

DIE BAUTECHNIK

18. Jahrgang

BERLIN, 19. April 1940

Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bemessung von Abwasserpumpwerken ohne Entlastungsmöglichkeit.

Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Carp, Essen.

(Mittellung aus dem Arbeitsgebiet der Emschergenossenschaft.)

Im Schrifttum des letzten Jahrzehntes finden sich zahlreiche Aufsätze, in denen die Grundlagen für die Berechnung von Entwässerungsnetzen und die Berechnung selbst behandelt werden. In sehr vielen Fällen kommt es den Verfassern vorwiegend auf die Ermittlung der Größt-abflußmenge¹⁾ unter bestimmten Bedingungen an, damit für sie der gesuchte Querschnitt des Entwässerungskanals oder des offenen Vorfluters bemessen werden kann. Auf die Feststellung des zeitlichen Verlaufes der Abflußmenge und auf die Abflußfülle wird im allgemeinen weniger Wert gelegt. Wenn allerdings in einem Entwässerungsnetz Staubecken²⁾ angelegt werden sollen, sei es, um in einem vorhandenen zu kleinen Kanalnetz Überlastungen oder Überstauungen seltener werden zu lassen oder um beim Neubau einer Kanalisation den Querschnitt der Rohre klein und damit die Baukosten niedrig zu halten, dann muß die Frage des zeitlichen Verlaufes der Abflußmenge beantwortet werden, weil nur aus ihm die in den Staubecken vorübergehend aufzuspeichernde Regenmenge zu berechnen ist.

Die erwähnten Überlastungen und Überstauungen werden bekanntlich in den meisten Fällen bewußt in Kauf genommen, da zu ihrer Ausschließung auch bei Platzregen und Wolkenbrüchen unwirtschaftlich große Kanalquerschnitte nötig wären. Vorteilhaft sind in solchen Fällen Regenauslässe zum nächsten Vorfluter, weil mit ihnen die Abflußspitzen abgeworfen werden können, so daß das anschließende Kanalstück entlastet wird. Im Gegensatz hierzu besteht bei den Abwasserpumpwerken, die in einem Bergsenkungsgebiet zur künstlichen Aufrechterhaltung der Vorflut errichtet werden, fast durchweg keine Entlastungsmöglichkeit. Die Anlagen müssen vielmehr alles Abwasser, das im Einzugsgebiet anfällt, heben, d. h. auch die bei den stärksten Regenfällen auftretende Abflußfülle. Bei derartigen Pumpwerken muß daher die höchste Abflußmenge ermittelt werden und, soweit nicht die Maschinensätze für diese Spitze bemessen werden — was häufig der Fall ist —, auch der zeitliche Verlauf der Abflußlinie.

Die Emschergenossenschaft betreibt zahlreiche Pumpwerke der oben-erwähnten Art, deren Förderleistungen zwischen 13 000 und 150 l/sek liegen und deren Niederschlagsgebiete 3100 ha bis 10 ha betragen. Die Anlagen wurden bis auf die drei ersten, die sofort vorgesehen wurden, allmählich notwendig, als die bei der Emscherregelung in den Jahren vor dem Weltkrieg geschaffene Vorflut an verschiedenen Stellen im Emschergebiet infolge der Einwirkungen des Bergbaues wieder verloren-ging. Beim Entwurf und Betrieb der Pumpwerke hat die Emscher-genossenschaft in der Bemessung der Leistung Erfahrungen gesammelt, die im folgenden mitgeteilt werden. Ziel der Darstellung ist nach den obigen Ausführungen die Ermittlung des Abflußverlaufes in einem an ein Pumpwerk angeschlossenen Entwässerungsnetz. Hierbei wird darauf zu achten sein, daß der Rechnungsgang den Bedürfnissen der Praxis entsprechend leichtverständlich und ohne besondere Hilfsmittel, wie umfangreiche Rechen- oder Zahlentafeln u. dgl., anzuwenden ist.

I. Grundlagen der Berechnung.

Bei Trockenwetter überwiegt im Emschergebiet in der Abflußmenge im allgemeinen der Anteil des Schmutzwassers. In den Stadtgebieten ist dies ohne weiteres verständlich, es gilt aber auch für die Bachläufe des Gebietes und für die Emscher selbst, die als Hauptvorfluter eines großen Industriegebietes einen bedeutenden Anteil an Fremdwasser abzuführen hat. Bei Regen kehrt sich allmählich das Verhältnis um, und bei den stärksten Regenfällen, die nach den obigen Ausführungen untersucht werden müssen, sinkt der Anteil des Schmutzwassers im all-

gemeinen auf einen zu vernachlässigenden Wert. Im folgenden wird daher ausschließlich der Regenwasserabfluß behandelt³⁾.

Für den Abfluß maßgebend sind vor allem neben der Größe des Einzugsgebietes die Regenspenden und die Abflußbeiwerte.

1. Regenspenden.

Im Arbeitsbereich der Emschergenossenschaft wurde bei der Bemessung von Kanälen früher mit einer Regenspende von $r = 100$ l/sek · ha bei einer Regendauer von $T = 15$ min gerechnet. Bei offenen Bachläufen wurde die Regenspende auf 200 l/sek · ha erhöht. Das entsprach etwa einem Viertel bzw. der Hälfte der beobachteten Höchstwerte⁴⁾. Diese Werte galten, solange die Fließzeit im Vorfluter $t \leq 15$ min war. Bei Fließzeiten $t > 15$ min nahm r mit der Zeit nach einer bestimmten Regenspendenlinie ab. Nach Beobachtungen im Emschergebiet war damit zu rechnen, daß die Werte dieser Regenspendenlinie etwa alle zwei Jahre überschritten wurden, daß also in einem Entwässerungsnetz, das nach ihr berechnet wurde, im Durchschnitt alle zwei Jahre Überlastungen oder Überstauungen auftraten. Durch die Arbeiten Reinholds⁵⁾ sind inzwischen die Regenhäufigkeiten bestimmter Regenspenden für ganz Deutschland bekanntgeworden. Damit hat auch die oben erwähnte für das Emscher-gebiet geltende Regenspendenlinie eine gewisse Abänderung erfahren⁶⁾.

Bei der Berechnung der Leistungsfähigkeit der Pumpwerke im Emschergebiet muß man, wie schon oben kurz bemerkt, die größten Regenspenden zugrunde legen. Für sie muß der gleiche Grundsatz gelten, der für die Bachläufe im Emschergebiet und die Emscher selbst angewendet wird: „Es ist nicht angängig, in diesem eng besiedelten und in jeder Beziehung wertvollen Gebiet eine bestimmte Gruppe von sehr starken, aber nur selten vorkommenden Niederschlägen auszuschließen. Die etwaige Ersparnis an Bau- und Betriebskosten steht in gar keinem Verhältnis zu dem unermeßlichen Schaden, der bei einem Überlaufen eines Bachlaufes eintreten würde. Man könnte versucht sein, die Abmessungen von vornherein übertrieben groß zu wählen, um vor jedem Hochwasserschaden sicher bewahrt zu bleiben. Bei den Abmessungen der Emscher- und Nebenbachquerschnitte und bei den außerordentlichen Kosten für Grunderwerb und Bau⁷⁾ gilt es aber auch hier, Maß zu halten.“⁸⁾

Am 30. August 1938 ging über große Teile des Emschergebietes ein Unwetter nieder, dessen Regenspenden durch zahlreiche Regensmesser festgestellt wurden. Diese Beobachtungen sind durch v. Bülow veröffentlicht worden⁹⁾. Aus den von ihm angegebenen Zahlen wurden unter Annahme eines Einzugsgebietes $F = 1$ ha die Regenfüllen N' errechnet und durch eine stetige Krumme ausgeglichen. Die Linie hat etwa bei $T = 300$ min einen Höchstwert. Jenseits dieses Wertes sinken die Regenfüllen bald stark ab. Aus den ausgeglichenen Regenfüllen wurde dann die den zukünftigen Berechnungen zugrunde zu legende Regenspendenlinie ermittelt (Abb. 1).

Früher nahm man wohl an, daß besonders hohe Regenspenden nur an einzelnen Regensmessern auftraten und daß mit der Vergrößerung der

³⁾ Trennkanalisationen gibt es im Emschergebiet kaum. Vom Pumpwerk müßte zudem sowohl das Regenwasser als auch das Schmutzwasser gehoben werden.

⁴⁾ Imhoff, Taschenbuch der Stadtentwässerung, 5. Aufl. München u. Berlin 1928, Oldenbourg. — Mahr, Über die Berechnung des Regenabflusses. T. Gmdbl. 1932, Heft 4, S. 41.

⁵⁾ Reinhold, Vorläufige Näherungswerte für Regenspenden in Deutschland. Gesund.-Ing. 1936, Heft 14, S. 196. — Ders., Einheitliche Grundlagen für die Leistungsbemessung in der Abwassertechnik. DWV 1939, Heft 6, S. 275.

⁶⁾ Imhoff, Taschenbuch der Stadtentwässerung, 8. Aufl., S. 25. München u. Berlin 1939, Oldenbourg.

⁷⁾ Das gleiche trifft auch für die Baukosten der Pumpwerke zu.

⁸⁾ v. Bülow, Niederschlag und Abfluß im Emschergebiet, Denkschrift 25 Jahre Emschergenossenschaft, S. 190. Essen 1925.

⁹⁾ v. Bülow, Größte Flächenausdehnung und der Abfluß starker Niederschläge im Emscher- und Lippegebiet. Bautechn. 1939, Heft 43 u. 44, S. 569.

¹⁾ Hier und in den folgenden Ausführungen werden die „Formelzeichen und Begriffsbezeichnungen in der Abwassertechnik“ DIN 4045 und der Nachtragsentwurf dazu benutzt.

²⁾ Francken, Die Verbesserung der Bonner Kanalisation durch ein System von Rückhaltebecken. Gesund.-Ing. 1932, Heft 20, S. 232. — Winkel, Hochwasserabwehr durch gestaffelte Rückhaltebecken. Bautechn. 1937, Heft 42, S. 546. — G. Müller, Regenwasseraufhaltebecken in städtischen Entwässerungsnetzen. Beiheft 19 zum Gesund.-Ing. 1939.

betrachteten Fläche sich bald eine starke Abnahme dieser Spitzenwerte bemerkbar mache. Daß dieser Flächeneinfluß im Emschergebiet aber erst bei größeren Einzugsgebieten fühlbar ist, geht aus den Beobachtungen der Emschergenossenschaft hervor, die v. Bülow in Abb. 13 des angezogenen Aufsatzes⁹⁾ veröffentlichte. Auch die zeichnerische Wiedergabe der Niederschläge des 30. August 1938 in Abb. 7 bis 11 des erwähnten Aufsatzes lassen dies erkennen. Da die Einzugsgebiete der genossenschaftlichen Pumpwerke bis heute nur in Einzelfällen den Wert von 500 ha überschreiten, sonst aber kleiner sind, kann im allgemeinen von einer Verringerung der höchsten Regenspenden der Abbild. 1 in Abhängigkeit von der Gebietsgröße abgesehen werden. Will man dem Flächeneinfluß jedoch Rechnung tragen, so können die Regenspenden für je 100 ha Flächenvergrößerung um 1% verkleinert werden, so daß bei $F=1000$ ha r um 10%, d.h. auf 0,9 des ursprünglichen Wertes gesunken ist.

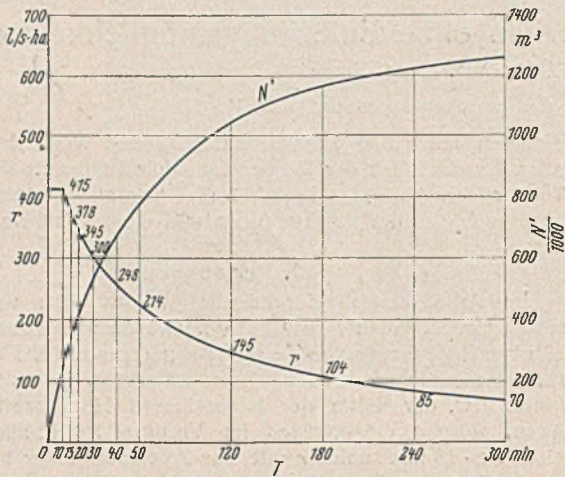


Abb. 1. Regenspendenlinie, Höchstwerte im Emschergebiet, 30. August 1938.

2. Abflußbeiwerte.

Der zweite den Abfluß wesentlich beeinflussende Faktor ist der Abflußbeiwert. Ursprünglich bezeichnete man mit ihm den Anteil des Berechnungsregens, der im betrachteten Kanalnetz abfloß. Nach der heute gültigen Bezeichnung¹⁾ handelte es sich also um einen ψ_m -Wert. Gleichzeitig hatte dieser aber die Bedeutung einer ψ_s -Zahl, denn mit ihr sollte ja der Scheitelwert der Abflußmenge ermittelt werden, nach dem der Abwassersammler zu bemessen war. Heute ist zwischen den beiden Zahlen, die einmal (ψ_s) aus dem Vergleich von Wassermengen in der Zeiteinheit, im anderen Fall (ψ_m) aus der Beziehung zwischen zwei Rauminhalten ermittelt werden, wesentlich zu unterscheiden. Es ist heute bekannt, daß die beiden Zahlenwerte nicht gleich zu sein brauchen und daß sie es auch meistens nicht sind.

In den meisten Fällen einer Kanalberechnung wird nur der Wert ψ_s benutzt. Die Zahl ψ_m dagegen wird, wie oben schon dargelegt, neben der ersten bei der Ermittlung der Größe von Staubecken benötigt, wie man sie Pumpwerken vorschalten muß, deren Leistung geringer als die Zufußmenge gewählt wird.

