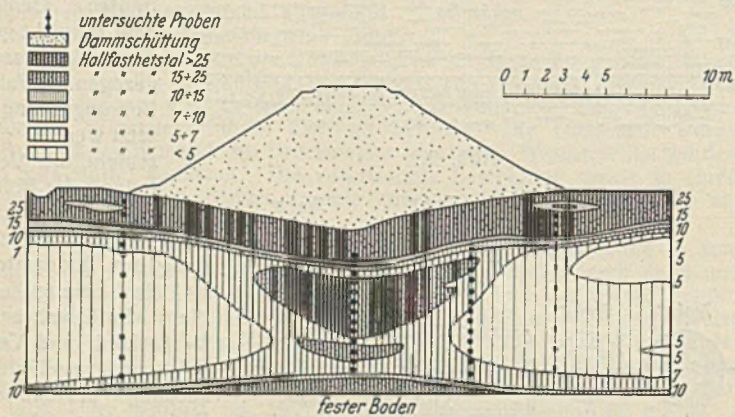
Abb. 5.

IV. Hilfsmittel der neueren Baugrundforschung.

Wenn man die Rückständigkeit der bisher ausgeführten Vorarbeiten kritisiert, ist die Frage am Platze, auf welche Weise die neueren Arbeiten ein zweckmäßigeres Vorgehen ermöglichen.

a) Es ergibt sich da zunächst eine Anzahl von wichtigen Gesichtspunkten, die vor allem das Wesen der Bodenbeanspruchung unter dem Bauwerk durch versuchstechnische und beobachtende Beurteilung des Bodens erfassen lehren. Hierfür seien einige Beispiele angeführt:

1. Die Schwierigkeit, um aus örtlichen Probelastungen auf begrenzter Grundfläche die voraussichtlichen Setzungen vorauszusagen.



„Hallfasthetal“ nennt Terzaghi auch Konsistenzwert. Er wird bestimmt durch die schwedische Kegelprobe. Man hat darin auch ein Maß für den Wassergehalt sehen wollen. Bei einem Boden, der vorher homogen gewesen ist, wäre also die Dichte der Schräglur ein Hinweis auf größere Austrocknung oder Zusammendrückung.

Abb. 6.

Grund: Bei bindigen Böden der Faktor Zeit und im allgemeinen die Spannungsverteilung im Boden und die Tiefenwirkung.

2. Die Druckverteilung in tieferen Schichten, vor allem die gegenseitige Beeinflussung verschiedener Bauwerke, des Damms und der Widerlager. Terzaghi empfiehlt, möglichst den Damm zu schütten und dann das Bauwerk auszuführen, damit die nachträgliche Senkung der Widerlager vermieden wird.

3. Die Vorgeschichte des Bodens, seine Vorbelastung durch Moränen, Erdaushub usw. Übersteigt das Gewicht des Bauwerks das

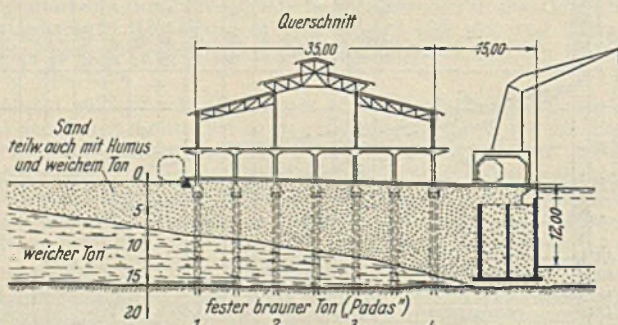


Abb. 7.

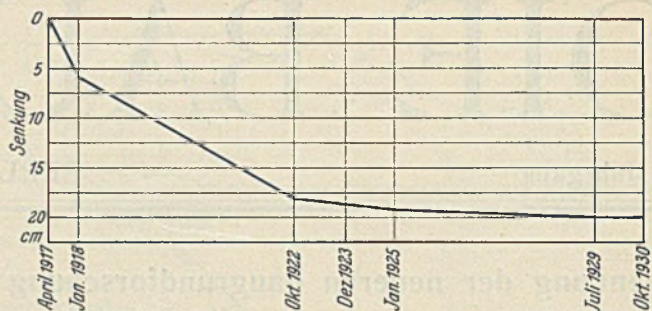


Abb. 8.

der Aushubmassen nicht, so braucht man keine Setzung zu befürchten. Völlige Vermeidung von Setzungen ist auch nur durch entsprechenden Aushub möglich.

4. Die Nachstellbarkeit von Auflagern, der Zeitpunkt für das Aufbringen einer starren Decke, unter Umständen nötige Ausbesserungen usw. lassen sich am besten aus Setzungsbeobachtungen, d. h. dem Zeitsetzungsdiagramm ermitteln.

Über Pfahlgründungen ist im besonderen noch einiges zu sagen:

5. Ein Bauwerk, auch auf Pfählen, macht die Bewegungen des Bodens ganz oder teilweise mit. Dies ist z. B. ein Nachteil der schwebenden Pfahlgründung²⁾. Selbst bei Pfählen, deren Spitze in festgelagertem Kies oder Sand stak, hat man erhebliche Setzungen durch die „negative Mantelreibung“ des darüberliegenden weichen Bodens beobachtet.

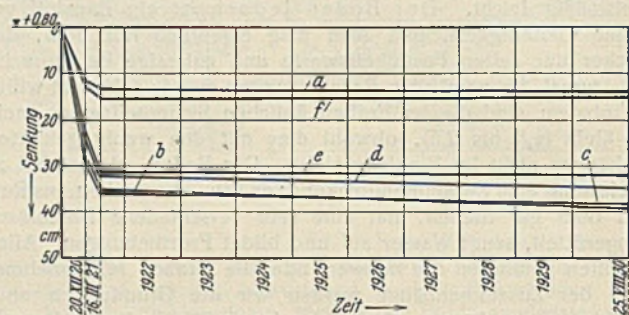


Abb. 9.

6. Die sogenannten „Spickpfähle“, die einen plastischen Boden verdichten sollen, sind eine Illusion, denn das ausgepreßte Wasser entweicht nicht so rasch.

7. Das Rammen von Pfählen in weichem Ton stört die Struktur und kann unter Umständen das Maß der Setzungen vervielfachen³⁾.

8. Eine Pfahlgruppe aus n Pfählen trägt lange nicht das n fache des Einzelpfahls oder Probepfahls (Drucküberschneidung und Faktor Zeit).

9. Eine Probelastung auf einem Pfahl ergibt nur die augenblickliche Tragfähigkeit des Pfahles. Vom Verhältnis zwischen Eindringungswiderstand der Spitze und Mantelreibung wird es abhängen, in welchem Maße der Pfahl künftige Setzungen des Bodens mitmacht.

10. Pfähle halten Rutschungen meist nicht auf, sondern werden mitgenommen oder brechen.

²⁾ Terzaghi, Bautechn. 1930, Heft 31 u. 34.

³⁾ A. Casagrande, The structure of clay . . .

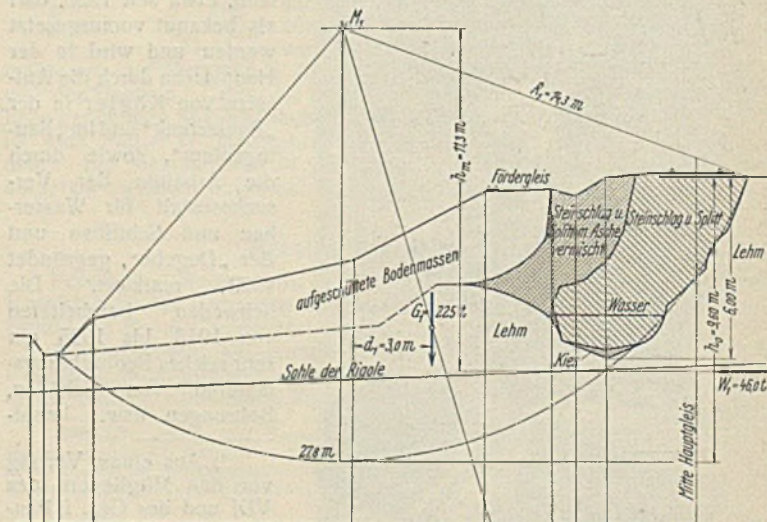


Abb. 10.

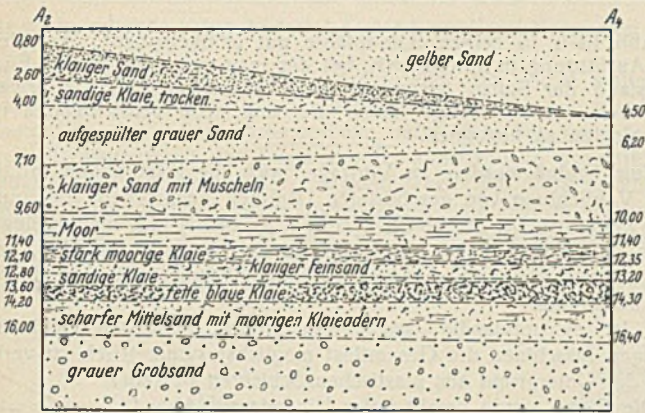


Abb. 11.

b) Außerdem liefern die bodenphysikalischen Versuche, wenn man die Bodenproben auf geeignete Weise entnimmt, verpackt und behandelt^{*)}, eine Reihe von Rechnungswerten und Kennziffern, die zumindest die überschlägliche Beurteilung stark verbessern, eine ungefähre Setzungsvorhersage, die Beurteilung der Rutschgefahr, der Frostgefährlichkeit usw. möglich machen. Auf die große Bedeutung der Setzungsbeobachtungen wird noch näher eingegangen werden.

Zweck des vorstehend beschriebenen Vorgehens soll sein: wirtschaftlicher zu bauen, Zeit, Kosten und Ärger zu sparen und die Zusammenarbeit mit Fachgenossen anderer Gebiete zu erleichtern. Der Bauingenieur der Praxis wird dann Gelegenheit bekommen, selbst zu beobachten, damit der Forschung behilflich zu sein, und auch wieder Nutzen davon haben.

V. Gang der Vorarbeiten für ein neues Bauvorhaben.

Vorausgesetzt, daß die Zeit ausreicht (was leider sehr oft nicht der Fall ist, da man zu spät an bodenphysikalische Vorarbeiten denkt) und die Zusammenarbeit mit einem Erdbaulaboratorium möglich ist, ergibt sich etwa das folgende Vorgehen:

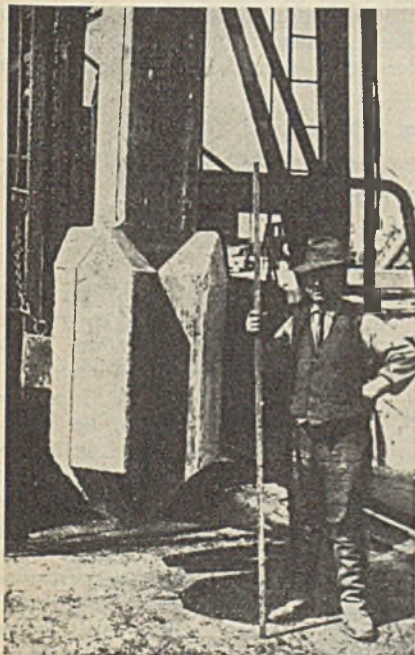


Abb. 14.

1. Lage des Bauwerks (Vermeidung mooriger Mulden, alter Teiche und Flußarme), ungefähre Ausmaße, Zurateziehen der vorhandenen geologischen Aufschlüsse und Karten.
2. Skizze nach Form, Spannweite, Eigengewicht usw.
3. Probebohrung bis auf eine einwandfrei tragfähige Lage oder bis zu einer Tiefe unter Fundamentsohle, die etwa der 1 1/2 fachen Bauwerkbreite entspricht. Sorgfältige Bezeichnung, Entnahme, Verpackung und Aufbewahrung der Bodenproben. Anschließend Durchführung der Versuche im Laboratorium in einem Umfange, der der Bestimmung des Bauwerks entspricht.
4. Dann erst Wahl von Baustoff, System des Überbaues, Art der Gründung u. dgl. m.
5. Soweit es sich hieraus ergibt, ergänzende Untersuchungen zu Punkt 3; außerdem Feststellung besonderer Einflüsse, wie Nachbarbetriebe, Schachtbauten, Grundwasserabsenkungen, Rammen, Verkehr, Zeitpunkt der Betriebsaufnahme usw.

*) Straßenbau 1934, Heft 6, S. 67.

6. Da Setzungsbeobachtungen für das Erkennen der Ursache einer Veränderung und künftige Maßnahmen sehr wichtig sind, sind von Baubeginn an geeignete Festpunkte einzumessen und mit zunehmendem Eigengewicht mögliche Setzungen, Verschiebungen usw. festzustellen, andernfalls ist der Entschluß zu geeigneten Maßnahmen später erschwert.

VI. Heranbildung der mit solchen Vorarbeiten vertrauten Bauingenieure.

Besonders für Behörden, die große Erd- und Ingenieurbauten ausführen, für die Baupolizei und größere Unternehmerfirmen ist es unerlässlich, einigermaßen zu wissen, in welcher Weise man vorgeht, wenn man solche Untersuchungen machen will, und welche praktisch verwertbaren Aufschlüsse die Untersuchungen bieten. Schon die ausreichend genaue Fragestellung, die Mitteilung vollständiger Angaben über Form des Bauwerks, Belastung des Bodens, örtliche Verhältnisse erfordern eine gute

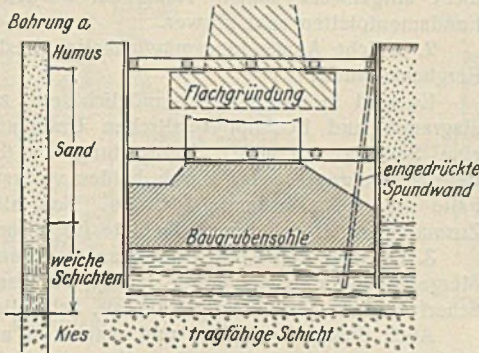


Abb. 12.

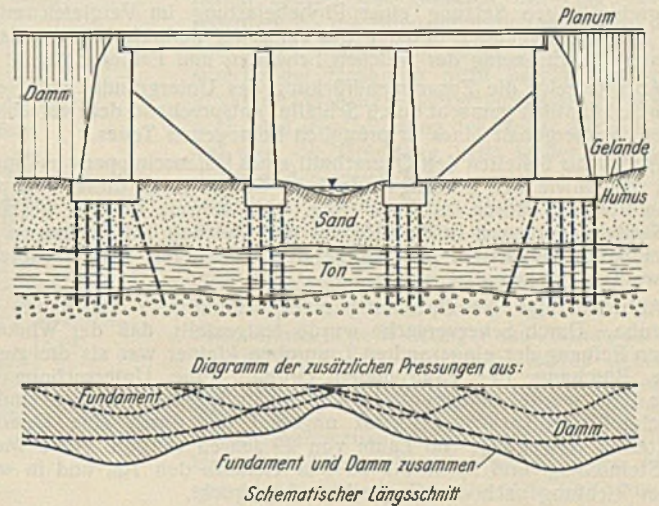


Abb. 13.

Kenntnis der Zusammenhänge. Da der Bauingenieur in dieser Sache „federführend“ sein muß, ist es notwendig, daß er bereits an der Hochschule oder, soweit er inzwischen bereits in der Praxis steht, durch Vorträge oder Kurse entsprechend eingearbeitet wird.

Angrenzende Fachgebiete. Wie bereits gesagt, ist das Auswerten der geologischen Aufschlüsse, das Nutzbarmachen der örtlichen Kenntnisse der Landesgeologen und anderer Bodenaufschlüsse unerlässlich.

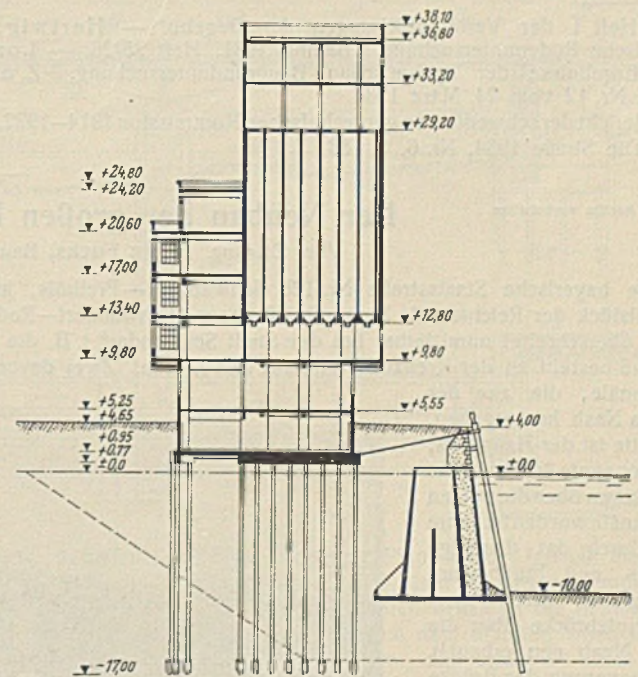


Abb. 15.

Daraus ergeben sich jedoch kaum Kennziffern und keine Rechnungswerte. Die Wechselwirkung zwischen Boden und Fundament, die Kenntnis von Festigkeitslehre, Berechnungsgrundlagen, vom Bauvorgang sind so wichtig, daß als Hauptausführender dieser Arbeiten nur der Bauingenieur in Betracht kommt.

Kurze Erläuterung einiger der im Vortrage vorgeführten Lichtbilder.

Abb. 1 soll darauf hinweisen, daß die dynamischen Bodenuntersuchungen⁵⁾ mit Vorteil an Stelle der ruhenden Probelastungen (s. IV₁) treten. Nach dem Versuchsvorgang und der Art der Auswertung wird das Ergebnis wenig beeinflußt durch die Größe der belasteten Fläche.

Abb. 2 bis 4 zeigen die Tankanlage Belawan als Beispiel der gegenseitigen Beeinflussung einzelner Bauwerke, der günstigen Wirkung eines die Auflast verringernden Bodenaushubes und der Abschirmung durch eine kurze Spundwand. Die Setzungsbeobachtungen sind an einem Tank erläutert, der sich schließlich bei Entleerung wieder hebt (durch Schwellen des Tones) und dessen Setzung in einem mit der Zeit abnehmenden Maße noch andauert.

Vorschlag für bessere Grundrißgestaltung einer solchen Anlage.

Abb. 5 zeigt einen Vergleich einer Probelastung auf Betonblock von 1 m² mit einem an derselben Stelle erbauten Tank. Zur Erklärung der geringfügigen Setzung einer Probelastung im Vergleich mit der etwa 50 cm betragenden Setzung des Tanks im Verlaufe von drei Jahren: viel stärkere Erfassung der weichen Schichten und Faktor Zeit.

Abb. 6 zeigt die Zusammendrückung des Untergrundes unter einem Damm⁶⁾, kenntlich gemacht durch Schraffur entsprechend dem verschiedenartigen Wassergehalt eines ursprünglich homogenen Tones.

Abb. 7 bis 9 stellen den Querschnitt eines Hafenschuppens in Tandjong Priok dar, sowie den Setzungsverlauf der Südwestecke dieses Schuppens, die in etwa 13 Jahren zu Ende ging. Als Beweis für die Wichtigkeit von Sandeinlagerungen in dem Humus und welchen Tonsetzungen eines benachbarten Gebäudes, die infolge des schnelleren Wasserauspressens in etwa 1/2 Jahr beendet waren.

Abb. 10 zeigt die Rutschung eines Bahnkörpers am Rande einer Tongrube. Durch Scherversuche wurde festgestellt, daß der Winkel der inneren Reibung der eingesandten Tonproben kleiner war als die ziemlich flache Böschung der 25 m tiefen Grube. Eine Untersuchung nach Fellenius wurde durchgeführt. Die gefährlichen Gleitkreise sind eingezeichnet, ihr Ansatz entspricht ungefähr der durch eine Querrigole ermittelten Bewegung. Im Laufe von 29 Jahren wurden große Mengen von Steinschlag und Splitt bis zu 6 m Tiefe in den Ton und in waagerechter Richtung nach der Grube hin eingedrückt.

Abb. 11 gibt einen Querschnitt durch ein Gelände, in dem man nach nur 10 m tiefen Bohrungen mit 10 m langen Eisenbetonpfählen gründen wollte. Diese Pfähle hätten die tragfähigen Sandlagen durchfahren und wären mit der Spitze in die weichen Moor- und Kleischichten gekommen. Tiefere Bohrungen und Untersuchungen der Proben klärten den Zusammenhang und ließen eine Flachgründung richtiger erschnellen.

Abb. 12 u. 13 dienen zur Verdeutlichung der Schwierigkeiten bei gleichmäßiger Gründung von Talbrücken mit mehreren Öffnungen, da die Bodenschichten unter den Endwiderlagern sowohl durch die Bauwerklast als auch mittelbar durch den Damm belastet werden⁷⁾.

⁵⁾ Heft 1 der Veröffentlichungen der Degebo. — Hertwig, Die dynamische Bodenuntersuchung. Bauing. 1931, Heft 25/26. — Lorenz, Neue Ergebnisse der dynamischen Baugrunduntersuchung. Z. d. Vdl, Bd. 78, Nr. 12 vom 24. März 1934.

⁶⁾ Bericht der schwedischen geotechnischen Kommission 1914–1922, S. 11.

⁷⁾ Die Straße 1934, Nr. 6, S. 183.

Abb. 14 u. 15 zeigen Betonpfähle mit „Flügelspitze“. Beispiel von einer Ausführung in Rotterdam⁸⁾, bei der man versucht hat, den Eindringwiderstand der Spitze besonders groß zu machen, um der erwarteten „negativen Mantelreibung“ durch die sich noch verdichtenden oberen Kleischichten zu begegnen.

Zum Schluß wurden im Vortrage noch die Erfahrungen mit künstlicher Verdichtung von geschütteten Dämmen besprochen, die zum Teil in der Zeitschrift Die Straße 1934, Heft 4, S. 108 bis 112, niedergelegt sind.

In der Aussprache, die sich an den Vortrag anschloß, wurden außer einigen kleineren ergänzenden Fragen hauptsächlich die folgenden Fälle behandelt:

1. Ist es notwendig, bei einem großen, schweren Gebäude mit wichtigen Maschinen die Gesamtlast möglichst symmetrisch zu verteilen, wenn der Untergrund aus plastischen Schichten besteht?

Die Frage wurde bejaht unter Hinweis auf Abb. 4.

Im Anschluß daran wurde ergänzend die Frage gestellt, ob man durch Fundamentverbreiterungen nachträglich eine Verbesserung erzielen könne, wenn die Setzung bereits stattgefunden hat oder im Abklingen ist. Die Antwort lautete: nein, weil die Arbeiten und Gewichtsvermehrung neue Störungen verursachen, das Spannungsbild im Boden wenig verändern und die neu erfaßten Schichten die Verdichtung der anderen noch nicht mitgemacht haben. Außerdem werden solche weit auskragenden Fundamentplatten sehr schwer.

2. Welche Anwendungsmöglichkeiten bestehen bei der Klärung von Bergbauschäden?

Es wird in vielen Fällen möglich sein, z. B. aus dem Zeitsetzungsdiagramm und bodenphysikalischen Untersuchungen zu erkennen, ob eine Setzung nur durch Verdichtung der Bodenschichten, nur durch Bergbausenkungen oder durch beides verursacht wird. Es sind bereits Fälle dieser Art behandelt worden. Von allen Seiten hielt man eine Zusammenarbeit auf diesem Gebiete für besonders erwünscht.

3. Da über den Kohlenflözen an manchen Stellen 20 bis 30 m hohe Mergelschichten liegen, wurde gefragt, ob man Feststellungen über deren Scherfestigkeit, Verdichtungsfähigkeit, Schwellen usw. machen könne.

Auch dies ist möglich, und man wird außer den reinen Setzungsbeobachtungen der vollständigen Klärung solcher Fälle durch Feststellung der Bodeneigenschaften viel näher kommen. Auch das Quellen der Mergel bei Wasserzutritt spielt eine Rolle.

4. Muß man bei Gründungen an der Küste, wie sie z. B. in Südamerika und Niederländisch-Indien ausgeführt sind, Rücksicht auf die Erdbebengefahr nehmen, und wie wirkt sich deren Einfluß aus?

In der Antwort wurde darauf verwiesen, daß bei den internationalen Ingenieurkongressen in Batavia und Tokio ausführlich über solche Fragen berichtet wurde. Auf Java sind in den letzten 15 Jahren häufig Erdbeben aufgetreten, die im Innern des Landes sich sehr stark auswirkten, während das Anschwemmungsgebiet an der Küste, in dem überall die Hafengebäude liegen, nur ganz schwach erfaßt wurde. Auch in den Setzungsbeobachtungen zeichnen sich diese Erdbeben nirgends ab, während das bei den Beobachtungen von Terzaghi in Brezeng sehr wohl der Fall ist. Vermutlich wird die Übertragung der Stöße durch den weichplastischen Boden sehr stark gedämpft.

⁸⁾ De Ingen. 1934, Nr. 40 vom 5. November.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau der großen Naabbrücke c_1 bei Schwandorf i. B.

Von Dr.-Ing. Heinz Fuchs, Bauassessor am Straßen- und Flußbauamt Weiden.

Die alte Brücke.

Die alte große Naabbrücke war in den Jahren 1838 bis 1842 erbaut worden. Sie überquerte die Naab in vier Öffnungen von je 60 bayerischen Schuhen = 17,51 m l. W. Die Gesamtlänge der Fahrbahn betrug bei einer Pfeilerbreite von 2,37 m insgesamt 79,55 m, die Breite zwischen den Geländerholmen 6,80 m. Die Pfeiler waren auf einen Holzpfahlrost gegründet und aus Granithausteinen mit Sand- und Kalksteinhintermauerung aufgeführt. In gleicher Weise waren die Widerlager erbaut, nur fehlte bei den Flügeln der Pfahlrost. Der hölzerne Überbau der Brücke war als doppelte Sprengwerk-

konstruktion mit sieben Bindern je Öffnung ausgeführt. Die auf neun

Die bayerische Staatsstraße Nr. 126 Schwandorf—Freihöls, künftig ein Teilstück der Reichsstraße Bayreuth—Amberg—Schwandorf—Roding—Cham, überschreitet unmittelbar bei der Stadt Schwandorf i. B. die Naab. Der Fluß besteht an der Kreuzungstelle aus drei Armen. Zwei davon sind Mühlkanäle, die aus der inneren Naab hervorgehen, der dritte ist der Hauptarm, die sogenannte äußere Naab. Die Brücken über die beiden Mühlkanäle wurden im Jahre 1929 durch das damalige Straßen- und Flußbauamt Amberg an Stelle einer alten Holzbrücke über die innere Naab neu erbaut¹⁾. Die Erneuerung der Brücke über die äußere Naab, der sogenannten großen Naabbrücke, konnte erst 1934 durchgeführt werden.

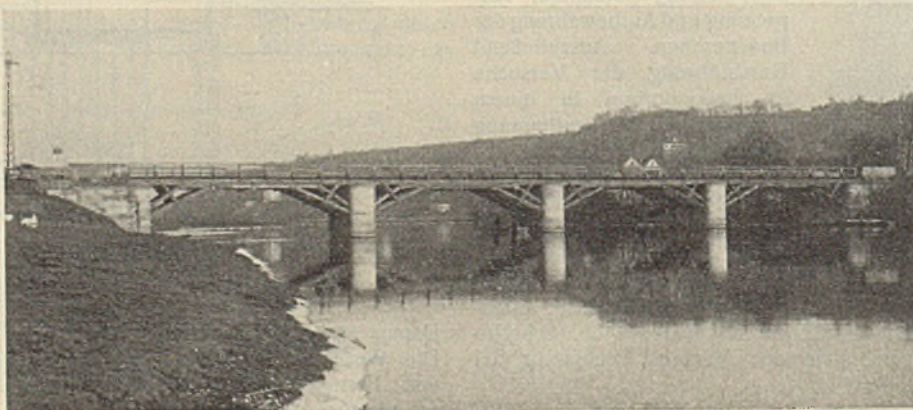


Abb. 1. Die alte große Naabbrücke c_1 bei Schwandorf i. B.