Die Scheitelabflußbeiwerte ψ_s hängen in erster Linie von der Art der Oberfläche des Einzugsgebietes ab. Nach Imhoff⁴⁾⁹⁾ kann man für das rheinisch-westfälische Industriegebiet als Maßstab zweckmäßig die Bevölkerungsdichte annehmen. Denn etwa gleichmäßig mit ihrem Anwachsen wird im allgemeinen das bewohnte Gebiet von neuen städtischen Sammlern durchzogen werden, die ja für die schnellere und im Zusammenhang mit der dichteren Bebauung auch für die vollständigere Abführung der Regenmengen maßgebend sind. Imhoff unterscheidet fünf Bebauungsarten, die in Tafel 1 mit den zugehörigen ψ_s -Zahlen angegeben sind. Die Werte gelten für den Sommer. Im Winter sind zwar im allgemeinen die Abflußbeiwerte größer, aber dafür sind die Regenspenden kleiner, so daß die Winterverhältnisse bei der Betrachtung ausscheiden können¹⁰⁾.

In Abb. 2 sind die ψ_s -Zahlen der Tafel 1 in Abhängigkeit von der Bevölkerungsdichte eingetragen und durch eine gestrichelte Linie verbunden.

Tafel 1.

Klasse	Bebauungsart	Bevölkerungsdichte E./ha	ψ_s
I	sehr dicht	350	0,80
II	dicht	250	0,60
III	geschlossen	150	0,25
IV	weitläufig	100	0,15
V	unbebaut	0	0 bis 0,08

¹⁰⁾ v. Bülow, Der Einfluß der Jahreszeiten auf den Abfluß in städtischen Kanalisationsanlagen. Gesund.-Ing. 1924, Heft 40, S. 465.

Tafel 2.

Klasse	Bevölkerungsdichte E./ha	ψ_m	ψ_s	c
I	350	0,80	0,80	1,00
II	250	0,65	0,50	1,30
III	150	0,52	0,24	2,16
IV	100	0,46	0,15	3,06
V	0	0,35	0,06	5,83

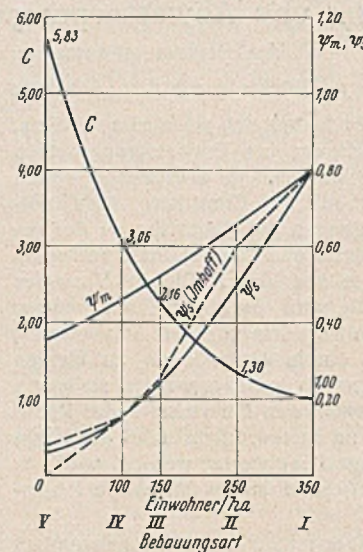


Abb. 2. Abflußbeiwerte.

Abb. 2 zeigt auch die ψ_m -Werte, zu denen Beobachtungen der Emschergenossenschaft herangezogen wurden. Aus diesen geht hervor, „daß bei durchschnittlichen Verhältnissen der Abflußbeiwert (ψ_m) 0,25 bis 0,40 für weitläufig bebaute Gebiete, für dicht bebaute Gebiete 0,20 bis 0,75 beträgt“¹¹⁾. Bereits 1917 war aus den Abflußbeobachtungen an der Emscher und ihren Nebenbächen erkannt worden, daß auch nach größeren Niederschlägen alsbald 40 bis 50% abfließen, ein Verhältnis, wie es für den Jahresdurchschnitt der benachbarten Tieflandflüsse zutrifft“¹²⁾. Nimmt man hiernach an, daß für unbebaute Gebiete (Klasse V) $\psi_m = 0,35$ wird und für Klasse I $\psi_m = 0,80$ ist (eine weitere Begründung dieser Wahl wird weiter unten bei der Besprechung der Abflußbilder gegeben), und setzt das Verhältnis $\frac{\psi_m}{\psi_s} = c$, so ergeben sich,

wenn man in Abb. 2 den drei Linien ψ_m , ψ_s und c eine stetige Form gibt, die Werte der Tafel 2.

Die ψ_s -Zahlen weichen nur in Klasse II von dem Imhoffschen Wert der Tafel 1 um ein größeres Maß ab (0,50 statt 0,60), im übrigen sind sie annähernd beibehalten.

II. Abflußbilder.

Mit Hilfe der beiden ψ -Zahlen kann das Abflußbild, d. h. die zeitliche Veränderung der Abflußmenge, gezeichnet werden, wenn man neben den bekannten Annahmen, daß die Regenspende r während der Regendauer T gleichmäßig bleibt, daß alle Teile des Einzugsgebietes gleichmäßig überregnet werden und daß der Abfluß mit Regenbeginn einsetzt¹³⁾, noch voraussetzt, daß der Anlauf und zunächst auch das Abklingen der Abflußwelle geradlinig verläuft.

Für den Fall I, daß die Fließzeit t im betrachteten Kanal gleich der Regendauer T ist, entsteht das Abflußbild nach Abb. 3 mit der Abflußdauer τ' . Es ist¹⁾ die Größtabflußmenge

$$(1) \quad Q_{\max} = \psi_s r F$$

und die Abflußfülle

$$(2) \quad A' = \frac{Q_{\max}}{2} \cdot \tau' = \frac{\psi_s r F \tau'}{2}$$

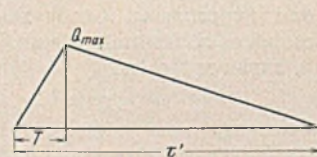


Abb. 3. Abflußbild für $T = t$.

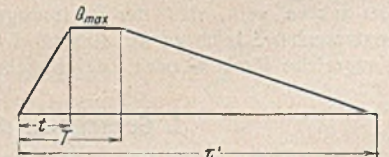


Abb. 4. Abflußbild für $T > t$.

Da ferner

$$(3) \quad A' = \psi_m r F T$$

ist, folgt

$$\frac{\psi_m}{\psi_s} = c = \frac{\tau'}{2T}$$

und die Abflußdauer

$$(4) \quad \tau' = 2cT.$$

¹¹⁾ Emschergenossenschaft und Lippeverband in den Jahren 1925 bis 1930, S. 43. Essen 1930.

¹²⁾ Das Sommerhochwasser 1917, Druckschrift der Emschergenossenschaft. Essen 1920.

¹³⁾ Weber, Ein neuer Weg zur Ermittlung des Abflußbeiwertes. Gesund.-Ing. 1939, Hefte 47 u. 48, S. 671.

Ist die Regendauer T größer als die Fließzeit t , so ergibt sich das Abflußbild Abb. 4. Die Größtabflußmenge Q_{\max} wird nach der Zeit t erreicht, wenn alle Teilflächen am Abfluß beteiligt sind. Sie bleibt bis Regenende unverändert und nimmt dann bis zur Beendigung der Abflußdauer τ' gleichmäßig bis auf Null ab. Für diesen Fall II ist

$$(5) \quad \tau' = 2cT - (T - t),$$

wie ähnlich dem ersten Fall leicht zu entwickeln ist.

Für den Fall III $T < t$ ergibt sich Abb. 5. Der Wert

$$(6) \quad Q'_{\max} = \psi_s r F$$

würde nach Beendigung der Fließzeit t eintreten. Da aber schon vorher der Regen aufhört, stellt sich nur die Abflußmenge Q_{\max} ein, die auch nach Regenende zunächst unverändert bleibt, weil am unteren Ende des betrachteten Vorfluters sich erst nach Beendigung der Fließzeit das Aufhören des Regens in der Abnahme der Abflußmenge bemerkbar macht. Für den Fall $T < t$ ist

$$(6a) \quad Q_{\max} = \frac{T}{t} \cdot Q'_{\max}$$

und

$$(7) \quad \tau' = 2ct - (t - T).$$

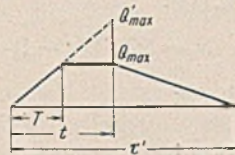


Abb. 5. Abflußbild für $T < t$.

Der angenommene geradlinige Anstieg der Abflußlinie bis zum Erreichen des Höchstwertes (Anlauf) entspricht im großen und ganzen den Beobachtungen der Emschergerossenschaft an ihren Wasserläufen. Die Form nach Abb. 4 oder 5 mit einem längere Zeit gleichbleibenden Höchstwert ist in der Praxis nicht so ausgeprägt zu finden, wohl deshalb, weil die Voraussetzungen für die Abflußbilder, nämlich zeitlich gleichbleibende und über das Einzugsgebiet gleichmäßig verteilte Regenspenden in der Natur selten erfüllt sind. Der Ablaufast hat eine mehr oder weniger flache Neigung. Je steiler er abfällt, desto kleiner ist die gesamte Dreieck- oder Trapezfläche, durch die die Abflußfülle dargestellt wird, d. h. um so kleiner muß auch ψ_m sein. Da ψ_m nicht kleiner als ψ_s , sondern höchstens ihm gleich sein kann¹⁴⁾, wird die Neigung des Ablaufs der Steigung des Anlaufs entsprechen oder flacher sein. Die Abflußbeobachtungen zeigen nun in erster Annäherung dieses mehr oder weniger lange Auslaufen der Abflußlinie sehr gut¹⁵⁾. Je dichter die Bebauung ist, desto schneller ist der Abflußvorgang beendet. Er dauert um so länger, je weniger die Einzugsfläche bebaut ist. Da in der Tafel 2 im Höchstfall (Klasse I) $\psi_s = 0,80$ nach Imhoff beibehalten wurde, ist

für diese Klasse auch $\psi_m = 0,80$ gewählt worden, so daß $c = \frac{\psi_m}{\psi_s} = 1,00$ wird.

Die Abflußdauer τ' ergibt sich rechnerisch aus den Formeln (4), (5) und (7), in denen der Wert c maßgebenden Einfluß hat. Für die Klasse I entsteht mit $c = 1,00$ die kleinste Abflußdauer, und die Abflußbilder werden symmetrisch. Entsprechend den Werten c der Tafel 2 wächst die Abflußdauer für die übrigen Klassen bis zum Höchstwert der Klasse V, für die $c = 5,83$ ist.

Bei genauerer Betrachtung verläuft in den Abflußbeobachtungen der Ablaufast nicht geradlinig, die Abflußmenge nimmt vielmehr zunächst stark und später immer schwächer ab. Mit großer Annäherung kann man aber nach vielen ausgewerteten Beobachtungen der Emschergerossenschaft den Ablaufast durch zwei gerade Linienstücke ersetzen, deren Knickpunkt im Mittel bei 0,4 des ursprünglichen, bisher angenommenen Zeitablaufs nach Erreichen von Q_{\max} liegt (Abb. 6) und dessen Augenblickswert Q_K an dieser Stelle auf die Hälfte des ursprünglichen gesunken ist. Hieraus folgt

$$(8) \quad Q_K = 0,3 Q_{\max}.$$

Die Knickung der Abflußlinie bedingt eine Verlängerung der Abflußdauer von τ' um $\tau' - T$ auf τ , weil die Formänderung der Abflußfigur¹⁶⁾

¹⁴⁾ Von dem Falle einer Schneeschmelze, bei dem $\psi_s > \psi_m$ werden kann, ist hier natürlich abzusehen.

¹⁵⁾ Schoenefeldt, Die Abflußwelle bei der Stadtentwässerung. Gesund.-Ing. 1937, Hefte 25 u. 26, S. 402.

¹⁶⁾ Zeichnerisch läßt sich die Abflußdauer τ auf der Zeitachse dadurch bestimmen, daß man zur Verbindungslinie Q_K mit dem Endpunkt von τ' eine Gleichlaufende durch den Scheitelpunkt Q_{\max} zieht (in Abb. 6 strichpunktiert).

ihren Flächeninhalt nicht verändern darf. Aus Abb. 6 (Fall I) folgt

$$(9) \quad \tau = 2\tau' - T.$$

Für den Fall II, $T > t$, ist, wie ohne Ableitung angegeben sei, ebenfalls $\tau = 2\tau' - T$, und für den Fall III, $T < t$,

$$(10) \quad \tau = 2\tau' - t.$$

III. Drosselwirkung städtischer Sammler.

In den meisten Fällen erfahren die vorstehend ermittelten Abflußlinien eine nochmalige, auf die Bemessung der Pumpwerkleistung sehr günstig wirkende Verformung. Die Pumpwerke der Emschergerossenschaft liegen nämlich zum größten Teil innerhalb städtischer Gebiete, und als Zubringer dienen die städtischen Sammler, die bekanntlich im allgemeinen nicht für die Höchstregenspenden bemessen werden, wie sie den Pumpwerkberechnungen zugrunde zu legen sind. In der Regel werden daher die Sammler bei den höchsten Regenfällen überlastet oder überstaut, d. h. der Querschnitt der Sammler wirkt drosselnd auf den Regenabfluß. Der Teil der Abflußmenge, der hierbei über die Abflußleistung der Sammler Q_D hinausgeht, wird zunächst am Einströmen in die Kanäle verhindert und fließt erst ab, wenn an dieser Stelle der Zufluß von oberhalb nachläßt. Das Abflußbild wird daher vom Abflußvermögen der Kanäle bestimmt. Wird dieses rechnerisch ermittelt, so ist zu bedenken, daß in der Abflußformel für die Querschnittsberechnung Belwerte für rauhe Wandungen gewählt werden, wenn man die Abflußleistung bemessen und dabei sicher sein will, daß der gesuchte Querschnitt für die Abführung der gegebenen Wassermenge ausreicht. Bei der Pumpwerkberechnung muß man dagegen, wenn man auf der sicheren Seite bleiben will, hohes Abflußvermögen, also glatte Wandungen annehmen. Es empfiehlt sich daher, zu der aus Tafelwerten oder aus Berechnungen städtischer Sammler entnommenen Abflußleistung Q_0 einen Zuschlag zu machen, der dem obenerwähnten Gesichtspunkt Rechnung trägt und der auch berücksichtigt, daß unter Umständen, besonders bei steiler Geländegestaltung, Regenwasser, das am Eintritt in die Kanäle verhindert ist, über die Straße dem nächsten offenen Vorfluter oder unmittelbar dem Pumpwerk zufließen kann. Durch diesen Zuschlag ist auch der Einfluß der Abflußsteigerung infolge Überlastung oder Überstauung der Kanäle¹⁷⁾ sowie einer etwaigen durch den Bergbau verursachten Gefällvermehrung mit erfaßt. Es dürfte im allgemeinen ein Gesamtzuschlag von 10% der der Querschnittsberechnung zugrunde gelegten Abflußmenge genügen.

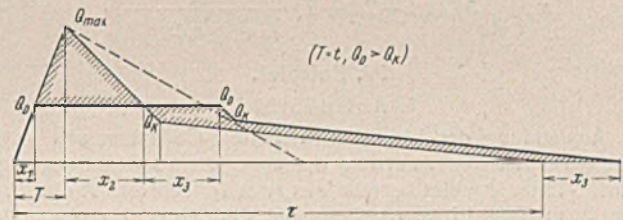


Abb. 7. Drosselwirkung städtischer Sammler. $T = t; Q_D > Q_K$.

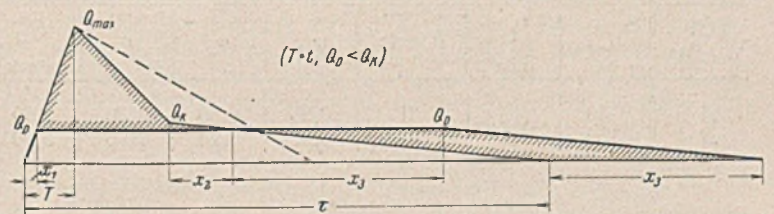


Abb. 8. Drosselwirkung städtischer Sammler. $T = t; Q_D < Q_K$.

Die Drosselwirkung der städtischen Sammler auf den Zufluß zum Pumpwerk wirkt sich nach Abb. 7 (Fall I, $T = t$) so aus, daß die oberhalb der Waagerechten Q_D liegende Fläche des Abflußbildes eine zeitliche Verschiebung und Verformung erfährt. In Abb. 7 ist $Q_D > Q_K$. Die Drosselwirkung setzt in der Zeit x_1 nach Regenbeginn ein und hört in der Zeit x_2 hinter dem Scheitelwert auf. Für den Fall $Q_D < Q_K$ (Abb. 8) bezeichnet x_2 die Zeit zwischen dem Wert Q_K und der Beendigung der Drosselwirkung. Bezeichnet man den Inhalt des abgeschnittenen Flächenstücks mit $A_{D'}$, so gilt

$$(11) \quad A_{D'} = x_3 Q_D \quad \text{und} \quad x_3 = \frac{A_{D'}}{Q_D}.$$

¹⁷⁾ Simon, Die Leistungsfähigkeit von Entwässerungs- und Druckrohrnetzen bei Überlastungen. Gesund.-Ing. 1939, Heft 45, S. 647.

Um das Maß x_3 verlängert sich die Abflußdauer τ , und das Abflußbild erhält eine Form nach den stark ausgezogenen Linien der Abb. 7 bzw. Abb. 8.

Ähnlich verändern sich die Abflußbilder für $T > t$ (Fall II) und $T < t$ (Fall III). Die für die drei Fälle geltenden Gleichungen für x_1 und x_2 sind im folgenden ohne Ableitung angegeben.

Fall I ($T = t$).

$$(12) \quad x_1 = T \cdot \frac{Q_D}{Q_{\max}}$$

a) wenn $Q_D > Q_K$

$$(13) \quad x_2 = 0,57 T (2c - 1) \cdot \frac{Q_{\max} - Q_D}{Q_{\max}}$$

b) wenn $Q_D < Q_K$

$$(14) \quad x_2 = 5,3 T (2c - 1) \cdot \frac{0,3 Q_{\max} - Q_D}{Q_{\max}}$$

Fall II ($T > t$).

$$(15) \quad x_1 = t \cdot \frac{Q_D}{Q_{\max}}$$

a) wenn $Q_D > Q_K$

$$(16) \quad x_2 = 0,57 (2cT - 2T + t) \cdot \frac{Q_{\max} - Q_D}{Q_{\max}}$$

b) wenn $Q_D < Q_K$

$$(17) \quad x_2 = 5,3 (2cT - 2T + t) \cdot \frac{0,3 Q_{\max} - Q_D}{Q_{\max}}$$

Fall III ($T < t$).

$$(18) = (12) \quad x_1 = T \cdot \frac{Q_D}{Q_{\max}}$$

a) wenn $Q_D > Q_K$

$$(19) \quad x_2 = 0,57 (2ct - 2t + T) \cdot \frac{Q_{\max} - Q_D}{Q_{\max}}$$

b) wenn $Q_D < Q_K$

$$(20) \quad x_2 = 5,3 (2ct - 2t + T) \cdot \frac{0,3 Q_{\max} - Q_D}{Q_{\max}}$$

IV. Beispiel.

1. Abflußbilder.

Die Anwendung der bisher entwickelten Gedanken soll an einem einfachen Beispiel unter Benutzung der angegebenen Gleichungen gezeigt werden. Ein Einzugsgebiet bestehe aus zwei Teilgebieten A und B, deren Grundwerte in Tafel III angegeben sind und deren Hauptsammler am Pumpwerk zusammentreffen.

Tafel III.

Teilgebiet	F ha	t min	Klasse	ψ_m	ψ_s	c	Q_D m ³ /sek
A	50	15	II	0,65	0,50	1,30	2,50
B	150	40	III	0,52	0,24	2,16	5,00

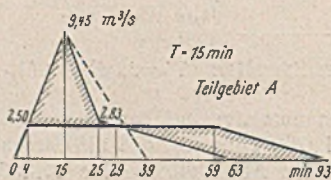


Abb. 9. Beispiel. $T = 15$ min, Teilgebiet A.

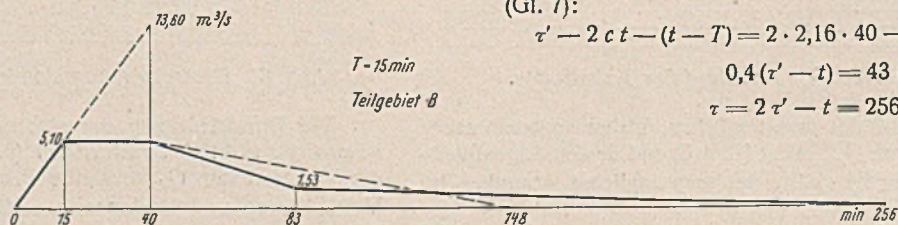


Abb. 10. Beispiel. $T = 15$ min, Teilgebiet B.

Um einen Überblick zu bekommen über den Einfluß von T auf das Abflußbild, sind mehrere Berechnungsregeln durchzurechnen. Im vorliegenden Beispiel sind solche von 15, 30, 40, 120, 240 und 300 min angenommen worden. Im allgemeinen wird schon eine geringere Anzahl von Berechnungsregeln genügen, um den gewünschten Überblick zu geben. Im folgenden ist nur die Berechnung für $T = 15$ min mit den zugehörigen Abflußbildern mitgeteilt, da die übrigen Berechnungen nichts Neues bringen.

Regendauer $T = 15$ min.
Regenspende $r = 378$ l/sek (nach Abb. 1).

Teilgebiet A (Abb. 9).

$T = 15$ min; $t = 15$ min; d. h. $T = t$ (Fall I).

Nach Gl. (1) ist

$$Q_{\max} = \psi_s r F = 0,50 \cdot 378 \cdot 50 = 9,45 \text{ m}^3/\text{sek}$$

Gl. (8):

$$Q_K = 0,3 Q_{\max} = 2,83 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_D = 2,50 \text{ m}^3/\text{sek}; \text{ d. h. } Q_D < Q_K \text{ (Fall Ib),}$$

Gl. (12):

$$x_1 = T \cdot \frac{Q_D}{Q_{\max}} = 15 \cdot \frac{2,50}{9,45} = 4 \text{ min,}$$

Gl. (14):

$$x_2 = 5,3 T (2c - 1) \cdot \frac{0,3 Q_{\max} - Q_D}{Q_{\max}} = 5,3 \cdot 15 \cdot 1,6 \cdot \frac{0,33}{9,45} = 4 \text{ min,}$$

Gl. (4):

$$\tau' = 2cT = 2 \cdot 1,3 \cdot 15 = 39 \text{ min,}$$

Gl. (9):

$$\tau = 2\tau' - T = 2 \cdot 39 - 15 = 63 \text{ min.}$$

Der Zeitpunkt für Q_K bestimmt sich aus $0,4(\tau' - T) = \text{rd. } 10$ min.

Die zurückgehaltene Regenfülle ist:

$$A_{D'} = \frac{6,95}{2} \cdot 11 \cdot 60 + \frac{6,95 + 0,33}{2} \cdot 10 \cdot 60 + \frac{0,33}{2} \cdot 4 \cdot 60 = 4519 \text{ m}^3,$$

$$\text{Gl. (11): } x_3 = \frac{A_{D'}}{Q_D} = \frac{4519 \text{ m}^3 \cdot \text{sek}}{2,50 \text{ m}^3} = 1800 \text{ sek} = 30 \text{ min.}$$

Mit den errechneten Werten wird Abb. 9 gezeichnet.

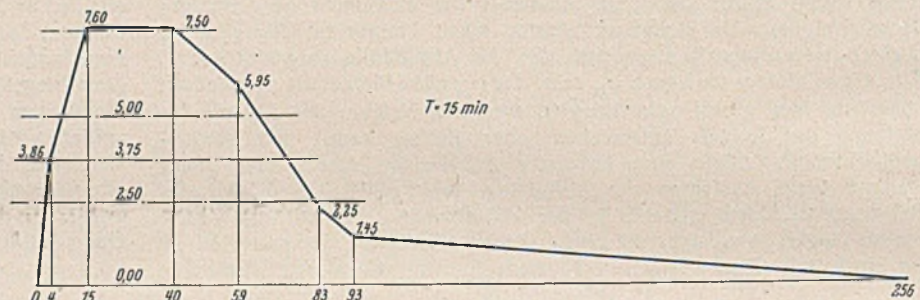


Abb. 11. Beispiel. $T = 15$ min, Gesamtgebiet.

Teilgebiet B (Abb. 10).

$T = 15$ min; $t = 40$ min; d. h. $T < t$ (Fall III).

Nach Gl. (6) ist

$$Q'_{\max} = \psi_s r F = 0,24 \cdot 378 \cdot 150 = 13,60 \text{ m}^3/\text{sek}$$

Gl. (6a):

$$Q_{\max} = \frac{T}{t} \cdot Q'_{\max} = \frac{15}{40} \cdot 13,60 = 5,10 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_K = 0,3 Q_{\max} = 1,53 \text{ m}^3/\text{sek}$$

$$Q_D = 5,00 \text{ m}^3/\text{sek}; \text{ d. h. } Q_D > Q_K \text{ (Fall IIIa),}$$

Gl. (18):

$$x_1 = T \cdot \frac{Q_D}{Q_{\max}} = 15 \cdot \frac{5,00}{5,10} = 14,7 = \text{rd. } 15 \text{ min.}$$

Keine Drosselung.

(Gl. 7):

$$\tau' - 2ct - (t - T) = 2 \cdot 2,16 \cdot 40 - (40 - 15) = 148 \text{ min,}$$

$$0,4(\tau' - t) = 43 \text{ min,}$$

$$\tau = 2\tau' - t = 256 \text{ min.}$$

Die beiden Abb. 9 u. 10 gehören zeitlich zusammen, und zwar liegen die Anfangspunkte der beiden Abflußbilder aufeinander, weil in dem gewählten Beispiel das Pumpwerk am Zusammenfluß der Hauptsammler der beiden Teilgebiete liegt. Die Zusammenrechnung der beiden Abflußbilder zeigt Abb. 11¹⁵⁾. Der Anlaufzeit zeigt jetzt im Gegensatz zu den Einzelbildern, bei denen ein geradliniges Ansteigen angenommen wurde, ein zunächst starkes, dann weniger starkes Ansteigen.

15) Statt der gewählten Darstellung der zusammengezählten Abflußmengen nach Abb. 11 kann auch die Summenlinie der Abflußfüllen gezeichnet werden. — Vgl. Carp, Das Abwasserpumpwerk Schweglern in Hamborn am Rhein. Bautechn. 1928, Heft 20 u. 21, S. 263 u. 285, Abb 9.

In anderen Fällen, die den Verhältnissen der Wirklichkeit im allgemeinen besser entsprechen, in denen nämlich die Anfangspunkte mehrerer Haupt-sammler infolge örtlicher und deshalb auch zeitlicher Verschiebung nicht aufeinander liegen, erhält der Anlaufast eine Krümmung von umgekehrter Richtung, d. h. die Abflußmenge nimmt zuerst schwach, später stärker zu, entsprechend den meisten Beobachtungen in der Natur.

Die Berechnungen für die übrigen Regendauern von $T = 30$ bis 300 min ergeben nach Ermittlung der Einzelabflußbilder ebenfalls Summenabfluß-bilder ähnlich der Abb. 11. Bemerkenswert ist, daß bei allen Berechnungs-regen bis zu $T = 120$ min die Größtabflußmengen mit $7,50 \text{ m}^3/\text{sek}$ gleich sind¹⁹⁾. Das liegt natürlich an der Drosselwirkung der beiden Kanäle, die keine größere Abflußmenge durchlassen. Von $T = 240$ min ab macht sich die Abnahme der Regenspende in der Weise bemerkbar, daß in den Teilgebieten der Wert $Q_{\max} < Q_D$ wird, daß also keine Drossel-wirkung eintritt.

2. Auswertung.

Mit Hilfe der gefundenen Abflußbilder, die gleichzeitig die Zufluß-bilder für das Pumpwerk sind, kann jetzt die Pumpwerksleistung und im Zusammenhang mit ihr die Größe des gegebenenfalls erforderlichen Staubeckens festgelegt werden.