¹⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1929, Heft 47.

Längsträgern ruhende Fahrhandecke bestand aus Kanthölzern von 15 cm Dicke.

Der Verkehrsraum der Brücke wies zuletzt eine 4,80 m breite Fahrbahn mit beiderseitigen, je 1,00 m breiten, erhöhten Fußsteigen auf (Abb. 1).

Durch den schweren Lastenverkehr hatte sich der an sich schon mangelhafte Bauzustand des Tragwerks der alten Brücke wesentlich verschlechtert. Dies führte zu der Notwendigkeit, den Verkehr über die Brücke auf Fahrzeuge mit einem Höchstgewicht von 7,5 t zu beschränken, eine Maßnahme, durch die der schwere Verkehr zwischen Amberg und Schwandorf zu einem empfindlichen Umweg über Schwarzenfeld gezwungen wurde. Die Möglichkeit

den gegebenen Verhältnissen, die eine Überbrückung in mehreren, verhältnismäßig kleinen Öffnungen mit niederen Pfeilern zuließen, nicht notwendig. Eine solche Lösung hätte größere Baukosten als eine Massivbauweise erfordert und außerdem den Nachteil geringerer Lebensdauer und größerer Unterhaltungskosten besessen; sie kam deshalb von vornherein nicht in Frage. Gewölbekonstruktionen mußten ebenfalls ausscheiden, da infolge des schlechten Baugrundes (nasser Lehm und Ton) eine Brückenkonstruktion, die nur senkrechte Bodendrücke verursacht, zweckmäßiger erschien. Vollkommene Sicherung einer Gewölbekonstruktion

gegen Verschiebungen der Widerlager hätte sehr schwierige und umfangreiche Gründungsarbeiten erfordert. Es blieb demnach nur die Wahl zwischen einem durchlaufenden und einem Gerberträger aus Eisenbeton, die zugunsten des durchlaufenden Trägers entschieden wurde.

Für die Bestimmung der Stützweiten der neuen Brücke war zunächst die Frage zu entscheiden, ob die alten, äußerlich noch recht dauerhaft erscheinenden Widerlager und Pfeiler bei entsprechender Sicherung nicht beibehalten werden konnten. Genauere Untersuchungen ergaben jedoch, daß die Gründung der Pfeiler nicht einwandfrei war; die Gründung hätte weder den Bodendrücken der neuen Brücke entsprochen noch hinreichenden Schutz gegen Entsüpfung geboten. Auch im aufgehenden Mauerwerk ergab die genauere Untersuchung zahlreiche Schäden. Da eine Verstärkung und Instandsetzung der alten Widerlager und Pfeiler nicht genügt hätte, mußten vollkommen neue Widerlager und Pfeiler geschaffen werden. Die Zahl der Pfeiler wurde dabei von drei auf zwei vermindert. Diese Maßnahme ermöglichte es, die Widerlager der neuen Brücke näher zusammenzurücken und damit an Brückenlänge zu sparen, ohne daß hierdurch der Abflußquerschnitt verringert wurde. Die Entfernung der

Widerlager, gemessen von Auflager zu Auflager, ergab sich damit zu 74,60 m. Die einzelnen Stützweiten wurden auf 23,15 m, 28,30 m und 23,15 m festgelegt. Ihr Verhältnis war durch den Ausgleich der Größtmomente in den drei Feldern zur Erzielung gleicher Trägerhöhen und gleicher Bewehrung bedingt. Außerdem sollten die neuen Pfeiler von den alten einen entsprechenden Abstand haben, um Schwierigkeiten beim Rammen der Spundwände infolge der vorhandenen Steinwürfe und Pfahlroste zu vermeiden.

Nach dem ursprünglichen Entwurf sollten die neuen Widerlager um die alten herum neu erbaut und diese als Füllkörper ohne tragende

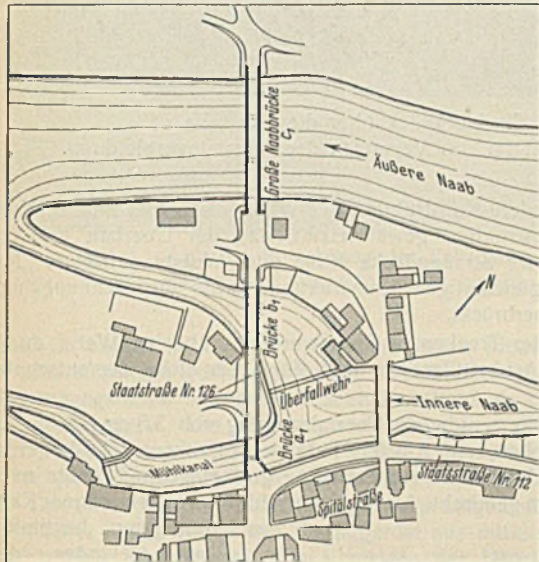


Abb. 2. Lageplan.

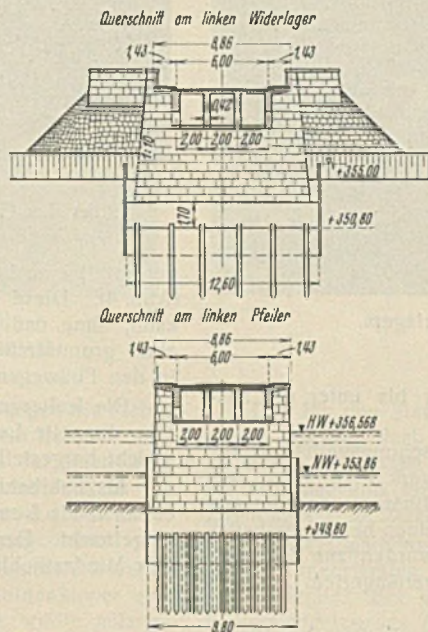


Abb. 3b.

von Unfällen und von übermäßig starker Beanspruchung der Brücke als Folge von Überlastungen war jedoch durch die Verkehrsbeschränkung nicht beseitigt, da das Verbot häufig übertreten wurde. An Instandsetzungskosten waren daher in den letzten acht Jahren 40 000 RM angefallen.

Die Breite der Fahrbahn von nur 4,80 m bedeutete in Anbetracht der großen Länge der Brücke ein erhebliches Verkehrshindernis.

Bei dieser Sachlage war es klar, daß für eine zufriedenstellende Beseitigung aller Mängel nur eine vollkommene Erneuerung der Brücke in einer dauerhaften Bauweise in Betracht kam.

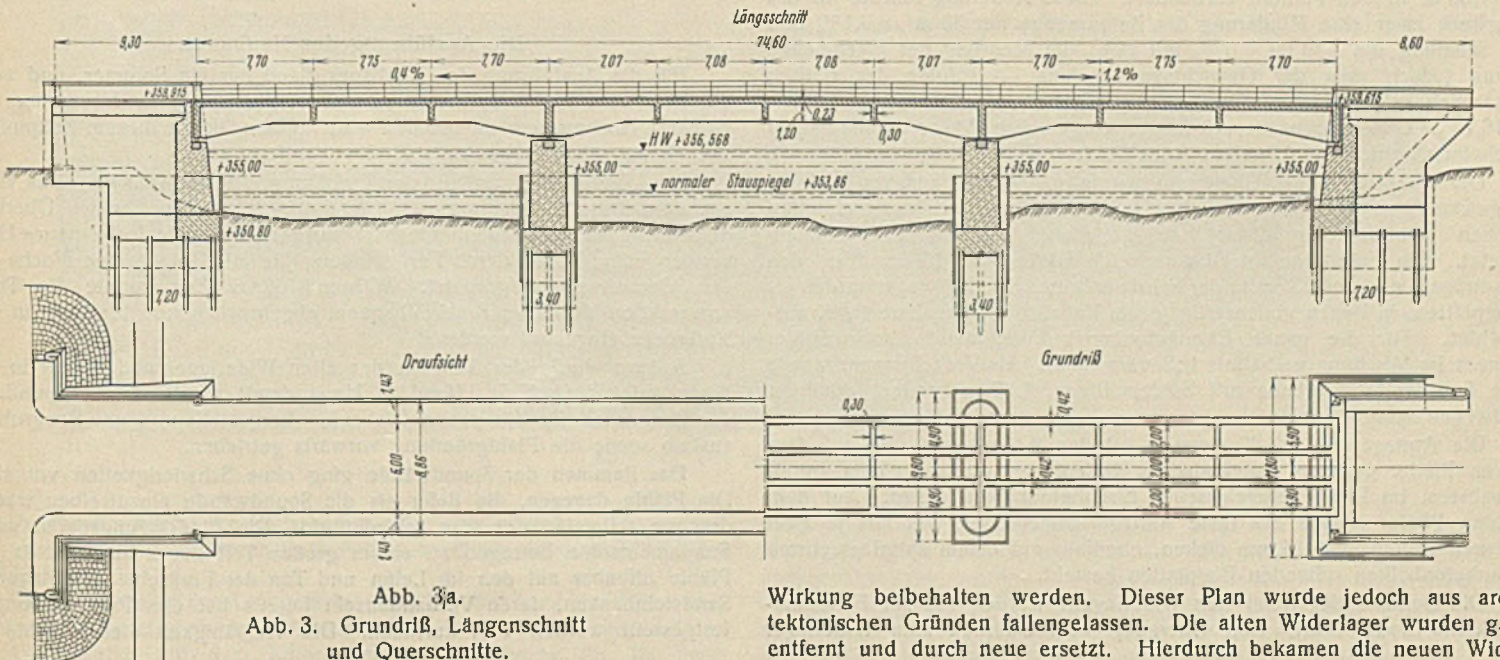


Abb. 3a. Grundriß, Längsschnitt und Querschnitte.

Die neue Brücke.

Die neue Brücke mußte an der gleichen Stelle erbaut werden, an der die alte Brücke stand (Abb. 2). Eine Verschiebung des Bauwerks in Richtung der Flußachse, wobei die Kosten einer Notbrücke erspart worden wären, war infolge des stadtseitigen Anschlusses und der fortgeschrittenen Bebauung unmöglich.

Als zweckmäßigste Bauart für die neue Brücke hatte sich eine Eisenbetonbalkenbrücke ergeben. Zu einer Eisenbauweise zu greifen, war bei

Wirkung beibehalten werden. Dieser Plan wurde jedoch aus architektonischen Gründen fallengelassen. Die alten Widerlager wurden ganz entfernt und durch neue ersetzt. Hierdurch bekamen die neuen Widerlager eine erheblich bessere Form als nach dem ursprünglichen Entwurf, bei dem sie etwas plump gewirkt hätten. Sie erhielten einen Anlauf 1 : 10 und massive Brüstungen. Das linke, auf der Seite der Stadt gelegene Widerlager wurde zu einem kleinen Forum erweitert, während für das rechte nur die einfache, zweckbedingte Form gewählt wurde.

Die neuen Pfeiler (Abb. 3) wurden in Anlehnung an die der alten Brücke geformt. Sie erhielten am Fuß eine Breite von 2,45 m und allseitig einen ganz geringen Anlauf mit einer Entasis von 0,5 cm; die geringe Anschwellung soll vermeiden, daß die Pfeiler geknickt erscheinen.



Abb. 5. Abbruch des rechten Widerlagers.
Der alte Holzpahlrost.

Seitlich der beiden Randträger wurden die Pfeiler bis unter die auskragende Fußwegplatte hochgezogen.

Widerlager und Pfeiler wurden aus Beton (Mischungsverhältnis für die Fundamente 1:10, für das aufgehende Mauerwerk 1:8) unter Verwendung von Handelszement erbaut und mit Granithausteinen, die aus den beim Abbruch der alten Brücke gewonnenen Steinen herausgearbeitet wurden, verkleidet. Die Fugen des Mauerwerks wurden zur Erzielung einer guten architektonischen Wirkung außen mit verlängertem Zementmörtel verbandelt.

Als Gründung der Widerlager und Pfeiler diente ein Rost von Eisenbetonrampfpfählen mit quadratischem Querschnitt von 25 · 25 cm. Gegen Unterspülung wurde sie mit einer Eisenspundwand (Larssenprofil II) gesichert. Für die Herstellung der Pfähle wurde hochwertiger Zement im Mischungsverhältnis 1:4 $\frac{1}{2}$ verwendet.

Der Überbau wurde, wie bereits erwähnt, als durchlaufender Träger mit senkrechten Vouten über den Stützen ausgeführt. Die Trägerhöhe war ursprünglich nach rein technischen Gesichtspunkten zu 2,53 m über den Stützen und zu 1,43 m in den Feldern gewählt worden. Sie wurde aus architektonischen Gründen, um das Verhältnis zwischen Trägerhöhe und Stützweite gefälliger zu gestalten, auf 2,26 m über den Stützen und auf 1,36 m in den Feldern vermindert. Diese Änderung brachte für das Tragwerk zwar eine Minderung der Betonmenge um 33 m³ = 9,1% und der Schalung um 130 m² = 7% mit sich; die Mehrung der Eisenmenge betrug jedoch trotz der Gewichtsverringerung — infolge der statisch wesentlich ungünstigeren Form des geänderten Querschnitts — 10,1 t = 16,1%. Da erfahrungsgemäß lange, waagerechte Träger durchgebogen erscheinen, erhielt der Überbau einen Stich von 30 cm.