Baut man ein Pumpwerk für die Höchstzuflußmenge aus, dann ist überhaupt kein Stauraum nötig, weil jederzeit die Zuflußmengen bis zum Höchstwert sofort weggepumpt werden können. Bei vielen Pumpwerken, besonders bei solchen mit kleinem Einzugsgebiet inmitten städtischer Besiedlung, wird man zweckmäßig zu einer solchen Lösung greifen. Wo aber die örtlichen Verhältnisse die billige und leichte Herstellung von Staubecken begünstigen, wird man gern die Spitzen in einem solchen Becken vorübergehend aufspeichern. Dadurch kann die Pumpenleistung erniedrigt werden. Die Beziehung der gewählten Leistung zum Höchst-zufluß sei mit Ausbaueverhältnis bezeichnet. Sein Einfluß auf die Stau-beckeninhalte soll an dem Berechnungsbeispiel näher untersucht werden. Andere Gesichtspunkte, die bei der Wahl der Pumpwerksleistung mit-sprechen (z. B. Grundbelastung, Aufteilung der Gesamtleistung auf die einzelnen Maschinen zwecks Anpassung an die örtlichen Verhältnisse usw.) können hier nicht weiter behandelt werden.

In dem Abflußbild für $T = 15$ min (Abb. 11) werden durch waage-rechte Linien, die verschiedenen Pumpleistungen entsprechen, verschieden große Teile der die Abflußfülle darstellenden Flächen abgeschnitten.

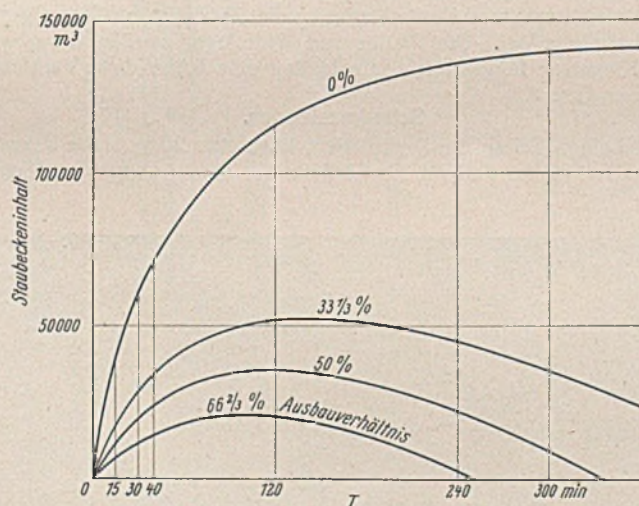


Abb. 12. Beispiel. Benötigter Staubeckeninhalt bei verschiedenem Ausbaueverhältnis.

Der abgetrennte Flächenteil gibt das Maß für die jeweilige Staubecken-größe. Die Verhältnisse sind also denen ganz ähnlich, die bei der oben behandelten Drosselung des Abflusses durch einen städtischen Sammler vorliegen. Während aber bei diesem die Wassermengen auf der Straße im Zuge des ganzen Vorfluters zurückbleiben, sind in jenem Falle die von den Maschinen zunächst nicht geförderten Zuflußmengen un-mittelbar beim Pumpwerk aufzuspeichern. In unserem Rechnungs-beispiel sind fünf verschiedene Ausbauleistungen gewählt, nämlich $7,50$, $5,00$, $3,75$, $2,50$ und $0 \text{ m}^3/\text{sek}$. Diese Werte entsprechen einem Ausbaue-verhältnis von 100 , $66 \frac{2}{3}$, 50 , $33 \frac{1}{3}$ und 0% . Es ergeben sich nach Ausrechnung Staubeckeninhalte von 0 , 6700 , 11500 , 17100 und 37600 m^3 .

¹⁹⁾ Daß in Abb. 11 der Größtwert $7,60 \text{ m}^3/\text{sek}$ ist, rührt her von der Größtabflußmenge $5,10 \text{ m}^3/\text{sek}$ der Abb. 10, die infolge Aufrundung der Zeit als ungedrosselt angesehen wurde.

Der letzte Wert ergibt sich auch nach Gl. (3) aus der Abflußfülle

$$A' = (0,65 \cdot 50 + 0,52 \cdot 150) 378 \cdot 15 \cdot 60 \frac{\text{ha} \cdot 1 \cdot \text{sek}}{\text{sek} \cdot \text{ha}} = 37600 \text{ m}^3$$

und ermöglicht dadurch eine Nachprüfung der Rechnung. Die ge-nannten fünf Staubeckeninhalte werden in Abb. 12 als Höhen bei $T = 15$ min eingetragen.

In ähnlicher Weise wie bei der Regendauer $T = 15$ min werden für die übrigen Berechnungsregeln mit $T = 30$ bis 300 min aus den Summen-abflußbildern die Staubeckeninhalte bei den verschiedenen Ausbaue-verhältnissen ermittelt. Die Ergebnisse sind ebenfalls in Abb. 12 ein-getragen.

Als Endergebnis der Berechnung ist aus Abb. 12 der Einfluß des verschiedenen Ausbaueverhältnisses auf die Staubeckeninhalte abzulesen. Bei 0% , ein Ausbau, der natürlich in Wirklichkeit nicht vorkommt, müßte die gesamte Abflußfülle gespeichert werden. Die Linie für diesen Fall hat etwa bei 300 min ihren Höchstwert. Sie entspricht der Linie N' in Abb. 1, wenn an Stelle der Einheitsfläche die Teilflächen des Beispiels mit ihren Gesamtabflußbeiwerten gesetzt werden. Die Scheitelwerte für die übrigen Ausbaueverhältnisse liegen zeitlich voreinander. Bei $33 \frac{1}{3}\%$ wird im Höchstfalle ein Stauraum von über 50000 m^3 benötigt. Die maßgebende Regendauer ist etwa 140 min. Der Bedarf sinkt bei einem Ausbau von 50% auf 35000 m^3 , wobei $T = 120$ min ist. Für das Aus-baueverhältnis $66 \frac{2}{3}\%$ ist die maßgebende Regendauer etwa 100 min, und der Stauraum braucht nur etwa 20000 m^3 groß zu sein. Bei 100% Ausbau wird, wie oben schon erwähnt, naturgemäß überhaupt kein Speicherraum benötigt.

Auf Grund der in Abb. 12 niedergelegten Ergebnisse kann nun über das Ausbaueverhältnis und die Staubeckeninhalte entschieden werden.

An dem durch Abb. 12 dargestellten Endergebnis ist wohl am bemerkenswertesten die Größenordnung des Stauraums, der sich ergibt, sobald das Pumpwerk nicht für die Höchstleistung bemessen wird. Es handelt sich um Rauminhalte, wie sie bei der Herstellung von Speicher-becken innerhalb städtischer Entwässerungsanlagen kaum vorkommen dürften. Das liegt daran, daß bei diesen nur bestimmte verhältnismäßig niedrige Berechnungsregen in ihren Wirkungen abzumildern sind, während bei der Bemessung von Pumpwerken aus den früher angegebenen Gründen mit den höchsten Regenspenden gerechnet werden muß.

Die Frage, in welcher Form der Stauraum vorgehalten werden soll, kann in dieser Abhandlung nicht besprochen werden. Angedeutet sei nur, daß in bestimmten Fällen durchaus ein Überfluten von tiefliegenden Flächen (Wiesen, Grünflächen, Sportplätzen usw.) bewußt in Kauf genommen werden kann, wenn damit kein oder ein nur geringer Schaden verbunden ist. Grundsätzlich muß aber zunächst ermittelt werden, welche Wassermengen überhaupt zu erwarten sind. Erst dann kann entschieden werden, was mit ihnen geschehen soll.

Das durchgeführte Rechnungsbeispiel setzte ein städtisches Gebiet von der Bebauungsart Klasse II und III voraus. Bei ihm minderte die Drosselwirkung die Größtabflußmengen erheblich ab. Nimmt man offene Vorfluter an, so fehlt diese Wirkung, und die Hochwasserspitzen treffen in voller Höhe am Pumpwerk ein. In der Regel ist aber, wenn Straßen-sammler fehlen, die Bebauung sehr locker, und die Abflußbeiwerte für eine solche Bebauungsart lassen die Spitzen nicht zu groß werden. Überdies bedeutet ein offener Vorfluter am Pumpwerk meistens die leichte Möglichkeit, größere Wassermengen aufzustauen.

Da die großen Regenspenden sehr selten sind und die volle Leistung des Pumpwerks nur in großen Zeitabständen und dann höchstens nur für wenige Stunden benötigt wird, braucht man angesichts der geringen Benutzungsdauer im allgemeinen neben den Pumpen für die gewählte Förderleistung nicht außerdem noch Maschinensätze zur Aushilfe vor-zuhalten²⁰⁾. Man darf vielmehr damit rechnen, daß Unterhaltungsarbeiten an den Maschinen in eine Zeit gelegt werden können, in der Platzregen und Wolkenbrüche nach der Erfahrung langer Jahre nicht auftreten, d. h. etwa im Herbst oder Winter. Diese Beschränkung steht nicht im Widerspruch zu der Empfehlung, bei neuen größeren Pumpwerken eine Erweiterungsmöglichkeit vorzusehen, die ausgenutzt werden muß, wenn infolge eines zunächst nicht erwarteten Anwachsens des Einzugsgebietes, z. B. als Folgeerscheinung des Bergbaues oder infolge der Bebauungs-zunahme usw., die Zuflußmengen steigen.

²⁰⁾ Beyenburg, Neuere Abwasserpumpwerke, ihre Errichtung und ihr Betrieb mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im rheinisch-westfälischen Industriegebiet. Gesund.-Ing. 1930, Heft 29, S. 449.

Alle Rechte vorbehalten.

Straßenbrücke über den Nil bei Samannoud.

Von Dr.-Ing. Konrad Sattler.

Bei der Ausschreibung für den Bau der Brücke über den Nil bei Samannoud, der der Entwurf des ägyptischen Ministeriums zugrunde lag, gelang es trotz stärksten ausländischen Wettbewerbes, diesen Auftrag für Deutschland zu sichern.

des Nilbettes bis auf eine Tiefe von -16 m abgesenkt werden, da erst hier tragfähiger, quarzhaltiger Sand angetroffen wurde. Die Grundfläche des kreisförmigen Senkkastens des Drehpfeilers beträgt 130 m^2 , die der Senkkästen der übrigen Pfeiler und Widerlager je 90 m^2 . Die Senkkästen

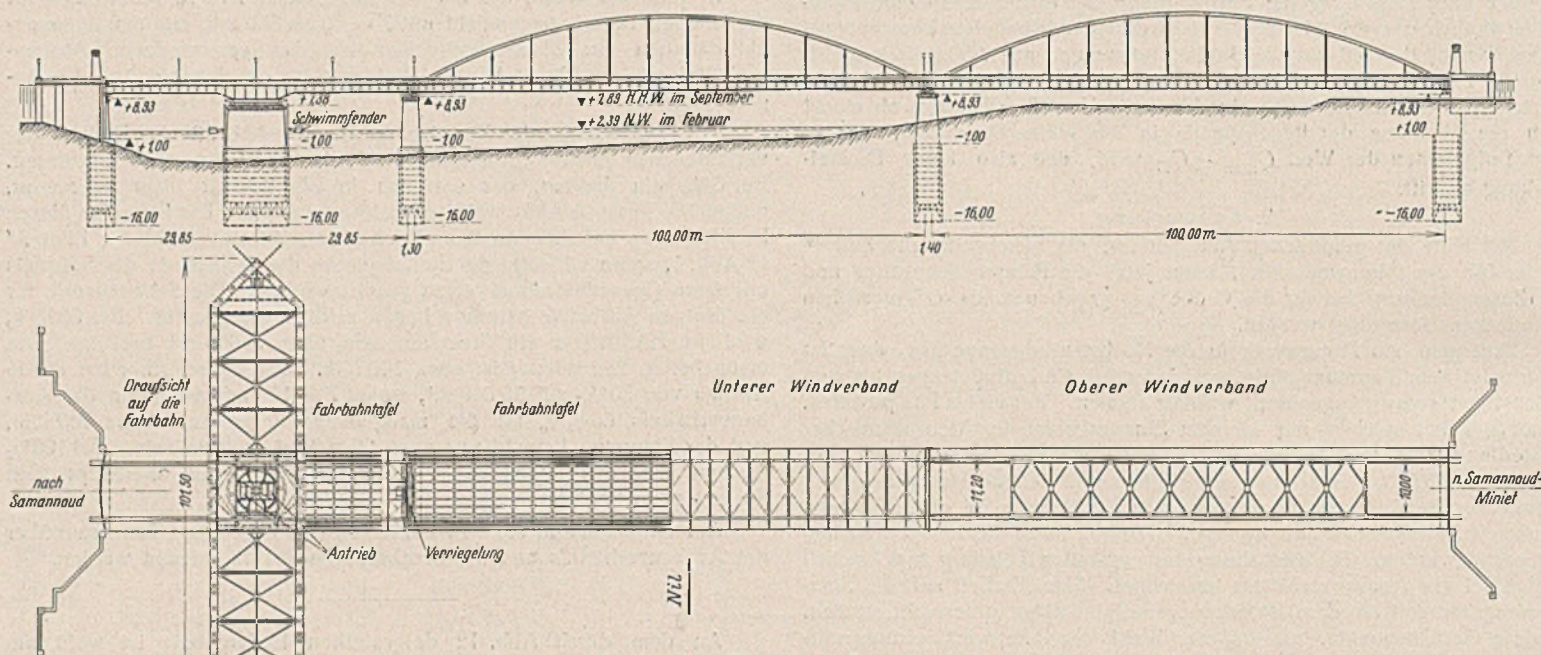


Abb. 1. Gesamtanordnung.

Wie in der Übersichtszeichnung (Abb. 1) dargestellt, besteht der Brückenzug aus zwei versteiften Stabbogen von je 100 m Stützweite und einer zweiarmligen Drehbrücke von $2 \times 29,85\text{ m}$ Länge. Die Stahlüber-

bauten sollten entsprechend den ägyptischen Vorschriften in „A-Stahl“ mit einer Festigkeit von $4,4$ bis $5,2\text{ t/cm}^2$ angeboten werden, wobei jedoch Wahlangebote zugelassen wurden. Als wirtschaftlichste Lösung ergab sich das Wahlangebot, das für die Hauptträger der beiden festen Brücken St 52 vorsah; es wurde der Ausführung zugrunde gelegt.

hatten Stahlmantelbleche von 8 mm Dicke. Außerdem mußte der Beton der Pfeiler oberhalb der Senkkästen bis zur Flußsohle mit 6 mm dicken Mantelblechen gegen chemische Einflüsse des Bodens geschützt werden.