Der Querschnitt des Überbaues wurde aus vier Rippen von gleicher Stegdicke (nach dem ursprünglichen Entwurf 40 cm, nach der architektonischen Überarbeitung 42 cm) und gleichem Achsabstand zusammengesetzt. Die Fahrbahnplatte bekam eine Dicke von 16 cm über den Randträgern und von 23 cm in der Fahrbahnmitte. Die Fußwege wurden als Kragplatten, in denen gleichzeitig je ein Kabelkanal Aufnahme fand, ausgebildet. Für die ganze Eisenbetonkonstruktion wurde hochwertiger Zement im Mischungsverhältnis 1:5 verwendet. Als Verkehrsraum wurde eine 6 m breite Fahrbahn mit beiderseitigen, 1,22 m breiten, erhöhten Fußwegen vorgesehen.

Die Auflagerung des Tragwerks auf den Widerlagern und auf dem linken Pfeiler geschah durch eiserne Rollenlager, die auf einem spiralbewehrten, im Pfeiler eingelassenen Eisenbetonbalken ruhen. Auf dem rechten Pfeiler wurde das feste Auflager angeordnet, das aus je zwei eisernen Dollen und 15 mm dicken, ebenfalls auf einem spiralbewehrten Eisenbetonbalken ruhenden Bleiplatten besteht.

Die Dehnungsfugen an den Widerlagern wurden bis zur Fahrbahnoberkante hochgeführt. Den Übergang vom Überbau zum Widerlager

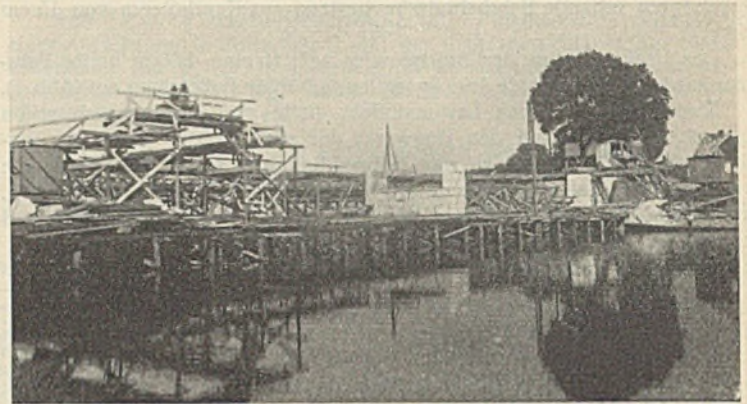


Abb. 6. Überblick über die Baustelle.
Links das Gerüst für das Versetzen der Hausteinverkleidung.

vermittelt eine besondere Konstruktion aus Winkelisen und Riffelblechen (Abb. 4). Diese Konstruktion gewährleistet, daß der Überbau arbeiten kann, ohne daß in der Straßendecke Risse oder Wulste auftreten. Mit einer grundsätzlich gleichartigen Konstruktion wurde die Dehnungsfuge in den Fußwegen überbrückt.

Die Isolierung der Tragkonstruktion wurde in üblicher Weise durch eine doppelte Lage Asphaltfilzpappe und eine 2 cm dicke Zementschutzschicht hergestellt.

Als Fahrbahnbedeckung wurde ein Teermischbelag von 5,5 cm Dicke auf einem 3 bis 5 cm hohen, mit 1 kg/m² Teer vorgespitzten Schottergerüst aufgebracht. Der Belag wurde zur Erzielung größtmöglicher Dichte nach dem Mindesthohlraum gemischt. Als Fugenverschluß wurde ein dünner Kaltasphaltüberzug bestimmt.

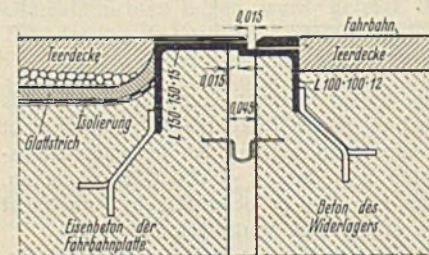


Abb. 4.
Übergang vom Tragwerk auf das Widerlager.

Das Geländer der Brücke wurde aus Vierkanteisen handgeschmiedet. Holm und Füllstäbe sind durch die Pfosten durchgesteckt. Ein massives Betongeländer kam für den Überbau nicht in Betracht, da das Tragwerk mit einem solchen Geländer weniger leicht ausgesehen hätte.

Die Ausführung des Neubaus.

Für die Ausführung des Neubaus stand nur ein Sommer, und zwar die Zeit vom Mai bis Oktober zur Verfügung. Da ab November mit größeren Hochwassern zu rechnen war, mußten bis zu diesem Zeitpunkte alle Gerüsteinbauten aus dem Flußbett entfernt sein.

Der Neubau begann mit der Errichtung einer Notbrücke. Das Holz aus dem Tragwerk der alten Brücke ließ sich sehr gut für den Überbau der Notbrücke verwenden. Deshalb wurde nur für die Joche neues Holz verwendet und nach deren Fertigstellung die alte Brücke eine Woche für den Gesamtverkehr gesperrt. Während dieser Zeit konnte die Tragkonstruktion der alten Brücke bequem abgebrochen und ihr Holz in der Notbrücke eingebaut werden.

Sodann wurde der Abbruch der alten Widerlager und Pfeiler in die Wege geleitet (Abb. 5). Hand in Hand damit wurde die Umspundung der Baugruben für die neuen Einbauten hergestellt und der Baugrubenaushub sowie die Pfahlgründung vorwärts getrieben.

Das Rammen der Spundwände ging ohne Schwierigkeiten vor sich. Die Pfähle dagegen, die tiefer als die Spundwände einzutreiben waren, drangen teilweise nur sehr schlecht ein. Die Eindringungstiefen unter Fundamentsohle betragen zu einem großen Teil nur 2 bis 3 m, da die Pfähle offenbar auf den im Lehm und Ton der Flußsohle eingelagerten Sandsteinbänken, deren Vorhandensein bereits bei den Probebohrungen festgestellt worden war, aufsaßen. Die Tragfähigkeit dieser Pfähle ist

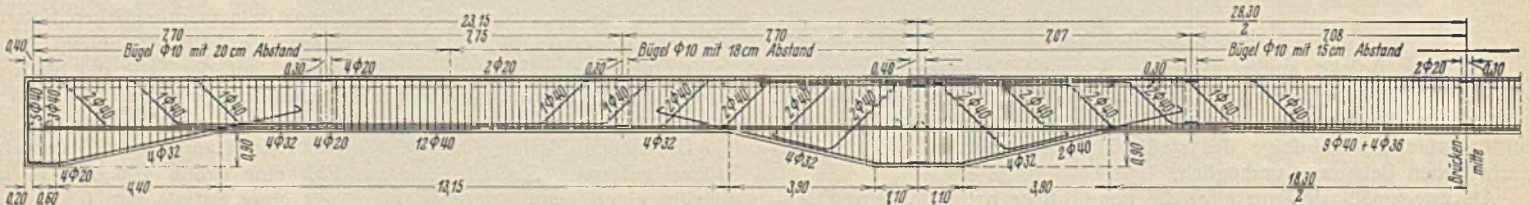


Abb. 7. Bewehrung eines Hauptträgers (Mittelträger).

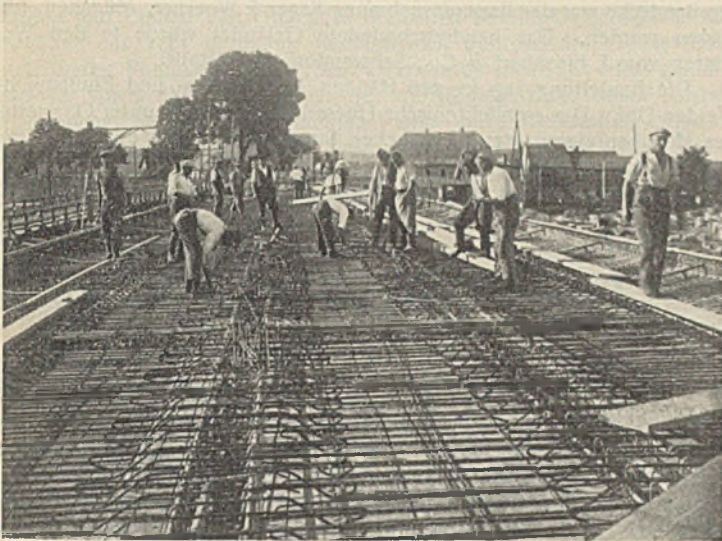


Abb. 8. Bewehrung der Fahrbahnplatte.
Die Haupt- und Querträger sind bereits betoniert.



Abb. 9.
Überblick über die Baustelle.

daher im allgemeinen gleich. Nur beim linken Pfeiler drangen die Pfähle im unterstromigen Drittel der Baugrube sehr leicht und sehr tief ein. Die Eindringungstiefen betragen am Schluß noch 12 bis 22 cm bei einer Hitzte von 20 Schlägen. Um eine ungleichmäßige Setzung dieses Pfeilers auf alle Fälle hintanzuhalten, wurde eine mit Eisenbahnschienen bewehrte, 80 cm dicke Fundamentplatte (Mischungsverhältnis 1:6) angeordnet.

Der Beton für die Fundamente und das aufgehende Mauerwerk wurde in üblicher Weise von einem Fördergerüst aus mittels Muldenkipper und Schüttrinnen eingebracht. Das Versetzen der Hausteine wurde anfangs am rechten Widerlager mit Hilfe eines gewöhnlichen, fahrbaren Drehkrans ohne beweglichen Ausleger vorgenommen. Dieses Gerät bewährte sich jedoch für diesen Zweck nicht. Infolge der zu geringen Bewegungsmöglichkeiten des Krans konnten die Hausteine nicht genau an den für sie bestimmten Stellen abgesetzt werden, wodurch für das genaue Ausrichten ein erheblicher Zeitaufwand notwendig wurde. Es wurde deshalb bei den Pfeilern und bei dem linken Widerlager ein in Holz konstruierter Versetzkran benutzt, der es ermöglichte, die Steine rasch und genau zu versetzen (Abb. 6). Der Kran bestand aus je einem Fahrgerüst rechts und links vom Pfeiler bzw. Widerlager. Diese beiden Gerüste trugen

Der für den Stampfbeton und den Eisenbeton notwendige Kiessand wurde aus der Naab gebaggert. Für die Stampfbetonbauteile wurde er in seiner natürlichen Zusammensetzung verwendet, für die Eisenbetonbauteile dagegen mußte er zur Erzielung größtmöglicher Dichte durch Zuschlag von Mittelkorn aufgebessert werden.

Die Fertigstellung des Bauwerks bis zur Fahrbahndecke brachte keine nennenswerten Schwierigkeiten. Abb. 9 zeigt einen Überblick über die Baustelle. Bei der Ausrüstung der Brücke ergab sich infolge des Eigengewichtes des Tragwerks eine Absenkung von 5 mm in der Mitte der Mittelöffnung und von 1 mm in der Mitte der Seitenöffnungen. Diese Absenkung sowie die Nachgiebigkeit und Zusammendrückung des Lehrgerüsts waren durch eine Überhöhung des Lehrgerüsts von 35 mm in der Mitte der Mittelöffnung und von 20 mm in der Mitte der Seitenöffnungen berücksichtigt worden. Diese Maße stellten sich nach der bei der erstmaligen Probelastung aufgetretenen bleibenden Durchbiegung als richtig gewählt heraus.

Erschwernisse ergaben sich bei der Herstellung der Fahrbahndecke (Teermischbelag) aus dem kleinen Umfang der Arbeit von nur 1400 m² einschließlich der Anschlußstücke. Denn die Aufstellung einer eigenen

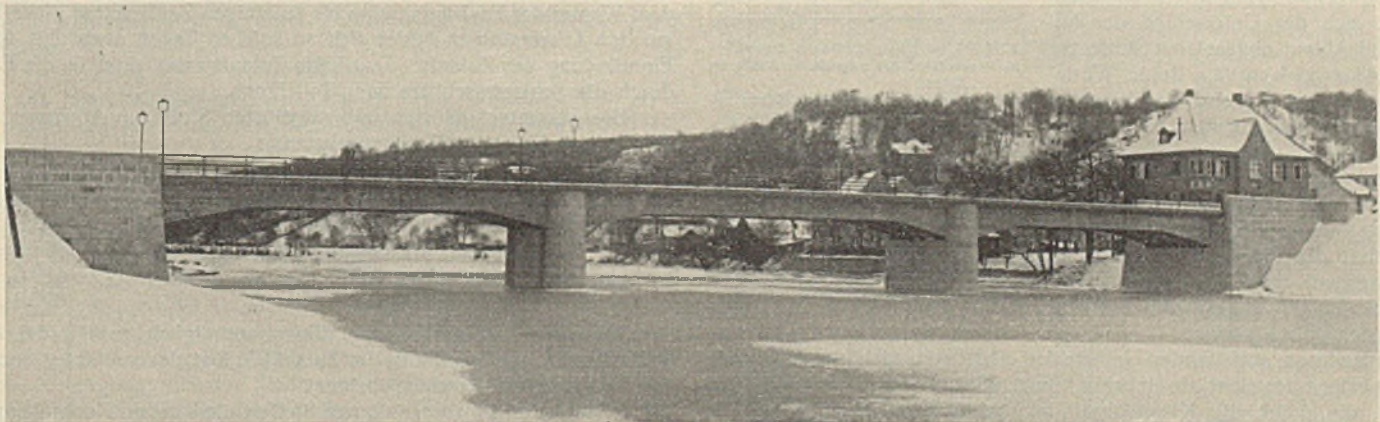


Abb. 10. Die fertige Brücke.

eine beiderseits auf einem Rollschemel aufgelagerte fahrbare Brücke, auf der eine ebenfalls auf einen Rollschemel montierte, fahrbare Winde angeordnet war.