Den Probezusammenbau eines Senkkastens im Werk zeigt Abb. 2. Für die Senkkästen und Mantelbleche wurde „A-Stahl“ im Gesamtgewicht von 380 t verwendet. Die Pfeiler und Widerlager wurden aus gewöhnlichem Kiesbeton hergestellt und erhielten eine $0,5\text{ m}$ dicke Verkleidung mit Assuan-Granit.

Schwimmfender.

Auf beiden Seiten des Drehpfeilers liegt eine 20 m breite Fahrrinne. Um den Drehpfeiler und die Drehbrücke vor dem Anfahren von Schiffen

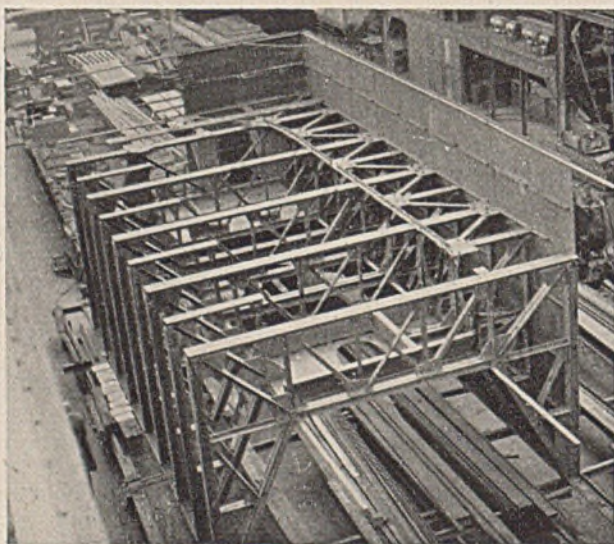


Abb. 2. Aufbau eines Senkkastens im Werk.

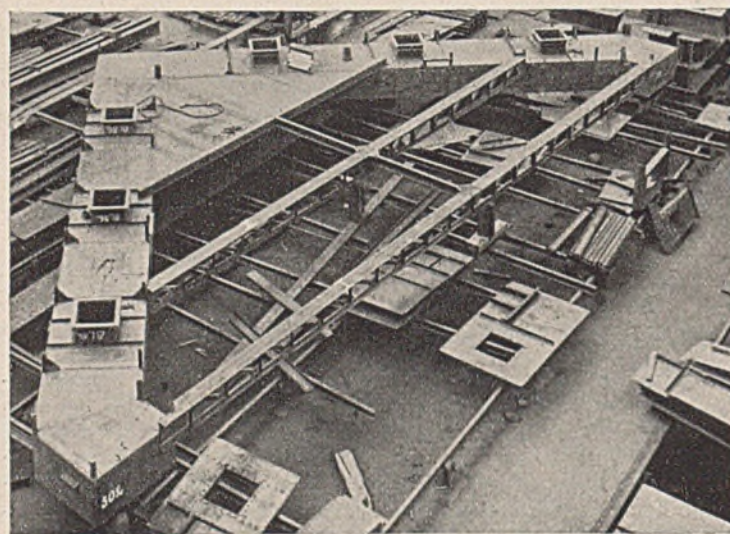


Abb. 3. Aufbau der Schwimmerspitze im Werk.

Den Auftrag für die Planung und Ausführung erhielt als Gesamtunternehmerin die Fried. Krupp AG., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, gemeinsam mit der Julius Berger Tiefbau AG., Berlin, die die Tiefbauarbeiten ausführte. Die Maschinenteile wurden vom Krupp-Grusonwerk in Magdeburg, die elektrische Einrichtung von den Siemens-Schuckert-Werken in Berlin angefertigt und eingebaut.

Gründung.

Die Pfeiler und Widerlager wurden mittels Druckluft auf Stahlsenk-kästen gegründet. Sie mußten durch die Schlamm- und Tonschichten

zu schützen, wurde ein besonderer Schwimmfender aus Stahl vorgesehen (s. Abb. 1). Er besteht aus einer Anzahl von rechteckigen Schwimmkörpern mit 6 mm Wanddicke. Abb. 3 zeigt den Zusammenbau der Schwimmerspitze im Werk. Am Drehpfeiler sind senkrechte Rollenführungen angeordnet, so daß sich die Schwimmer jeweils den stark wechselnden Wasserständen anpassen können. Um den Schwimmer in der richtigen Lage zu halten, sind an den Schwimmerspitzen je zwei 2-t -Winden für Verankerungsketten angebracht, deren freie Enden an im Wasser versenkten Betonblöcken befestigt sind. Das gesamte Gewicht der Schwimmer beträgt 148 t .

Fahrbahn.

Die Straße wird in einer nutzbaren Breite von 10 m für die Fahrbahn und von je 2 m für die beiden Fußwege über die Brücke geführt. Da die Fußwege beiderseits auf Kragträgern außerhalb der Hauptträger liegen, ergibt sich unter Berücksichtigung der Schrammborde eine Hauptträgerentfernung von 11,2 m. Die Fahrbahndecke aus Eisenbeton ruht auf Stahllängsträgern. Das Quergerälle der Fahrbahn wird dadurch erreicht, daß die Eisenbetondecke am Rande 15 cm und in der Mitte 20 cm dick ist. Dementsprechend wurde die Entfernung der drei mittleren Längsträger zu 1,7 m und die der übrigen Längsträger zu 1,5 m gewählt. Über der Eisenbetondecke sind eine 2 cm dicke Zementschicht und eine 5 cm dicke Asphaltdecke angeordnet. Die waagrecht liegende Brücke wird in der Längsrichtung durch Abfallkästen in Entfernungen von je 10 m entwässert. Das Längsgerälle von 1:200 wird dadurch erreicht, daß die Dicke der Zementschicht am Schrammbord zwischen 2,0 und

4,5 cm schwankt. Die Abdeckung der Fußwege besteht aus 2 cm Asphalt auf 8 cm dicken Eisenbetonplatten. Die gesamte Querschnittsbildung ist aus Abb. 4 zu erschen.

Alle Teile des Tragwerkes der Fahrbahn, wie Querträger, Längsträger usw., bestehen aus „A-Stahl“ mit einer zulässigen Beanspruchung von 1260 kg/cm². Als Belastung sind 20-t- und 14-t-Lastwagen angenommen. Die Stoßziffern betragen nach den behördlichen Vorschriften $\eta = 1,7$ für die Längsträger und $\eta = 1,62$ für die Querträger und sind somit wesentlich höher als die der deutschen Vorschriften.

Feste Überbauten.

Die Hauptträger sind in St 52 ausgeführt. Als Belastung ist eine gleichmäßig verteilte Last von 600 kg/m² auf der Fahrbahn und 400 kg/m² auf den Fußwegen, jedoch ohne Stoßzuschlag, der Berechnung zugrunde gelegt. Der stetig gekrümmte Bogen setzt sich aus drei Kreisbogen zusammen und hat in der Mitte eine Pfeilhöhe von 13,5 m. Der Bogen selbst ist doppelwandig, der 2,5 m hohe Verstärkungsträger einwandig ausgeführt. Die Breite des Bogens beträgt 840 mm, die der Gurtplatten des Verstärkungsträgers 500 mm.

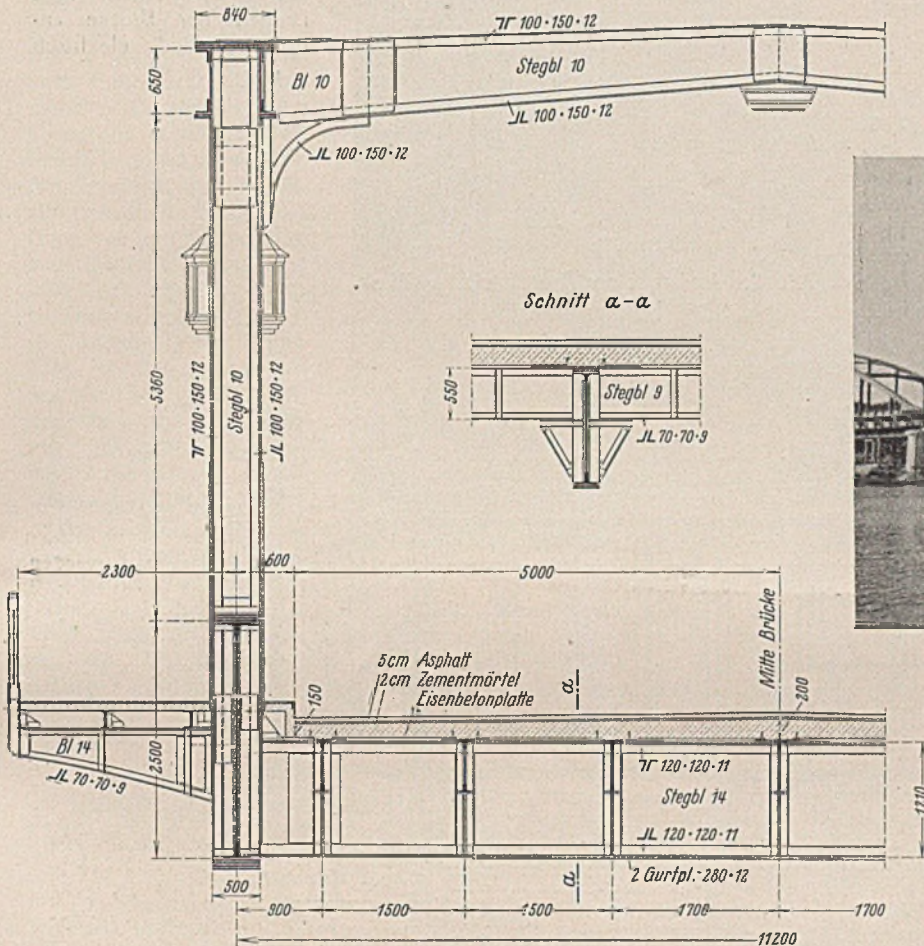


Abb. 4. Querschnitt der festen Überbauten.

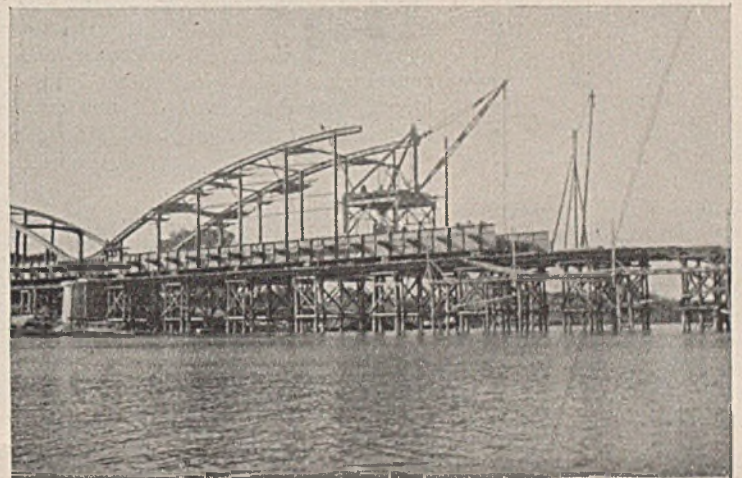


Abb. 6. Aufstellen des zweiten festen Überbaues.

Mit besonderer Sorgfalt wurde der Anschluß des doppelwandigen Bogens an den einwandigen Verstärkungsträger ausgebildet (Abb. 5). Das gesamte Stahlgewicht der beiden festen Brücken einschließlich der Fahrbahn, der beiden Windverbände und der Lager beträgt ohne Geländer 1450 t, wovon 700 t auf St 52 und der Rest auf „A-Stahl“ entfällt. Gegenüber dem behördlichen Vorschlag, die Brücke ganz in „A-Stahl“ auszuführen, ergab sich durch die Anordnung von St 52 auf die ganze Stahlmenge bezogen eine Ersparnis von 22%, unter Berücksichtigung der Hauptträger allein eine solche von 37%.

Die festen Brücken sind auf fester Rüstung aufgestellt worden, wofür mit Rücksicht auf die regelmäßig im Herbst auftretenden Hochwasser nur die Zeit von Mitte April bis Ende Oktober zur Verfügung stand. Das Hochwasser erreichte am 1. November 1938 eine Höhe von fast + 8,0 m oder 0,93 m unter Unterkante Auflager. Vor Einsetzen dieses Hochwassers konnten alle Rüstungen aus dem Flußbett entfernt und die Brücken freigesetzt werden. Abb. 6 zeigt die Aufstellung des zweiten Überbaues.

Drehbrücke.

Die Drehbrücke hat in Übereinstimmung mit den festen Brücken eine halb versenkte Fahrbahn (Abb. 7). Entsprechend der in Ägypten üblichen Ausführung ist sie auf einem Rollenkranz gelagert.

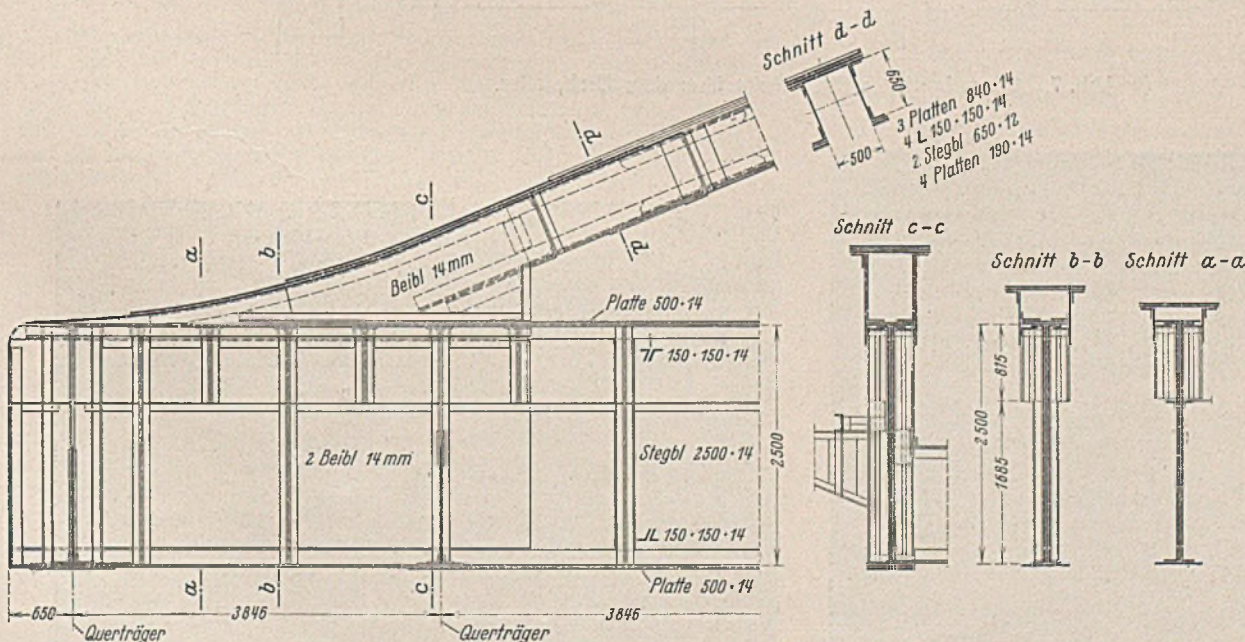


Abb. 5. Einführung des Bogens in den Verstärkungsträger.

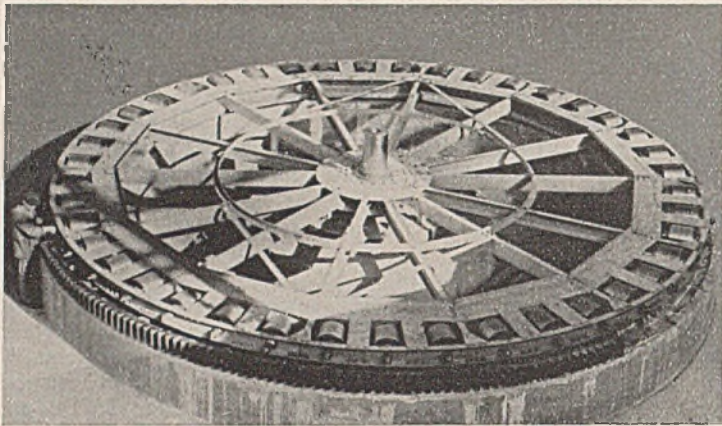


Abb. 8. Aufbau des Rollkranzes im Werk.

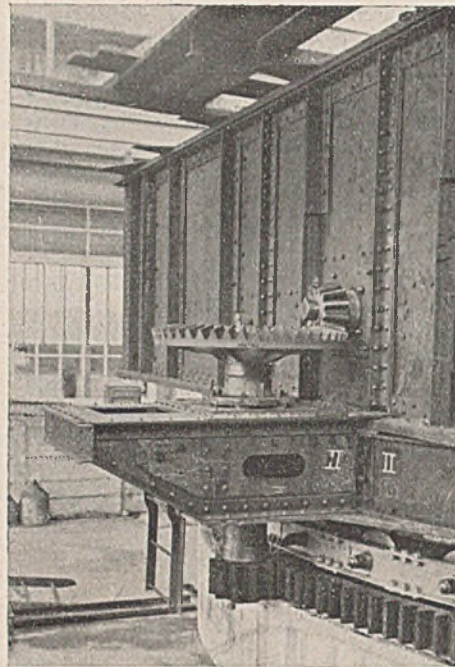


Abb. 9. Aufbau eines Drehritzels im Werk.

den Aufbau im Werk darstellt. Die Brücke wird mittels zweier Ritzel gedreht, die in zwei am unteren Rollenlaufgang befestigte Zahnsegmente eingreifen. Die beiden Ritzel (Abb. 9) haben lotrechte Achsen, sind symmetrisch zum Drehzapfen angeordnet und werden unter Zwischenschaltung der entsprechenden Vorgelege je durch einen 18-PS-Motor angetrieben. Die Motoren, die die beiden Ritzel zum Drehen der Brücke antreiben, sind elektrisch

Alle Lasten werden unmittelbar auf den Rollenkranz übertragen, und der Drehzapfen in der Mitte hat die Aufgabe, die Brücke in der richtigen Lage zu halten, ohne selbst senkrechte Lasten aufzunehmen. Die Anordnung des Rollenkranzes mit Rollen von 350 mm mittlerem Durchmesser zeigt Abb. 8, die

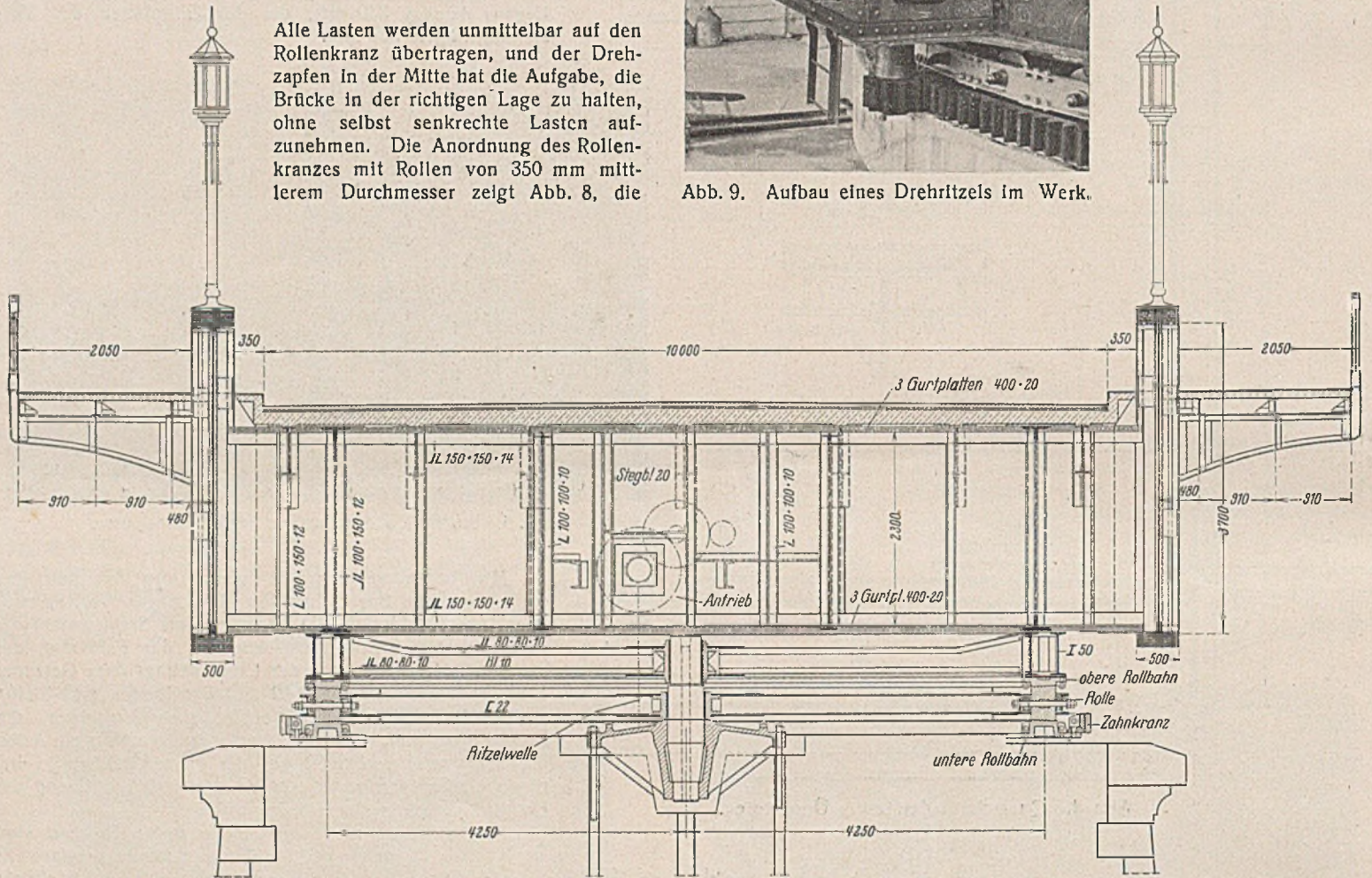


Abb. 7. Querschnitt der Drehbrücke über dem Drehpfeiler.

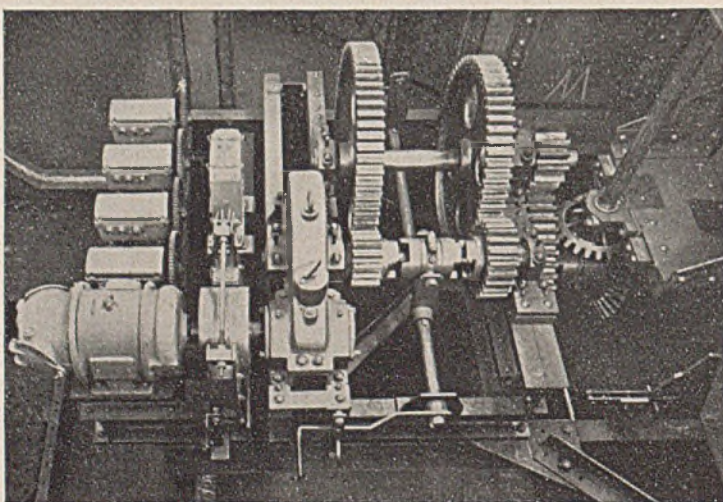


Abb. 10. Motor mit Vorgelege im Führerhaus.

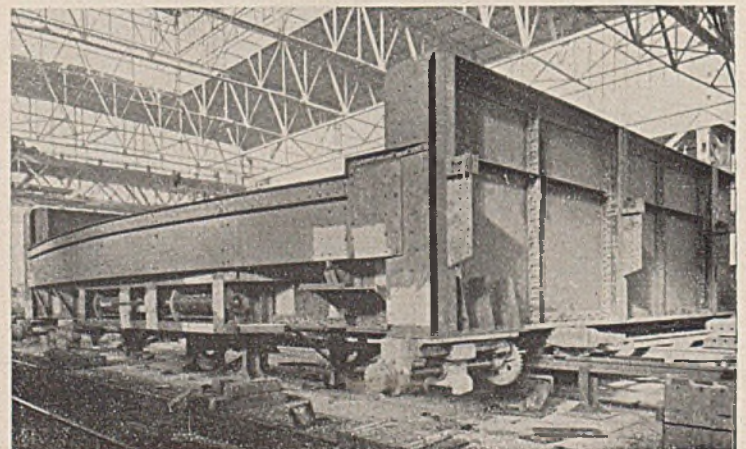


Abb. 11. Aufbau des Drehbrückenendes mit der Riegelfalle im Werk.

gekuppelt, damit sie gleichmäßig wirken, und mit elektrischen Bremsen versehen. Für die Endstellungen sind Endausschalter vorhanden. Die Motoren und die Triebwerke für das Drehen der Brücke sind im Führerhaus über dem Drehpfeiler unterhalb der Fahrbahndecke im Innern des Stahltragwerkes untergebracht (Abb. 10). Das Führerhaus wird durch besondere Lüfter belüftet. Die Motoren und das gesamte Triebwerk für das Verkeilen und Festlegen des Drehbrückenüberbaues liegen in unmittelbarer Nähe der Auflager am Brückende. Alle Motoren, elektrischen Geräte, Schalter usw. sind über dem höchstmöglichen Hochwasser von +9,6 m angeordnet. Die gesamte elektrische Einrichtung wird vom Führerhaus aus bedient. Als Strom wird Drehstrom von 200 Volt und 50 Perioden verwendet. Bei Störungen in der Stromzufuhr kann die Brücke von Hand aus mittels Tummelbaum gedreht, verkeilt und festgelegt werden, wofür 8 Mann erforderlich sind. Die Anordnung der Riegefaller ist aus Abb. 11 zu ersehen. Die gesamte Öffnungszeit der Brücke beträgt bei elektrischem Antrieb 2 Minuten, bei Handantrieb 7 Minuten.

Die vom Krupp-Grusonwerk gelieferten Maschinenteile wurden in den Werkstätten der Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, in die Brücke probeweise eingebaut. Sowohl der mittlere Teil der Drehbrücke einschließlich des Rollenkranzes und aller maschinellen Teile als auch die Keillager und Antriebsmaschinen einschließlich der Riegefaller an den



Abb. 12. Beginn des Aufbaues der Drehbrücke.

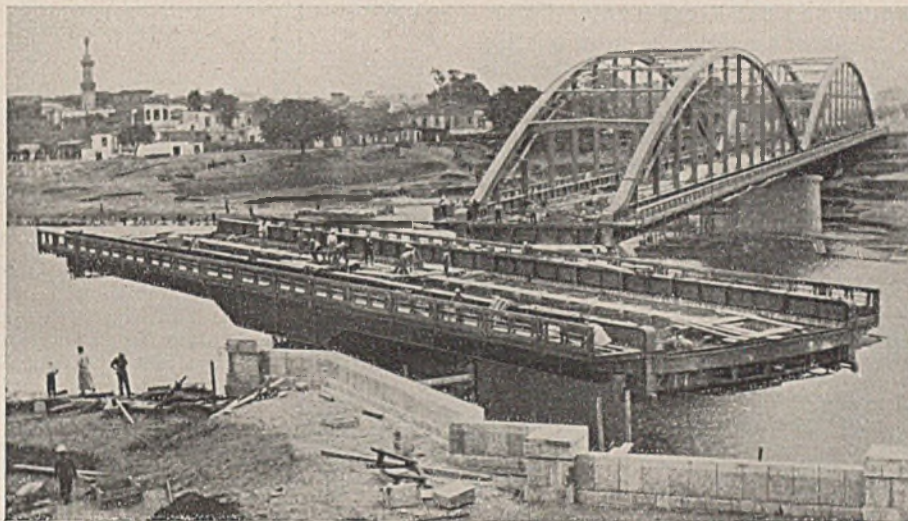


Abb. 13. Aufbau der Drehbrücke, Brücke bereits ausgedreht.