Die Herstellung des Lehrgerüsts und der Schalung des Überbaues wurde so rechtzeitig in Angriff genommen, daß noch vor Fertigstellung der Unterbauten mit dem Einbringen der Bewehrung für die Tragkonstruktion (Haupt- und Querträger ohne Fahrbahnplatte) begonnen werden konnte. Abb. 7 zeigt die Bewehrung eines Hauptträgers (Mittelträger). Nach Vollendung der Pfeiler und Widerlager wurde der Beton für die Haupt- und Querträger in einem Guß eingebaut, die Bewehrung der Fahrbahnplatte und der Fußwege geflochten und der Überbau fertig betoniert (Abb. 8). Die waagerechte Arbeitsfuge wurde in die Unterkante der Fahrbahnplatte gelegt. Von einer Betonierung des gesamten Überbaues in einem Guß ohne Arbeitsfuge war abgesehen worden, weil sich Beschädigungen der Bewehrung nicht hätten vermeiden lassen.

Mischanlage kam bei dieser geringen Menge auf keinen Fall in Frage. Andererseits sollte im Interesse der Güte des Fahrbahnbelages vom Kalteinbau abgesehen werden. Es wurde deshalb der Versuch gemacht, das Mischgut aus einer im Werk der Bayerischen Hartsteinindustrie in Immenreuth aufgestellten Mischanlage durch Lastkraftwagen beizufahren. Trotz der großen Entfernung der Mischanlage von der Baustelle (rd. 90 km) gelang es, die Decke mit einer Temperatur von 60 bis 70° C einzubauen. Diese verhältnismäßig hohe Einbautemperatur wurde dadurch erreicht, daß die Fördergefäße für die Fahrt sorgfältig mit Tüchern abgedeckt wurden. Hierdurch bildete sich über dem Wageninhalt nur eine dünne, im Durchschnitt 4 bis 5 cm dicke Kruste, die das Mischgut vor weiterem Wärmeverlust schützte. Der Einbau geschah in zwei Schichten von verschiedener Kornzusammensetzung. Für die Binderschicht wurden die Körnungen 8/20, für die Verschleißschicht die Körnungen 3/6 und Füller verwendet. Als Fugenverschluß ist eine Nachbehandlung mit Kaltasphalt vorgesehen, die

jedoch wegen der notwendigen Nachverdichtung der Decke durch den Verkehr und wegen herbstlicher Witterung erst im nächsten Frühjahr aufgebracht werden wird. Abb. 10 gibt ein Bild der fertigen Brücke.

Ausführende Firmen.

Der Neubau der Brücke wurde durch die Beton- und Monierbau AG, Zweigniederlassung Nürnberg, ausgeführt. Der Abbruch der alten Brücke sowie die Herstellung und Wiederentfernung der Notbrücke oblag dem Baugeschäft Gebrüder Donhauser, Schwandorf. Die Herstellung der

Straßendecke war der Bauunternehmung Sager & Woerner, München, übertragen worden. Das handgeschmiedete Geländer wurde in den Werkstätten von J. Eisenhart & Co., Schwandorf, hergestellt.

Die Bauleitung lag in den Händen des Straßen- und Flußbauamtes Weiden-Opf. Die architektonische Überarbeitung wurde unter Oberleitung des Hochbaureferats des bayerischen Staatsministeriums des Innern vom Landbauamt Amberg besorgt.

Die Gesamtkosten des Bauwerks einschließlich aller Nebenarbeiten betragen 190 000 RM.

Betrachtungen zu den Betriebsergebnissen der Münchener Abwasserkläranlage im Betriebsjahr 1933/34.

Alle Rechte vorbehalten.

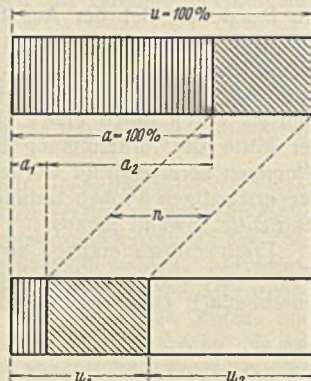
Von Stadtoberbaurat E. Stecher, München.

(Schluß aus Heft 10.)

Vergleicht man nun noch die Prozentsätze der Ausscheidung der absetzbaren mit denen der ungelösten Stoffe, so muß sich wegen der nicht absetzbaren, feinen ungelösten Stoffe vom spezifischen Gewicht 1 und darunter das Bild der Abb. 10 ergeben, also ein höherer Prozentsatz bei den absetzbaren Stoffen. Dieser Vergleich läßt sich aber nicht in Volumenprozenten durchführen, da die nicht absetzbaren ungelösten Stoffe sich als wasserhaltiger Schlamm nicht gewinnen und deshalb nicht angeben lassen. Den früher ermittelten Zahlen, nämlich 84,4 Volumenprozent Ausscheidung der in 2 Stunden absetzbaren Stoffe, stehen rein ziffernmäßig 47,9 Gewichtsprozent Ausscheidung der durch Filtrieren bestimmten Trockenmasse der ungelösten Stoffe gegenüber. Die Gewichtsprozent der Trockenmasse der aus zweistündigen Absetzversuchen bestimmten abgesetzten Stoffe ergeben sich zu $\frac{106,3 - 13,6}{106,3} \cdot 100 = 84,4\%$,

errechnen sich also ebenso hoch wie die Volumenprocente. Jedoch

geht aus den vorhergehenden Betrachtungen hervor, daß diese Zahl lediglich einen guten Vergleichsmaßstab, der vielfach üblich ist, darstellt. Wollte man die Ausscheidung an absetzbaren Stoffen unmittelbar messen, so wäre es auch denkbar, zu beobachten, wieviel Frischschlamm sich in der Klärzeit aus dem Zulaufwasser absetzt. Bei einer ganz täglichen Untersuchung wurde diese Messung vorgenommen, und es ergaben sich aus 24 Versuchen folgende Durchschnittswerte: Nach 1 Stde. 19 min aus dem Zulaufwasser abgesetzt 3,21 cm³/l. Aus den zweistündigen Absetzversuchen errechnet sich der Unterschied der im Zulauf und Ablauf abgesetzten Stoffe zu 3,57 — 0,43 = 3,14 cm³/l. Beide Werte stimmen recht gut überein, die Versuche werden fortgesetzt. Es wäre auch denkbar, das Zu- und Ablaufwasser bis zur Beendigung des Absetzvorgangs, also mindestens 6 Std. lang, zu beobachten. Abgesehen von dem großen Zeitaufwand dürften aber die Ergebnisse auch nicht sicherer werden, da in dieser Zeit schon Veränderungen des abgesetzten Schlammes vor sich gehen können.



- u 100% ungelöste Stoffe im Zulauf.
- u₁ Prozentsatz der ungelösten Stoffe im Ablauf.
- u₂ Prozentsatz der ausgeschiedenen ungelösten Stoffe (% von u)
- a 100% absetzbare Stoffe im Zulauf.
- a₁ Prozentsatz der absetzbaren Stoffe im Ablauf.
- a₂ Prozentsatz der ausgeschiedenen absetzbaren Stoffe (% von a)
- n nicht absetzbare Stoffe.

Abb. 10.
Ausscheidung der absetzbaren und der ungelösten Stoffe.

Einen anderen, auffallenden Unterschied erhält man noch, wenn man die Trockensubstanz der nicht absetzbaren feinsten Schwebestoffe und Kolloide bestimmt, die durch die Kläranlage hindurch in den Ablauf gehen, je nachdem man diese Stoffe aus dem Zulaufwasser oder aus dem Ablaufwasser durch Abziehen der absetzbaren Stoffe von den ungelösten errechnet. Im Zulauf ergeben sich als nicht absetzbar 142,2 — 106,3 = 35,9 mg/l, im Ablauf dagegen 81,7 — 13,6 = 68,1 mg/l. Neben dem langsameren Absetzvorgang des Ablaufwassers dürfte den Unterschied noch der gegenüber den festen Stoffen verhältnismäßig größere Gehalt des Ablaufwassers an Kolloiden, die zum Teil auf dem Filter zurückbleiben, mitbedingen.

Die Bestimmung der Klärwirkung in Volumenprozenten der in 2 Std. absetzbaren Stoffe ist eine einfach auszuführende, für die täglichen Untersuchungen geeignete und den Bedürfnissen der Praxis in der Regel genügende relative Messung der Klärwirkung. Eindeutiger ist, wie schon erwähnt, die Feststellung des Rauminhalts der im Ablauf verbliebenen absetzbaren Stoffe. Nach Bach arbeitet eine Kläranlage gut, wenn im Ablauf nicht mehr als 0,5 cm³ in 2 Std. absetzbare Stoffe je l vorhanden sind; in München sind 0,43 cm³/l durchschnittlich vorhanden. Die Gewichtsbestimmungen der ungelösten Stoffe geben absolute Werte des Erfolges der mechanischen Klärung. Die schon verschiedentlich vorgeschlagene Normung der Untersuchung von Kläranlagen wäre sehr zu begrüßen.

d) Abwasser.

Im Münchener Kanalnetz, das sorgfältig rein gehalten wird und gute Gefälle besitzt, bilden sich keine faulenden Ablagerungen. Das Abwasser kommt deshalb vollständig frisch, also in noch nicht angefaultem Zustande zur Kläranlage. Neben einer größeren Anzahl von Klär-, Kühl- und Entsäuerungsanlagen sowie Fettfängern sind in den Einzelanwesen zur Erhaltung einer unschädlichen Beschaffenheit des Abwassers rd. 1500 Benzinabscheider eingebaut, die durch die Kanalisationsverwaltung amtlich entleert werden.

Die durchschnittlichen Temperaturen des Zulaufwassers sind:

Monat	Durchschnittstemperatur in °C			
	ganzmonatlich	an Schnee-Einwurf Tagen	an sonstigen Tagen	Zahl der Schnee-Einwürfe
April 1933	11,4	—	—	—
Mai 1933	11,7	—	—	—
Juni 1933	12,7	—	—	—
Juli 1933	14,3	—	—	—
August 1933	15,0	—	—	—
September 1933	14,6	—	—	—
Oktober 1933	14,0	—	—	—
November 1933	12,3	11,6	12,5	4
Dezember 1933	8,8	7,5	10,0	10
Januar 1934	8,6	6,4	8,8	6
Februar 1934	9,1	5,6	7,0	2
März 1934	10,3	—	—	—

Die durchschnittliche Temperatur des Abwassers während des betrachteten Jahres war im Zulauf 11,9°. Der Einfluß des Schnee-Einwurfs in die Kanäle auf die Abwassertemperatur ist stark und spiegelt sich auch in der Gasgewinnung (s. u.) wieder. Nur bei Schnee-Einwurf bildet sich auf dem Wasser der Faulräume eine bis zu einigen Zentimetern dicke Eisdecke, auf den Absetzräumen bildet sich an solchen Tagen etwas Eis nächst der Einmündung des Zulaufs. Das kalte Zulaufwasser sinkt in die Faulräume durch die Schlammenschlitze zum Teil hinab.

Die gesamten gelösten und ungelösten Stoffe im Abwasser betragen in mg je 1 Abwasser (Trockensubstanz):

Zeit	Zulauf	Ablauf
April mit Juni 1933	707,7	632,9
Juli mit September 1933	697,7	643,6
Oktober mit Dezember 1933	685,1	603,5
Januar mit März 1934	687,0	610,6
Mittel	694,4	622,6

Auf einen angeschlossenen Einwohner täglich enthält das Abwasser gelöste und ungelöste Stoffe im Zulauf 251,3 g, davon 108,8 g anorganisch, 142,5 g organisch (Trockensubstanz).

In den gelösten anorganischen Stoffen sind neben Kochsalz und Chlorcalcium die schon im Leitungswasser vorhandenen Kalk- und Magnesiumbikarbonate enthalten. Diese Salze werden durch die mechanische Klärung und die biologische Reinigung des Abwassers nicht verändert. Sie sind, da Kochsalz in größeren Mengen nicht vorhanden ist, unschädliche „Fremdstoffe“ des Abwassers.

Aus zehn Untersuchungen wurde der Sauerstoffgehalt des Abwassers im Zulauf zu 2,0, im Ablauf zu 2,1 mg/l festgestellt. Die kleine Vermehrung des Sauerstoffgehalts im Ablauf dürfte von der Wirkung der Überfälle am Ablauf der Absetzräume herrühren.

Zur Sicherung der Abwasserfische vor schädlichen Einleitungen³⁾ werden die Abwasser liefernden Betriebe des Stadtgebietes laufend überwacht, verschiedentlich wurden Abwasserproben untersucht. Im Laboratorium der Kläranlage steht ein Fischeaquarium, dem durch eine kleine Pumpe Abwasser aus dem Zulauf der Kläranlage und Frischwasser zugeführt werden. Die Fische des Aquariums werden regelmäßig beobachtet, um Fischgifte im Abwasser festzustellen.

Die in den Vorjahren wiederholt vorgekommenen starken Verölungen der Kläranlage wurden durch Einwirkung auf die in Betracht kommenden

Betriebe und Einbau von Ölfängern dortselbst beseitigt. Schädliche Einwirkungen des sehr geringen, hauptsächlich während der Tagesstunden feststellbaren Phenolgehalts der Abwässer traten nicht auf. Das geklärte Abwasser stürzt über Wehrrücken in das Ablaufgerinne, dabei entsteht ein gelblicher Schaum von verseiften Fetten und Eiweißstoffen. Das auf den Klärbecken sich sammelnde Fett wird bis jetzt dem Klärschlamm beigegeben. Es wird erwogen, die Fettstoffe in Anbetracht der Rohstoffknappheit zu gewinnen. Zur Zeit fallen täglich etwa 15 Ztr. Schwimmstoffe mit rd. 30 % Fettgehalt an.