Im geschlossenen Zustand der Drehbrücke wurde der Hauptträger als Träger auf vier Stützen gerechnet. Die Decke und das Tragwerk der Fahrbahn sind in gleicher Weise ausgeführt wie bei den beiden festen

Brücken. Die Brücke sitzt mit besonderen Ringträgern auf dem Rollenkranz auf. Das gesamte Stahlgewicht der Drehbrücke in „A-Stahl“ beträgt 430 t, das der Maschinenteile 85 t.

Die Aufstellung der Drehbrücke dauerte von Januar bis April 1939. Zuerst wurde der Rollenkranz und der mittlere Teil der Brücke auf dem Drehpfeiler aufgebaut. Ferner wurde vor dem Eintreten des Hochwassers an dem Drehpfeiler ein Hilfskragträger angebracht und auf diesen später die Stahlträger im Freivorbau von den festen Überbauten aus abgesetzt (Abb. 12). Den Aufbau der Drehbrücke zeigt Abb. 13.

Der neue Brückenzug mit insgesamt 2560 t Stahl ist in allen Teilen von deutschen Unternehmen hergestellt worden. Der Bau ist plangemäß und ohne Zwischenfall durchgeführt worden, er wird im Lande des Nils ein weiterer Zeuge des hohen Standes deutscher Wertarbeit sein.

Vermischtes.

Richtlinien zur Eisenersparnis. Zweite Durchführungsbestimmung zur Achten Anordnung des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft¹⁾ vom 6. Februar 1940.

Die nachstehenden Richtlinien zur Eisenersparnis sind mit strengem Maßstabe und größter Verantwortungsreudigkeit vom entwerfenden Ingenieur, ausführenden Unternehmer und prüfenden Beamten anzuwenden.

I. Belastungsannahmen.

Bei der Annahme der zugrunde zu legenden ungünstigsten Belastungsfälle ist zu untersuchen, ob das Zusammenwirken der ungünstigsten Umstände tatsächlich wahrscheinlich ist, oder ob auf Grund der Bauvorschriften die ungünstigste Überlagerung der Belastungsfälle außer acht gelassen werden kann. Bei Katastrophen-Beanspruchungen ist zu untersuchen, wie weit der den zulässigen Beanspruchungen zugrunde liegende Sicherheitsfaktor in diesem Falle herabgesetzt werden kann.

II. Zulässige Beanspruchungen.

Alle Baustoffe sind bis zu der in den Baubestimmungen festgesetzten zulässigen Beanspruchung auszunutzen. Die Deutschen Bestimmungen für Eisenbeton lassen in ihrem § 29, Abs. 2 u. 5, eine wesentliche Erhöhung der üblichen zulässigen Spannungen zu, wenn verschiedene Bedingungen eingehalten werden (Nachweis einer entsprechenden Würfel-festigkeit, sorgfältige Bauüberwachung erfahrener Unternehmer, getrennte Zuschlagstoffe usw.). Da sich durch Ausnutzung dieser zulässigen höheren Beanspruchungen wesentliche Einsparungen erzielen lassen, ist mit allen Mitteln anzustreben, daß die vorgenannten Bedingungen eingehalten und damit die Voraussetzungen für die Anwendbarkeit dieser Spannungen geschaffen werden.

III. Gestaltung der Bauwerke.

Die architektonische Gestaltung darf im Industriebau nicht mit einem Mehraufwand von Stahl verbunden sein.

Stahlvollwandkonstruktionen sind zur Stahleinsparung möglichst durch Fachwerke, ausgemauerte Stahlfachwerkwände möglichst durch massiv

gemauerte Wände zu ersetzen. Hohe Fenster in Hallen und Werkbauten beeinträchtigen die Längsaussteifung des ganzen Bauwerks. Als Grundsatz soll gelten, in Dächern und Wänden nicht mehr Glasflächen zu verwenden, als zur Beleuchtung notwendig sind.

Stützen und Pfeiler sind so anzuordnen, daß die Schlußkraft sämtlicher Lasten mittig liegt. Abfangungen durch Träger sind, wenn irgend möglich, zu vermeiden.

IV. Gründung.

a) Flachgründung.

Die zulässige Tragfähigkeit des Baugrundes ist sorgfältig zu prüfen. Bei Großbauten ist in allen Fällen eine rechnerische Ermittlung auf Grund von Versuchen durchzuführen.

Bauwerksetzungen können in ihrem voraussichtlichen Verlaufe und ihrer Größenordnung auf Grund von Versuchen rechnerisch ermittelt werden. Es ist daher zu prüfen, wie weit Setzungen in Kauf genommen werden können, oder wie weit durch konstruktive Maßnahmen die Folgen der Setzungen unschädlich gemacht werden.

Nach neueren Erkenntnissen wächst die Bruchlast von Sand ganz wesentlich mit den Abmessungen des Gründungskörpers. Bei fehn- und mittelkörnigem Sand gleichmäßiger und genügend tiefer Schichtung betragen die theoretischen Bruchlasten für eine Gründungstiefe von 1,5 m bei einer kleinsten Fundamentbreite von 1 m und 10 m: 5 kg/cm² und 14 kg/cm². Bei Grundwasser verringern sich diese Werte auf 3 kg/cm² und 8 kg/cm²; bei breiteren Fundamenten liegen die Bruchlasten wesentlich höher. Demnach würden bei Annahme einer zweifachen Sicherheit und Fundamentbreite von 1 m bis 10 m Belastungen zulässig sein

1. ohne Grundwasser 2,5 kg/cm² bis 7 kg/cm²,
2. mit Grundwasser 1,5 kg/cm² bis 4 kg/cm².

Bei größeren Fundamentbreiten können die zulässigen Belastungen im gleichen Verhältnis wie für die für 1 m und 10 m zulässigen Werte erhöht werden. Diese Belastungen sind Werte gleicher Sicherheiten gegen Grundbruch, naturgemäß aber ungleicher Setzungen.

Für Bauwerke mit mehreren Einzelfundamenten verschiedener Breite ist darauf zu achten, daß gleichmäßige Setzungen erzielt werden (d. h. das kleinste Fundament ist maßgebend für die Wahl der Bodenbeanspruchungen anderer Fundamente).

¹⁾ Vgl. Ztrlbl. d. Bauw. 1940, Heft 9/10, S. 154/155.

Das rechtzeitige und größenordnungsmäßige Erfassen von Bauwerkssetzungen ermöglicht vielfach die Ausführung von Flachgründungen an Stelle von Pfahlgründungen.

b) Pfahlgründungen.

Läßt sich eine Pfahlgründung nicht vermeiden, so ist bei entsprechenden Grundwasserverhältnissen dem Holzpfahl der Vorzug zu geben. Die Sparingenieure und Kontingentstellen sind verpflichtet, Stahlpfähle nur in ganz besonderen Ausnahmefällen zuzulassen. Die Rammtiefe der Pfähle ist durch Probelastungen zu bestimmen, die bis zur Ermittlung der Bruchlast zu steigern sind, d. h. also, bis die Einsenkung des Pfahles nicht mehr linear proportional zur Last verläuft. Bei Anwendung von Standpfählen in Sand und Kies ist der Gründungsbelastung diese Bruchlast mit zweifacher Sicherheit zugrunde zu legen. Bleibende Setzungen bis zu 10 mm können hierbei zugelassen werden.

Die heute noch vielfach in Anwendung befindlichen Rammformeln sind unzulänglich; sie liefern durchweg zu große Rammtiefen und verleiten somit zur Materialverschwendung.

V. Konstruktive Maßnahmen zur Einsparung.

Vollwandkonstruktionen sind möglichst durch Fachwerke zu ersetzen.

Durch Biegung beanspruchte Bauteile erfordern um so weniger Aufwand an Baustoff, je größer ihre Höhe ist. Für Decken, Dachbinder und Rahmen aus Stahl, Eisenbeton und Holz sind daher schon beim Entwurf genügende Bauhöhen vorzusehen.

Stützen und Pfeiler sind mittig zur Schlußkraft der Lasten auszubilden.

Waagerechte Kräfte sind möglichst durch waagerechte Verbände aufzunehmen.

Eisenbetondecken und -träger sind in Feldmitte ohne Druckbewehrung auszubilden. Zur Aufnahme der Stützmomente sind ausreichende Vouten anzuordnen. Eisenbetonstützen sind nur mit dem im § 27, Ziff. 1a, der Eisenbetonbestimmungen vorgesehenen Mindestgehalt von 0,5% bzw. 0,8% zu bewehren und dementsprechend zu bemessen.

VI. Werkgebäude (vgl. Abb. 1 u. 2).

Der Grundbau ist, soweit der Grundwasserstand dies zuläßt, in Stampfbeton auszuführen, ebenso etwaige Kellerwände; die Kellerdecken sind — soweit möglich — zu wölben.

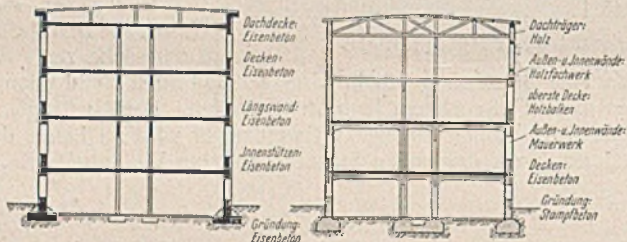


Abb. 1. Reiner Eisenbetonbau. Abb. 2. Sparentwurf.

Beim Entwurf von Außenwänden ist unter Vermeidung von Eisenfachwerkswänden Mauerwerk vorzusehen. Die Aussteifung solcher Wände ist durch massive innere Querwände oder Pfeilervorlagen vorzunehmen. Kräftige Massivdecken steifen Längswände aus, wenn sie als waagerechte Träger wirken und waagerechte Auflagerkräfte an geeignete feste Punkte (gemauerte Treppenhäuser, Querbauten) abzugeben vermögen.

Die Deckenstützweiten sind durch Anordnung von Zwischenstützen zu verringern. Zwischenwände sind aus Mauerwerk herzustellen. Eisenfachwerk für Innenwände ist zu vermeiden. Innenstützen sind in Stampf- oder Eisenbeton auszuführen; ihre erforderlichen Flächen sind beim Entwurf zu berücksichtigen. Die letzte tragende Geschoßdecke, Dach und Dachstützen sind in Holz auszubilden.

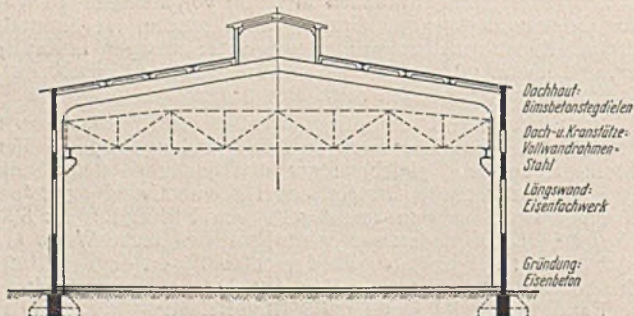


Abb. 3. Reiner Stahlbau.

VII. Hallen (vgl. Abb. 3, 4 u. 5).

Die Längs- und Giebelwände von Hallen sind unter Vermeidung von Eisenfachwerkswänden nach Möglichkeit als gemauerte Wände mit den erforderlichen Pfeilervorlagen auszuführen; häufig genügen Einzelpfeiler mit eingebauten Leicht- und Behelfswänden aus Holz oder anderen Leichtbaustoffen. Soweit es der Betrieb zuläßt, ist auf Wandabschluß zum Teil oder ganz zu verzichten. In jedem Falle ist die Aussteifung des Bauwerks zu sichern.

Soweit es der Betrieb zuläßt, sind zur Verringerung der Stützweiten Zwischenstützen anzuordnen. Hallenbinder und Träger sind über den Stützen durchlaufend vorzusehen.

Bei Holz- und Stahldachbindern ist die Dachhaut aus Holzschalung und Dachpappe auf Holzspalten auszubilden. Bei eisernen Dachbindern können außerdem Bimsbetonplatten oder, bei genügend steilen Dächern, Dachziegel verwendet werden.

Das Gewicht der Dachdecken ist genau zu ermitteln, damit zu große Lasten für Pfetten und Binder vermieden werden.

Die Dacheindeckung ist auf den Pfetten so zu befestigen, daß die Pfetten nicht seitlich ausweichen können.

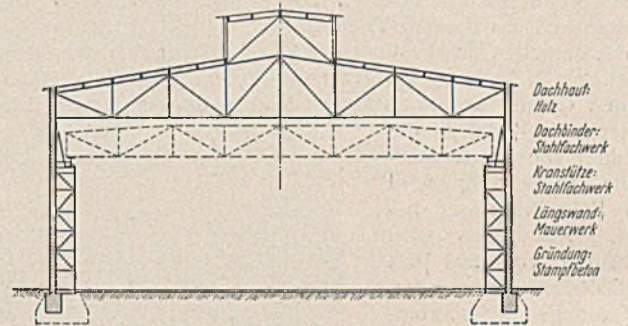


Abb. 4. Sparentwurf in Stahlfachwerk.

VIII. Kranbahnen (vgl. Abb. 3, 4 u. 5).

Kranbahnen sind im Innern von Gebäuden und Hallen auf Pfeilervorlagen anzuordnen, im Freien und bei besonders großen Nutzlasten auf Eisenbetonstützen. Die Kranbahnträger sind bei großen Stützweiten und bei großen Nutzlasten als Fachwerkträger auszubilden; für waagerechte Kräfte sind waagerechte Fachwerkverbände anzuordnen.

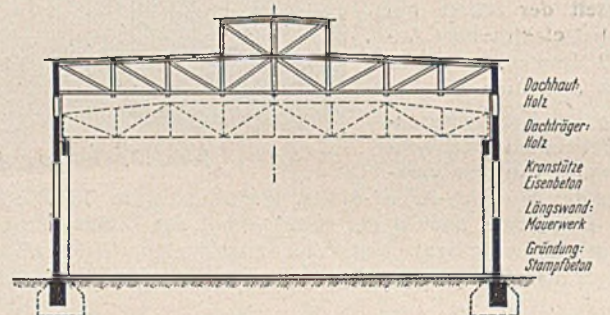


Abb. 5. Sparentwurf in Holz- und Massivbau.