Ebenfalls zum Schutze der Fische wurden täglich der Kaliumpermanganatverbrauch, die Alkalität, der pH-Wert sowie die Fäulnisfähigkeit nach Spitta (Methylenblauprobe) bestimmt. Das Abwasser enthält

	im Zulauf	im Ablauf
Gesamtstickstoff	21,5 mg/l	21,8 mg/l
Chlor gebunden	57,0 mg/l	55,0 mg/l

Der Kaliumpermanganatverbrauch war in mg Sauerstoff je l Abwasser durchschnittlich im Zulauf 19,0, im Ablauf 19,5. Die Höchst- und Niedrigstwerte in den einzelnen Monaten lagen zwischen 36,0 und 46,6 mg sowie zwischen 5,6 und 9,6 mg⁹⁾. Die Alkälitätsbestimmung ergab einen Verbrauch von durchschnittlich 6,3 cm³ Normalsäure im Zu- und Ablauf je l Abwasser. In den einzelnen Monaten ergaben sich Höchstwerte von 6,8 bis 8,3 und Niedrigstwerte von 2,6 bis 5,7 cm³. Die Niedrigstwerte erschienen an Tagen mit Regenfällen oder Schnee-Einwurf. Die Fäulnisproben fielen stets negativ aus. Der pH-Wert, der mit dem Betriebsionometer von Lautenschläger, München, einfach und praktisch ermittelt wurde, bewegte sich zwischen 7,0 und 7,8.

Das Abwasser hatte also normalen häuslichen Charakter, war schwach alkalisch und von normaler Verschmutzung, es war nicht angefault.

Schließlich sei noch der Dungstoffgehalt des Abwassers (Mittel aus vier gantztägigen Untersuchungen) angegeben (mg/l):

	K ₂ O	P ₂ O ₅	N ₂	CaO
Zulauf	14,6	8,0	21,5	127
Ablauf	13,5	6,6	21,8	127

4. Sandfang- und Rechengut.

Vom Grobrechen werden die abgefangenen Stoffe mittels eines elektrisch betriebenen Abstreifers entfernt. Täglich fallen etwa zwei Rollwagen, jährlich rd. 700 m³ größte Sperrstoffe, hauptsächlich Lumpen, an. In den Sandfängen sammeln sich jährlich insgesamt 2400 m³ Sand. Die größten Sandmengen, bis zu 200 m³ je Woche, kommen infolge des Aufsandens der Straßen an Schnee-Einwurf Tagen zur Kläranlage. Starke Abschleifwirkungen des Sandes an Backsteinkanälen kommen vor⁷⁾. Der Sand wird mittels eines Greiferkrans auf Rollwagen verladen. Rechengut und Sand kommen in abgelegene frühere Wasserrinnen der Isarauen. Das Rechengut wird mit dem Sand bedeckt. Nach einer Reihe von Jahren muß wahrscheinlich zu einer Verbrennung des Rechengutes gegriffen werden.

5. Klärschlamm.

Der aus den Faulräumen entnommene etwa 3 Monate alte ausgefaulte nasse Klärschlamm, der Faulschlamm, bildet eine schwarze, schwach riechende Masse. Er wird, wie bei den Emscherbrunnen, durch den Überdruck des Wassers aus den Becken abgelassen und gelangt durch 30 cm weite Steinzeugrohrleitungen in einen tiefen, in der Mitte der Beckengruppe gelegenen Sammelschacht. Von dort wird er durch eine Saug- und Druckkesselanlage abgepumpt. Die Kesselanlage ist tiefgestellt, um die Saughöhe gering zu halten. Dadurch wird dem Schlamm kein Gas entzogen, so daß er leichter trocknet.

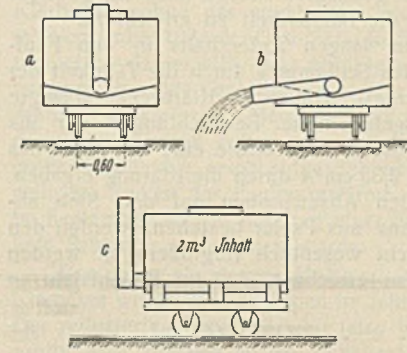
Für die Unterbringung und, soweit möglich, landwirtschaftliche Ausnutzung des Schlammes stehen rings um die Kläranlage 190 ha Feldflächen zur Verfügung, die der Stadt eine gewisse sehr angenehme Unabhängigkeit von Schlammbeziehern sichern. Die Felder werden von dem neben der Kläranlage befindlichen städtischen Gut Großblappen bewirtschaftet. Das Gut wird auf Rechnung der Kanalisation betrieben, es dient in erster Linie der Schlammunterbringung.

In den ersten Betriebsjahren hat man den Schlamm weitgehend auf dem Gut Großblappen verwendet und zum Teil gelagert. Man ließ den Schlamm teils auf den 11 400 m² großen Schlamm-trockenbeeten und teils in eigenen Schlamm-lagern, die durch Dämme auf den Feldern abgegrenzt wurden, trocknen. Den Schlamm von den Trockenbeeten hat man früher mittels eines besonderen Baggers in eigens konstruierte Streuwagen verladen und mit Traktoren auf die Felder verfahren und verstreut. Die sehr leistungsfähigen, 5 t Schlamm fassenden Streuwagen preßten aber durch ihr großes Gewicht die Ackerkrume stark zusammen, man hat deshalb an deren Stelle Kleinbahntransport auf Feldbahngleisen ein-

geführt. Der Schlamm wird jetzt von dem Gutsbetrieb aus den Schlamm-lagern, in die er in 1 bis 1,5 m hohen Schichten gepumpt wird, nach etwa einjähriger Lagerung getrocknet entnommen und mit Rollwagen über die Feldbahngleise auf die Felder verbracht. Die Gutsverwaltung erklärt länger gelagerten Trockenschlamm als den vorteilhaftesten Dünger. Im Berichtsjahr wurden für den Gutsbetrieb rd. 25 000 m³ Naßschlamm auf Lagerflächen gepumpt.

Rund 37 000 m³ Naßschlamm, der einen geringen Wasserzusatz enthält, wurden an die Ödlandgenossenschaft Garching abgegeben⁸⁾. Dieser Schlamm wird zunächst in einen Silo gefördert. Er wird in besondere, 2 m³ fassende Rollwagen (Abb. 11) aus dem Silo abgelassen und auf einer Feldbahn 6 bis 10 km weit nach den ausgedehnten Feldern und Heideflächen der Genossenschaft verbracht. Auf Schleppgleisen, die mittels eines Traktors seitlich verzogen werden können, fährt ein Schlammzug mit 20 Wagen langsam über die zu düngenden Flächen.

Der Schlamm wird auf einer Seite aus den Wagen abgelassen und verteilt sich, fast ohne daß Handarbeit nötig ist, auf 3 bis 4 m Breite. Die Genossenschaft hat die gesamten Förderanlagen auf ihre Kosten erbauen lassen, nämlich den 250 m³ fassenden Eisenbetonsilo, die 560 m lange, 20 cm weite Druckrohrleitung dorthin und die Feldbahn. Sie hat auch das rollende Material beschafft. Silo und Druckrohrleitung gingen in das Eigentum der Stadt über, die Genossenschaft erhält dafür jährlich bis zu 40 000 m³ Schlamm ab Silo umsonst und einen Zinszuschuß von jährlich 3000 RM.



a Fahrstellung, Queransicht. b Entladestellung, Queransicht. c Längsansicht.

Abb. 11. Feldbahnwagen der Ödlandgenossenschaft Garching zur Beförderung und Ausbreitung von nassem, ausgefaultem Klärschlamm.

In jüngster Zeit hat eine weitere Ortschaft Antrag auf Zuteilung von Klärschlamm gestellt.

Schließlich werden jetzt rd. 16 000 m³ Naßschlamm jährlich auf die nur im Sommer zu beschickenden besonderen Schlamm-trockenbeete gepumpt. Der dort 0,5 m hoch aufgebrachte Schlamm trocknet bei gutem Wetter in etwa 8 Tagen auf ungefähr die Hälfte zusammen. Dieser

Schlamm wird von privaten Gärtnern und Landwirten der Umgegend zum Preise von 0,70 RM je m³ abgenommen, einige Fuhr-geschäfte befassen sich mit der Beförderung des Schlammes. Der Schlamm wird durch den Schlamm-bagger von der Stadt auf die abholenden Fahrzeuge verladen. Die Fuhrkosten überwiegen stark den Schlammpreis.

Die Erfolge der Schlamm-düngung sind sehr gut. Der Flächenbedarf für die Schlammunterbringung ist aber groß und daher ausschlaggebend für die Beförderungskosten. Denn man kann etwa alle 3 Jahre 3 bis 5 cm Trockenschlamm oder die doppelte Schicht Naßschlamm auf die Felder bringen.

Die monatliche Verteilung der Schlammfö-rderung zeigt Abb. 12. Die

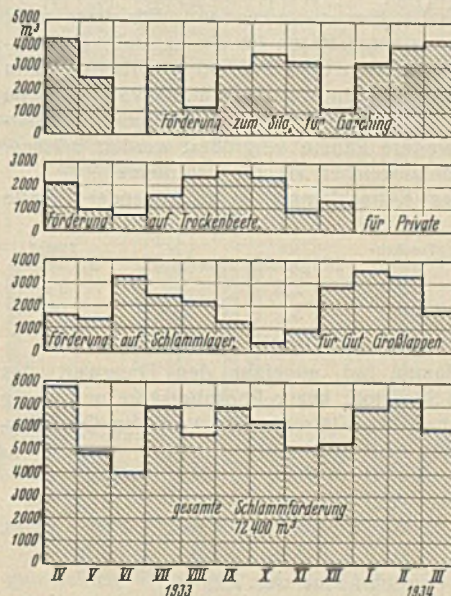


Abb. 12. Zeitliche Verteilung der Klärschlammfö-rderung. (Die aus den Klärbecken entnommene Menge ohne Wasserzusatz.)

nicht das ganze Jahr über gleichmäßig mögliche landwirtschaftliche Unterbringung des Schlammes erhöht den Umfang der Kosten verursachenden Zwischenlagerung von Schlamm in den Schlamm-lagern. Die großen Faulräume der Klärbecken sind günstig für eine vorübergehende Aufspeicherung und bei Bedarf vermehrte Abgabe von Schlamm. Das Einsetzen stärkerer Fäulnis und das dadurch verursachte Aufsteigen von

⁸⁾ Stecher-Keppner, Erweiterung der Schlammabgabe auf der Münchener Kläranlage. Gesund.-Ing. 1932, Heft 36.

⁹⁾ Die Bestimmung des Kaliumpermanganatverbrauchs (Sauerstoffverbrauch) wurde mit Permanganat (1/100 Normallösung) in saurer Lösung bei 10 min langer Erwärmung auf dem Wasserbad durchgeführt.

⁷⁾ Stecher, Abnützung des Mauerwerks von Straßenkanälen. Gesund.-Ing. 1924, Heft 42.

Schwimmschlamm in den Klärbecken im Frühjahr zwingt andererseits um diese Zeit und schon vorher zu einer stärkeren Schlammabnahme aus den Becken. Im übrigen wird der Schlamm zur Erhöhung der Gasausbeute möglichst lange in den Becken belassen. Die Abbildung läßt ersehen, wie die Schlammförderung an die verschiedenen Verwendungsstellen von der Abnahme durch die Genossenschaft abhängig ist und wie insbesondere die Förderung des Schlammes auf Lagerflächen für Verwendung im städtischen Gutsbetrieb zeitlich der Förderung nach Garching und der auf die Trockenbeete ausweicht.

Insgesamt wurden im Berichtsjahr aus den Klärbecken zum Sammel-schacht rd. 72 400 m³ ausgefauter Naßschlamm abgelassen. Die jährlichen Schlammengen sind noch nicht genau genug festgestellt, da sich nicht ohne weiteres ermitteln läßt, wieviel Schlamm am Jahresanfang und am Jahres-schluß in dem Becken lagert. Feststellungen hierüber werden angestrebt. Bei Schlammförderung in den hochgelegenen Silo oder nach entfernten Lagerflächen muß zu der genannten Menge noch ein geringer Wasserzusatz gegeben werden, um die Pumparbeit zu erleichtern.

Während des etwa 3 Monate langen Aufenthalts in den Faul-räumen wird ein erheblicher Teil des Schlammes durch die Tätigkeit der Fäulnisbakterien verflüssigt und vergast. Die in die Klärbecken gelangte Frischschlammmenge läßt sich mangels anderer Beobachtungen nur aus dem Ergebnis der zweistündigen Absetzversuche, die eine Abnahme des Frischschlammes im Abwasser von 2,33 cm³/l durch die Klärung ergaben, rechnerisch bestimmen. Die bei den Absetzproben auf dem Sieb abgefangenen Sperrstoffe, die meistens aus Papier bestehen, werden den Rauminhalt des Frischschlammes nicht wesentlich vergrößern, sie werden deshalb außer acht gelassen. Man errechnet, daß im Berichtsjahr an Frischschlamm angefallen waren:

im Zulauf rd.	241 000 m ³
im Ablauf „	37 500 „
abgesetzt „	203 500 „

Diese Menge ist aus den früher geschilderten Gründen nicht genau. Sie genügt aber, um ein Maß des Schlammabfalls und der Schlamm-zehrung zu geben. Eine Umrechnung aus der Trockensubstanz in Volumen ist aus verschiedenen Gründen nicht möglich.

Für die Ausfaltung des Schlammes stehen zur Zeit bei insgesamt 31 000 m³ Faulraum und einem geringen Raum in den Faulwasserbecken je angeschlossenen Einwohner rd. 47 l Faulraum zur Verfügung. Die Faulraumtemperatur ist mit durchschnittlich 11,7° um 0,2° niedriger als die des Zulaufwassers (11,9°). In den Sommermonaten ist die Faul-raumtemperatur um Bruchteile eines Grades tiefer, in den Wintermonaten oft um ebensoviel höher als die Abwassertemperatur. Die Wirkung des kalten Grundwassers, das die Faulräume 9 m hoch umgibt, einerseits und andererseits des Schnee-Einwurfs ist hier zu erkennen. Für diese recht niedrigen Faulraum- und Abwassertemperaturen ist die Ausfaltung durch-aus befriedigend. Denn die abgesetzten etwa 203 500 m³ Frischschlamm werden vermindert auf rd. 72 400 m³ nassen Faulschlamm, die volumetrische Schlammzehrung beträgt also ungefähr 68%. Die Faulräume der Klär-anlage werden einmal durch weitere Räume vergrößert werden müssen, die Absetzräume werden länger ausreichen als die Faulräume.

Die Zusammensetzung des Klärschlammes ist in folgender Tabelle aufgeführt (Gewichtsprozente):

	Wasser- gehalt	Trocken- masse	anorganisch	organisch	Mittel aus Proben
Frishschlamm	91,7	8,3	2,6	5,7	11
Faulschlamm naß	88,0	12,0	5,2	6,8	20
Faulschlamm trocken	67,9	32,1	16,6	15,5	3

Der ausgefautete Klärschlamm hat ungefähr den Dungwert des Stallmistes, er enthält reichlich Stickstoff, knapp Phosphorsäure und wenig Kali. Der Pflanzennährstoffgehalt des Klärschlammes wurde in Gewichts-prozenten der Trockenmasse wie folgt bestimmt:

	K ₂ O	P ₂ O ₅	N ₂	CaO
Frishschlamm	0,29	1,0	3,1	11,2
Faulschlamm naß	0,16	0,74	2,3	9,1
Faulschlamm trocken	0,17	0,64	2,0	7,3

Der pH-Wert des nassen Faulschlammes war 7,2.

Im ursprünglichen Entwurf der Kläranlage war zur Vermeidung von Dungstoffverlusten die Verarbeitung von Frischschlamm und Hausmüll als Mengedünger mit vorgesehen. Es ist richtig, wenn alle in Betracht kommenden Möglichkeiten bei einer solchen Anlage offengehalten werden. Der große Flächenbedarf für die Schlammdüngung einerseits und die Möglichkeit der Gewinnung von Klärgas andererseits machten die Verwen-dung von Frischschlamm und die Herstellung von Mengedünger überflüssig.

Die Entnahme des ausgefauten Schlammes aus den Klärbecken geschah ungefähr zur Hälfte in der Form von Bodenschlamm und zur Hälfte als Schwimmschlamm, und zwar:

Sinkschlamm in den Faulräumen	23 654 m ³
Sinkschlamm in den Faulwasserbecken	12 282 „
Schwimmschlamm aus den Faulräumen	36 487 „
	<u>72 423 m³</u>

Der Schlamm kann unter den Gasgewölben weniger kräftig durch Abspritzen bearbeitet werden, es bildet sich deshalb eine starke Schwimm-schicht. Ein Teil davon wird fortlaufend abgelassen. Der oberste Teil der Schwimmschicht bildet eine mit Haaren, Holzresten und besonders mit Gerstenkörnern, die von den Brauereien herkommen, stark durch-setzte, schwer zersetzliche Masse von einer Dicke bis zu einigen Dezimetern. Diese Schicht und die darunter anstehende, in mehreren Becken eine ziemliche Konsistenz erreichende, etwa 1½ m dicke Schicht muß in manchen Becken jährlich, in manchen seltener durch Absenken des Wasserspiegels und durch Druckwasserstrahl zerstört werden. Eine Pump-anlage zur Erzeugung von Druckwasser mit 10 at ist vorhanden. Beim Behandeln mit Druckwasser sinkt der Schlamm zunächst rasch unter. Er kommt aber nach einigen Tagen wieder hoch und kann dann, bevor er sich wieder dichter zusammenpreßt, zum Teil abgelassen werden. Bei dieser Behandlung der Becken geht während des Absenkens und bis zur Wiedereinarbeitung des Beckens selbstverständlich Klärgas verloren. Man nimmt dies in Kauf, um zu starke Schwimmschlammkörper unter den dünnen Gasgewölben nicht entstehen zu lassen.

Die Pflanzennährstoffe im Rohabwasser werden durch die Klärung nur zum kleineren Teil zurückgehalten. Wenn auch die Dungwertunter-suchungen nicht in so großer Zahl vorliegen, daß man ganz sichere An-gaben machen kann, so läßt sich doch in runden Werten folgendes Bild geben: Die bereits angeführten Zahlen, die hier in Betracht kommen, sind folgende: Dungstoffe im Zulauf (Kali, Phosphorsäure, Stickstoff und Kalk) ins-gesamt 171,1 mg/l, im Ablaufwasser*) 168,9 mg/l; Trockenwetterabfluß 87,5 Mill. m³, Frischschlamm-Menge 0,203 Mill. m³, Wasser also 87,3 Mill. m³ jährlich; Trockensubstanz im Frischschlamm 8,3 Gewichtsprozent, Dung-stoff im Frischschlamm insgesamt 15,59 % der Trockensubstanz.

Bestimmt man den Dungstoffverbleib in der Kläranlage aus dem Zu- und Ablaufwasser, so kommt offenbar eine zu geringe Zahl heraus. Man rechnete deshalb den Gesamtdungstoffgehalt des Abwassers aus dem Zulauf und den in der Kläranlage verbliebenen aus dem Frischschlamm:

$$\text{Im Zulauf sind } \frac{171,1 \cdot 87\,500\,000}{1000 \cdot 1000} = 15\,000 \text{ t Dungstoff jährlich enthalten.}$$

$$\text{Im Frischschlamm sind } 203\,000 \cdot \frac{8,3}{100} \cdot \frac{15,59}{100} = 2\,600 \text{ t Dungstoff enthalten.}$$

Es sind also etwa 80 % der Pflanzennährstoffe im geklärten Abwasser verblieben. Die geklärten Abwässer sind deshalb auf Rieselfeldern oder in Fischeichen oder zur Feldberegung landwirtschaftlich gut ausnutzbar.

6. Klärgas.

Die Gasabfanggewölbe in den Klärbecken und Faulwasserbecken wurden erst eingebaut, als durch einige Jahre andauernde Vorversuche an einem Becken die aus dem Münchener Abwasser zu erwartenden Gasmengen einwandfrei feststanden. Im Berichtsjahr war die Gasgewin-nung aus der gesamten Anlage ununterbrochen im Betrieb, vier Becken waren einige Tage zur Beseitigung des Schwimmschlammes außer Betrieb und lieferten in der anschließenden Zeit vorübergehend eine geringere Gasmenge. Das Gas wird auf der Kläranlage gesammelt, für jedes Becken einzeln und noch insgesamt gemessen, der Heizwert wird durch ein selbstschreibendes Junker-Kalorimeter fortlaufend registriert. Eine Gebläseanlage drückt das Gas nach dem 10 km weit entfernten städtischen Gaswerk Moosach durch eine 0,15 m weite Leitung. Diese Leitung ist durch die städtischen Gaswerke, die übrigen Teile der Gasgewinnungs-anlage sind von der Stadt und der „Mittleren Isar AG“ errichtet worden. Die im Berichtsjahr erzeugten Gasmengen waren:

Monat		niedr. m ³ /Tag	höchst m ³ /Tag	mittel m ³ /Tag	monatlich m ³
April	1933	5 922	7 683	7 125	213 741
Mai	1933	5 713	7 369	6 367	197 387
Juni	1933	6 031	8 711	7 574	227 220
Juli	1933	7 830	10 500	9 052	280 610
August	1933	8 354	10 420	9 360	290 149
September	1933	8 921	10 260	9 400	281 996
Oktober	1933	7 750	10 410	9 138	283 265
November	1933	6 950	9 250	8 357	250 720
Dezember	1933	3 070	7 820	5 455	169 100
Januar	1934	3 700	6 100	4 901	151 920
Februar	1934	4 435	6 680	5 566	155 860
März	1934	5 640	7 430	6 284	194 810

$$\text{Gasmenge im Berichtsjahr} = 2\,696\,778 \text{ m}^3$$

Hiervon treffen auf die Faulräume der Klärbecken 2 490 878 m³ und auf die Faulwasserbecken 205 900 m³ oder rd. 7,6 % der Gesamtgasmenge.

Der Verlauf der Gaserzeugung im Berichtsjahr ist in Abb. 13 zeichnerisch verfolgt. Die Abhängigkeit der Faulraumtemperatur und damit der Gasmenge von der Jahreszeit, von Regenfällen und insbesondere vom Schnee-Einwurfbetrieb ist weitgehend.

*) In den Sonderdrucken steht an dieser Stelle unrichtig statt Ablauf-wasser: Wasser.

Die Verteilung des Gasanfalls auf die einzelnen Wochentage ist durchschnittlich folgende:

Sonntag	7291 m ³	Donnerstag	7431 m ³
Montag	7264 "	Freitag	7456 "
Dienstag	7435 "	Samstag	7387 "
Mittwoch	7455 "		

Es findet also allwöchentlich ein Samstag beginnender, Sonntag sich verstärkender und Montag den Größtwert erreichender Abfall der Gas-erzeugung statt. Im Vorjahr begann das Sinken des Gasanfalls erst am Sonntag. Am Samstag und Sonntag werden offenbar weniger warme

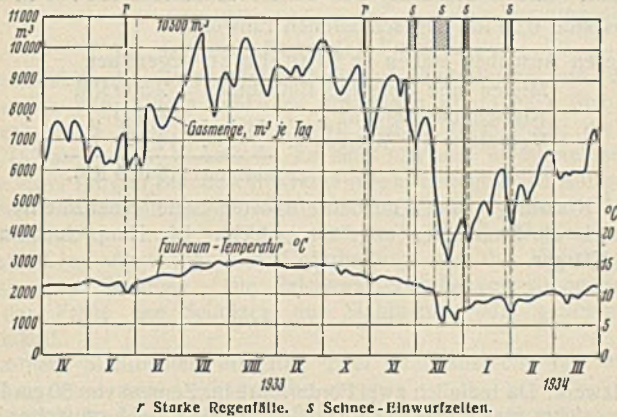


Abb. 13. Tägliche Klärgasmengen in m³, Faulraumtemperaturen.

Gewerbe- und Haushaltabwässer abgeleitet, das Fallen der Abwassermenge am Sonntag verursacht ein verstärktes Hervortreten des kalten Grundwassers. Die Abwassertemperatur wurde nur an Werktagen gemessen, sie sinkt schon am Samstag etwas ab.

Täglich fallen je Faulraum samt Faulwasserbecken durchschnittlich 463 m³ Gas an, insgesamt täglich 7388 m³. Aus der Jahresmenge von

1. April bis 30. November 1934 infolge des sehr günstigen Wetters bereits 2,23 Mill. m³ Gas erzeugt worden gegenüber 2,03 Mill. m³ im gleichen Zeitraum des Berichtsjahres und 2,07 Mill. m³ im nämlichen Zeitraum des Rechnungsjahres 1932/33.

Die Zusammensetzung des Gases ist achtmal geprüft worden und beträgt in Volumenprozenten:

Kohlensäure	19,2
Methan	73,1
Stickstoff und Wasserstoff	7,7
Schwefelwasserstoff	Spuren.

Nicht nur die Gasmenge, sondern auch die Gaszusammensetzung ist bei den einzelnen Becken verschieden. Der durchschnittliche Kohlen-säuregehalt bewegt sich zwischen 22,9 und 15,7%. Im Sommer war er 18,1%, im Winter 20,3%.

In Abb. 14 sind für ein der Durchschnittsleistung nahe kommendes Klärbecken ohne das zugehörige Faulwasserbecken für die Monate Juli mit September 1934 der Gasanfall, die Schlammernahme und die Faulraum-temperatur dargestellt. Die Abbildung erhellt, daß die Gasausbeute überwiegend von der Faulraumtemperatur abhängt und daß die häufiger und deshalb in kleineren Mengen durchgeführten Schlammernahmen einen geringeren Einfluß haben. Im Juli bewirkte eine mehrmalige Entnahme größerer, offenbar rasch auftriebener Schwimmschlamm-massen bei gleichzeitigem Sinken der Faulraumwärme ein stärkeres Nachlassen des Gases. Im September ist die Wirkung einer Faulraumabkühlung deutlich, obwohl kein Schlamm entnommen wurde.

Der obere abgelesene Heizwert (also einschließlich Abgaswärme) des Klärgases wurde in Großlappen im Jahresmittel mit 6660 kcal/m³ gemessen. Der reduzierte obere Heizwert (also bezogen auf 0° und 760 mm Druck) ergibt sich hieraus zu rd. 7300 kcal/m³. Der Gesamtgasverbrauch der Stadt betrug im Berichtsjahr rd. 61 Mill. m³, das Stadtgas ist auf 3600 kcal oberen abgelesenen Heizwert oder 4250 kcal reduzierten oberen Heizwert eingestellt, die Kläranlage hat deshalb einen nennenswerten Anteil, rd. 8%, des Gaswärmebedarfs der Stadt gedeckt.

Das Klärgas wird im Gaswerk dem Kohlenrohgas zugeführt und macht zusammen mit diesem und dem zur Wärmegehaltsregelung zu-

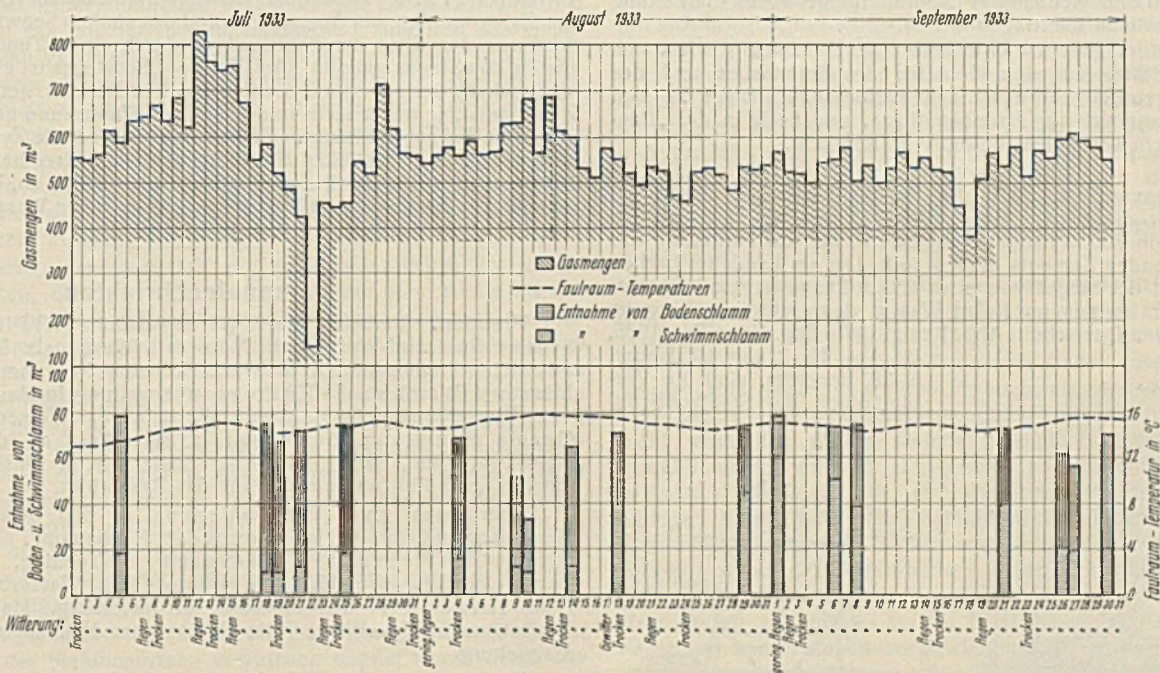


Abb. 14. Klärgas- und Schlamm-bewegung in einem der 16 Klärbecken im Sommer 1933.

rd. 2,7 Mill. m³ errechnet sich auf 1 angeschlossenen Einwohner eine Gasmenge von 11,21 täglich und 4,23 m³ jährlich. Das ist eine angesichts der niedrigen Faulraumtemperatur gute Gasausbeute, da man im allgemeinen mit 10 bis höchstens 14 l hochwertigen Gases je Einwohner und Tag rechnet. Die reichliche Bemessung der Faulräume trägt zu der guten Gasausbeute wesentlich bei. Wenn mit der Zeit die Zahl der angeschlossenen Einwohner steigt, wird zwar mehr Schlamm in die Kläranlage kommen, aber die Ausfäulung wegen der sich verkürzenden Faulzeit geringer werden.

Gegenüber dem Vorjahr, das 2,8 Mill. m³ brachte, ist die Gasausbeute etwas geringer, da die Faulraumtemperaturen gefallen sind. Die Schwankungen des jährlichen Gasanfalls hängen auch etwas von der im Frühjahr, um den Schluß des Rechnungsjahres und damit des Beobachtungszeitraumes notwendigen verstärkten Schlammernahme ab, die bei warmer Witterung frühzeitiger stattfinden muß. Im laufenden Jahre sind vom

gemischten Wassergas die Reinigung durch. Im Sommer ist der Gasverbrauch, da die Kohlenfeuerungen außer Betrieb sind, höher als im Winter, die Klärgaslieferung paßt sich dem gut an.

Für die Gaswerke ist das Klärgas dann am erwünschtesten, wenn ein Ofenblock voll beansprucht ist und bei steigendem Gasverbrauch durch das Klärgas die Inbetriebnahme eines weiteren Blocks hinausgeschoben werden kann.

Im Gegensatz zu den allermeisten Abfallverwertungsbetrieben bringt die Klärgasgewinnung den Städten gute Einnahmen. In München deckt schon die sich nach dem Wärmegehalt des Gases und dem Kohlenpreis richtende Vergütung, die die Gaswerke der Kanalisation zahlen, nahezu die Betriebs- und Unterhaltskosten der Kläranlage.

Besondere, schon in den Vorjahren begonnene Versuche wurden fortgesetzt, um zu ermitteln, welche Gas-mengen unter günstigsten Bedingungen aus dem in der Kläranlage ausgefäulten Schlamm noch entwickelt werden

können²⁾. Faulschlammproben wurden bis zum nahezu völligen Aufhören der Gasbildung bei 26° im Brutschrank gehalten. Innerhalb 50 Tagen entwickelten sich aus 1 g nassen Faulschlammes noch folgende Gas mengen:

	höchstens cm ³	mindestens cm ³	durchschnittlich cm ³
im Sommer . . .	10,98	5,58	8,29
„ Winter . . .	15,71	6,27	12,49
„ Jahresmittel	—	—	10,39

Die allerdings wenig sichere Umrechnung auf den Jahresanfall an Faulschlamm zeigt, daß durch Erwärmung auf 26° noch höchstens 3,11 l Gas oder 29 % der in der Kläranlage abgefangenen Menge gewonnen werden könnten. Die Schlammfäulung kann aber praktisch nicht so weit getrieben werden. Die Zusammensetzung der Restgasmenge, die auch eine schlechtere sein könnte, ist nicht bestimmt worden.

7. Kosten.

Die Baukosten der 1923 bis 1926 errichteten Kläranlage, zum kleineren Teil Papiermark, betragen mit allem Zubehör rd. 6 Mill. Mark; bei voller Ausnutzung werden sie sich voraussichtlich auf rd. 8 RM je angeschlossenen Einwohner stellen, was im Rahmen der allgemein für Absetzanlagen mit Zubehör üblichen Aufwendungen liegt.

Die jährlichen Betriebskosten der Kläranlage einschließlich eines Nettopostens für den Abgleich der hier nicht angegebenen Abrechnung des Gutsbetriebes Großblappen, aber ohne Zins- und Tilgungsbeträge, waren in runden Zahlen folgende:

Gehälter und Löhne mit Nebenkosten . . .	92 200 RM
Sachkosten (darunter 7200 RM elektrischer Strom und 2000 RM Öl und Treibstoffe), Mieten, Gebäudelasten	21 000 .
Steuern, Abgleich der Gutsrechnung Großblappen, Zuschuß an die Ödlandgenossenschaft Garching	10 500 .

zus. reine Betriebsausgaben ohne Finanzdienst 123 700 RM.

Das sind 0,20 RM/angeschlossenen Einwohner.

Diesen Ausgaben stehen an Einnahmen gegenüber

Mieten und sonstige Einnahmen	2 500 RM
Klärschlammverkauf	4 300 .
Vergütung für Klärgas	111 000 .

zusammen 117 800 RM.

Die Kläranlage- und Gutsbetriebskosten ohne Finanzdienst werden also durch die Einnahmen ungefähr gedeckt. Die Haupteinnahmequelle ist das Klärgas.

Vermischtes.

Prof. Colberg in den Ruhestand getreten. Der Studien- und Baurat an den Technischen Staatslehranstalten zu Hamburg Prof. Colberg ist mit Ablauf des Winterhalbjahres 1934/35 nach Erreichung der Altersgrenze in den Ruhestand getreten.

Nach dem Besuche der Technischen Hochschule Dresden war er als Regierungsbaumeister im sächsischen Staatsdienst und dann als technischer Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann in Karlsruhe tätig; dort unterstand ihm u. a. die obere Bauleitung der noch heute größten in Stampfbeton ausgeführten Eisenbahnbrücke der Welt bei Kempten. Nach mehrjähriger Tätigkeit in leitender Stellung im Auslande wurde dann Herr Colberg 1909 als Lehrer an die Technischen Staatslehranstalten zu Hamburg berufen, wo ihm nach dem Neubau des Laboratoriumgebäudes die Leitung des Betonbaulaboratoriums übertragen wurde.

Neben seiner Lehrtätigkeit ist er mehrfach als Gutachter sowie durch wissenschaftliche Aufsätze auf den Gebieten des Betonbaues und des Grundbaues hervorgetreten; er zählt seit mehreren Auflagen zu den Mitarbeitern am „Handbuch für Eisenbetonbau“, und auch in der „Bau-technik“ hat er manch wertvollen Aufsatz veröffentlicht.

Seesteg bei Davenport, Cal. An der kalifornischen Küste bei Davenport wurde für die Santa Cruz Portland Cement Co. kürzlich ein stählerner Seesteg von 700 m Länge fertiggestellt, der zur Förderung des in Schiffe zu verladenden Zements dienen soll. Der am Lande im flachen Wasser gelegene Teil des Steges von etwa 250 m Länge ist von leichter Konstruktion als der übrige, im tiefen Wasser dem schweren Seegang ausgesetzte Teil, dessen Querschnitt Abb. 1 zeigt. Wie Eng. News-Rec. 1935, Bd. 114, Nr. 2 vom 10. Januar, S. 38, berichtet, sind die Verbindungen der Stahlkonstruk-

aus Holzwerk. Da lediglich zwei Förderrohre für Zement von 30 cm Durchm. und ein solches für Öl von 15 cm Durchm., sowie ein 7,5 cm weites Wasserleitungsrohr zu unterstützen sind, so ergab sich eine geringe Nutzlast; die Hauptbeanspruchung war durch den Seegang zu erwarten. Der Bauvorgang geschah durch Vorschub eines Rammgerüsts im oberen und einer Arbeitsbühne im unteren Teile des Steges von Joch zu Joch. Zunächst wurden die drei Rohre eingetrieben und auf Höhen geschnitten. Nach Heraus-treiben des Sandes durch Preßluft folgte das Einrammen der H-Träger in den Rohrführungen. Danach wurde die untere waagerechte Verbindung und die angeschweißte Verstrebung hergestellt. Nach Aufbau des oberen Teiles erhielten die Stahlrohre eine besondere Betonfüllung im Mischungsverhältnis 1:2:4. Besonders schwierig wurden die Schweißarbeiten in der Zeit vom März bis August während des starken Seewindes. Der Zement wird von den Silos der Fabrikanlage durch einen Tunnel bis zum Landpfeiler des Steges geleitet. Am Kopf des Seesteges ist ebenfalls ein Pfeiler vorgesehen, der von vier Zylindern von 2 m Durchm. getragen wird. Jeder Zylinder ist, je durch sechs in den felsigen Untergrund gerammte, in Beton gebettete Träger verankert. Gegeneinander sind die Zylinder durch Stahlverstrebungen abgestützt. Mit Rücksicht auf den häufig recht starken Seegang legen die Schiffe nicht an diesem Pfeiler an, sondern es ist für eine sichere Festlegung an Verankerungen im freien Wasser Sorge getragen. Zs.

Personalmeldungen.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbauräte (W) Fincke vom Wasserbauamt Stralsund-West nach Münster i. Westf. als Vorstand des neu errichteten Neubauamts II, Dr.-Ing. Schumacher vom Wasserbauamt in Münster i. Westf. an die Elbstrombauverwaltung in Magdeburg, Radisch vom Wasserbauamt in Münster i. Westf. an das Wasserbauamt in Rhelne, Germeimann vom Neubauamt in Havelberg an das Wasserbauamt Duisburg-Rhelne, Bracke von der Regierung in Düsseldorf nach Saarbrücken zum Reichskommissar für das Saargebiet.

Überwiesen unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst: die Regierungsbaumeister (W) Hans Heuer dem Neubauamt I in Münster i. Westf., Günther Wetzel dem Wasserbauamt in Tönning, Dethard Freiherr von dem Bussche-Haddenhausen dem Wasserbauamt in Berlin, Hans Illiger dem Pregelbauamt in Insterburg, Heinz Schulz dem Neubauamt in Havelberg, Fritz Fuhse dem Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg.

Zurückgezogen die Wiederaufnahme in den Staatsdienst des Regierungsbaumeisters (W) Wolfgang Borelly beim Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg.

Ausgeschieden: Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Schirmer bei der Regierung in Magdeburg infolge Ernennung zum ordentlichen Professor in der landwirtschaftlichen Fakultät der Universität Bonn.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Georg Rieger, Paul-Erdmann Kropp, Heinz Könke (Wasser- und Straßenbau-fach); — Ernst Knoll, Heinz Wendorff (Eisenbahn- und Straßenbau-fach).

INHALT: Anwendung der neueren Baugrundforschung bei der Beurteilung von Erdbauten und Gründungen. — Der Neubau der großen Naabbrücke c₁ bei Schwandorf i. B. — Betrachtungen zu den Betriebsergebnissen der Münchener Abwasserkläranlage im Betriebsjahr 1933/34. (Schluß.) — Vermischtes: Prof. Colberg in den Ruhestand getreten. — Seesteg bei Davenport, Cal. — Personalmeldungen.

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

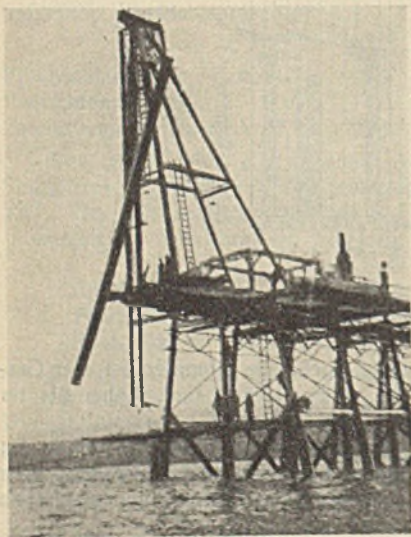


Abb. 2.

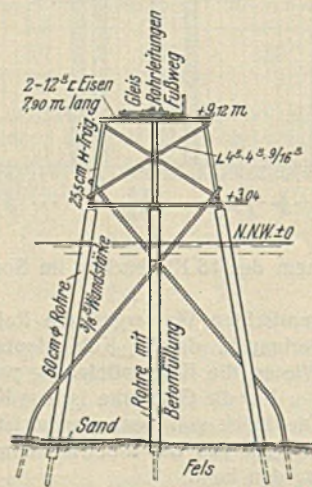


Abb. 1.

tion durch Verschweißen hergestellt. Die ersten 56 Landjoch stehen in Abständen von 4,50 m auf H-Trägern. Der im tiefen Wasser liegende Teil hat eine Ummantelung der H-Träger durch Rohre erhalten. Die äußeren Stützen der Joch stehen mit einer Neigung von 1:8. Die Verstrebungen bestehen aus Winkelleisen. In der Längsrichtung ist jede zweite Jochgruppe verschwert (Abb. 2). Der Laufsteg besteht