Konsolenausleger für die Auflagerung der Kranbahnträger sind auf ein Mindestmaß zu beschränken, besonders bei hohen Stützen und Pfeilern zu vermeiden, um außermittige Belastung von Stützen oder Pfeilern möglichst niedrig zu halten.

Laufstege an Kranbahnen und Kranen sind mit Holz abzudecken.

IX. Freiluftanlagen.

Anlagen und Großgeräte, die in sich standfest sind oder mit geringem Aufwande standfest einzurichten sind, sind als Freiluftanlagen, d. h. ohne Wände und Dächer, auszubilden.

X. Rohrbrücken.

Rohrbrücken sind nur anzuordnen, wo die unterirdische Führung der Leitungen nicht möglich ist.

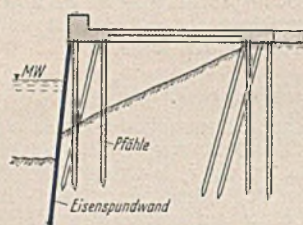


Abb. 6. Kalanlage mit Stahlspondwand.

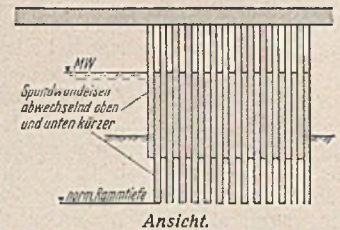


Abb. 8. Kalanlage mit Sparspondwand.

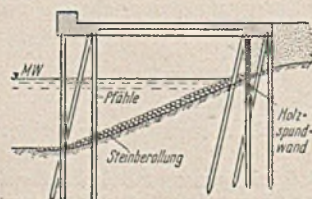


Abb. 7. Kalanlage ohne Stahlspondwand.

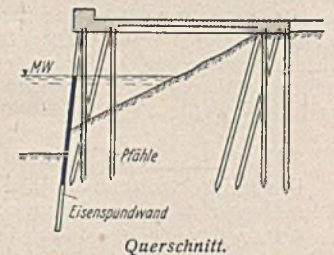


Abb. 8. Kalanlage mit Sparspondwand.

Sind die Rohrleitungen oberhalb des Werkplatzes zu verlegen, so sind die Rohre möglichst frei tragend, d. h. ohne Rohrbrücken anzuordnen. Die Stützen sind möglichst in Beton auszubilden. Die Stützenentfernungen sind auf das unbedingt erforderliche Maß zu kürzen. Stützen für kleinere Rohrleitungen, Schieber- und Bedienungsbühnen sind aus Holz herzustellen.

XI. Kajanlagen.

Beim Bau von Kajanlagen sind Eisenspundwände (vgl. Abb. 6) nur ausnahmsweise zuzulassen. Ist längs der Kajanlage nicht mit vollaufenden Schiffsmaschinen zu rechnen, so kann bei geeigneten Bodenverhältnissen die vordere Spundwand überhaupt entfallen. Ein rückwärtiger Abschluß der Kajanlage mit Holz- oder Eisenbeton-Spundwand genügt ohne weiteres (vgl. Abb. 7). Soweit es die Baütermine gestatten, ist zu untersuchen, ob die Gründung des Anlegeplatzes anstatt mit Pfählen als Schergerichtmauer oder mit offenen Brunnen erfolgen kann.

Läßt sich im Falle besonders großer Wassertiefen in Verbindung mit schlechtem Untergrunde eine Eisenspundwand nicht vermeiden, so ist diese nach Abb. 8 in Sparbauweise auszuführen. Soll die Spundwand hinterfüllt werden, so lassen sich die offenen Schlitze mit Hilfe von Betonformsteinen in einfacher Weise abdecken.

XII. Wohlfahrts- und Verwaltungsgebäude.

Diese Bauten sind möglichst ohne Stahl und Eisenbeton mit gemauerten Umfassungswänden und Holzbalkendecken auszuführen, die Treppen in Stein oder Holz, die Dachbinder und Geländer in Holz.

XIII. Bauwerkschutz.

Durch geeigneten Schutz der hölzernen Bauteile kann ihre Lebensdauer verlängert und ihre Feuersicherheit erhöht werden. Eine Reihe geeigneter Maßnahmen sind z. B. in dem Holzschutz-Handbuch von Dr.-Ing. E. Gieseking, Berlin, zusammengefaßt. Durch Feuerschutzmittel kann die Sicherheit des Holzes auch gegen Stichflammen erhöht werden. Beim Vergleich der Feuersicherheit von Holz- und Stahlbauteilen ist zu beachten, daß auch Stahl bei großer Hitze seine Tragkraft verliert, während Holzbauteile auch im stark angekohlten Zustande noch eine gewisse Festigkeit besitzen. Nähere Angaben enthalten

DIN 4102, Blatt 1 bis 3, — Widerstandsfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen gegen Feuer und Wärme²⁾ —;

die Schrift „Neue Bauarten“, allgemeine baupolizeiliche Zulassungen des Reichsarbeitsministers, nach Veröffentlichungen im Zentralblatt der Bauverwaltung zusammengestellt von Reg.- und Baurat Berlitz³⁾ — sie bringt Angaben über die vom Reichsarbeitsminister allgemein zugelassenen Feuerschutzmittel —;

Merkblatt der „Arbeitsgemeinschaft Holzschutz“ über baulichen Holzschutz gegen Fäulnis⁴⁾.

Dr.-Ing. Todt.

Heinrich Klotz 75 Jahre alt. Am 14. April d. J. vollendete Heinrich Klotz, einer der Bahnbrecher des Eisenbetonbaues, das 75. Lebensjahr. Im Jahre 1897 begann er in Deutschland mit Bauausführungen nach Hennebique, bei dem er vorher in Paris tätig gewesen war. Sein Unternehmen wurde im Jahre 1900 in die Frankfurter Betonbaugesellschaft umgewandelt, die Geschäftshäuser, Industrie- und Brückenbauten in Eisenbeton im In- und Auslande ausgeführt hat. Im Jahre 1928 errichtete er daneben die Eisenbeton-Gleitbaugesellschaft Heinrich Klotz & Co. in Frankfurt a. M., die die Gleitbauweise in Deutschland und im übrigen Europa einführte. Beide Unternehmen haben dann ihre Betriebe in der Firma Gleitbau Klotz & Co., Eisenbetonbau, Hoch- und Tiefbau, vereinigt, die auch im Auslande Tochtergesellschaften unterhält.

Trotz seines Alters leitet Heinrich Klotz auch heute noch seine Unternehmungen in seltener Rüstigkeit. Möge er sich noch lange an den Erfolgen seines arbeitsreichen Lebens erfreuen.

Lehrgerüsteinsturz der Brücke über den Angerman-Fluß, Schweden. Eng. News-Rec. 1939, Bd. 123, Nr. 13 vom 28. September, S. 388, enthält einen bemerkenswerten Bericht über den am 31. August v. J. erfolgten Einsturz des hölzernen Lehrgerüsts für eine Eisenbeton-Bogenbrücke zwischen den Dörfern Lunde und Sando über den Angerman-

Fluß in Schweden. Die Brücke war für eine Spannweite von 264 m vorgesehen und wäre damit die weitestgespannte Bogenbrücke der Welt geworden. Der Querschnitt des Bogens sollte aus drei Hohlzellen von 9,45 m Breite und 2,67 m Höhe im Scheitel und 4,50 m Höhe an den Kämpfern gebildet werden. Die lotrechten Wände der Zellen waren an den Außenseiten 32 cm dick geplant, wohingegen die Mittelwände eine Dicke von etwa 20 cm mit entsprechenden Bewehrungen haben sollten. Die unteren Teile der Zellenwand sollten zuerst betoniert werden, danach die lotrechten Wände und zum Schluß die obere Decke. Die ganze Länge des Bogens war in mehrere getrennte Abschnitte eingeteilt, die zuerst betoniert werden sollten, und zwischen denen nach Erhärten des Betons die dazwischen liegenden Teile fertiggestellt werden sollten. Im Augenblick des Zusammenbruchs des hölzernen Lehrgerüsts (s. Abb.) waren erst einige Abschnitte der Bogensohle fertiggestellt.

Das Lehrgerüst war auf einem entsprechenden Unterbau am Ufer des Flusses hergestellt worden und im Frühling des vergangenen Jahres zwischen den Widerlagern auf zwei Schiffen eingeschwommen. Der Lehrbogen hatte im Scheitel eine Pfeilhöhe von 41 m über dem Wasserspiegel. Die genaue Beschreibung des Brückenentwurfes ist in der



Schwedischen Zeitschrift Betong, Heft 2, 1938, zu finden. Hiernach sollte die Brücke aus dem Hauptbogen über dem Fluß und aus einer Trägerbrücke über einen Nachbararm des Flusses bestehen. Die höchste Betonbeanspruchung war für den Bogen mit 114 kg/cm² und für die Trägerbrücke mit 95 kg/cm² vorgesehen. Die Fahrbahnbreite war mit 9,45 m in Aussicht genommen. Außerdem waren beiderseits Radfahrwege zu 1,20 m Breite angeordnet. Zs.

Die großen Entwässerungen in der Provinz Ferrara¹⁾. Am 20. Dezember 1939 wurde wieder ein Teil der großen Entwässerung der Provinz Ferrara, zwischen Po und Reno, eines der bisher größten Unternehmen dieser Art in Italien, nebst 250 Siedlungshäusern seiner Bestimmung übergeben. Es handelt sich hier überwiegend um die Urbarmachung von Niedermoores mit mechanischer Hebung des Wassers. Das technisch, landwirtschaftlich und sozial gleich bedeutende Unternehmen wird durch 13 Genossenschaften unter einheitlicher staatlicher Leitung durchgeführt. Die einzelnen Entwässerungsbezirke sind in Abb. 1

¹⁾ La grande Bonificazione Ferrarese von Carlo Emilia Gadda in Le vie d'Italia, Jahrgang XLV, Dez. 1939, S. 1515 bis 1525.

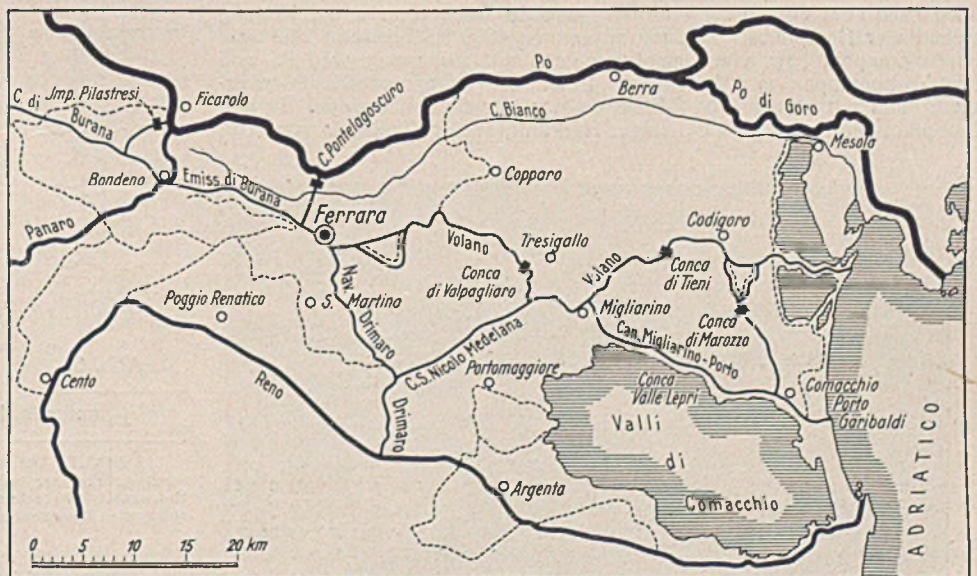


Abb. 1. Lageplan.

²⁾ Diese Normblätter sind in Neubearbeitung. Der neue Entwurf ist veröffentlicht in Bauing. 1939, S. 486.

³⁾ Verlag Wlth. Ernst & Sohn, Berlin.

⁴⁾ Herausgegeben vom Reichsarbeitsminister am 15. März 1939. Erläuterungen dazu herausgegeben vom Fachausschuß für Holzfragen, Berlin NW 7. Einzelpreis 0,30 RM, zu beziehen vom VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin NW 7.

ingezeichnet. Der Po, der sich unterhalb Berra in zwei Arme teilt, hat im Laufe der Zeit sein Bett so erhöht, daß sich sein Hochwasserspiegel bis zu 4 m über das angrenzende Gelände erhebt. Innerhalb des Entwässerungsgebietes liegen große, mit dem Meere in Verbindung stehende hafähnliche Flächen mit mehr oder weniger salzhaltigem Wasser, sogen. „valli“ (Mulden). Während der westliche Teil des Entwässerungsgebietes durchschnittlich 1 bis 3 m über dem Meeresspiegel liegt, liegt der östliche Teil etwa 1 bis 2 m darunter. Die Bemühungen, dieses große Gebiet der heimischen Landwirtschaft nutzbar zu machen und dadurch gleichzeitig die gesundheitlichen Verhältnisse zu verbessern, gehen auf Jahrhunderte zurück. Mächtige, etwa 15 m hohe Backsteinwachtürme, wie wir sie von der aus dem Altertum stammenden Wasserversorgung Roms in der Campagna kennen, sind heute noch beredte Wahrzeichen der Bemühungen Alfons von d'Este (1564 bis 1580) um die Urbarmachung dieser Provinz. In den Jahren 1864 bis 1900 wurden diese Entwässerungsarbeiten weitergeführt. Durchgreifende erfolgreiche Maßnahmen ermöglichten aber erst die Gesetze der Jahre 1923, 1925 und 1928. 54 000 ha einst wertloses Sumpfland sind nun heute fast wieder zum größten Teil fruchtbares Ackerland. Die Trockenlegung der restlichen Gebiete ist im Gange. In den entwässerten Mooren hat sich das Gelände innerhalb der letzten Jahrzehnte bereits um etwa 1,20 m gesenkt.

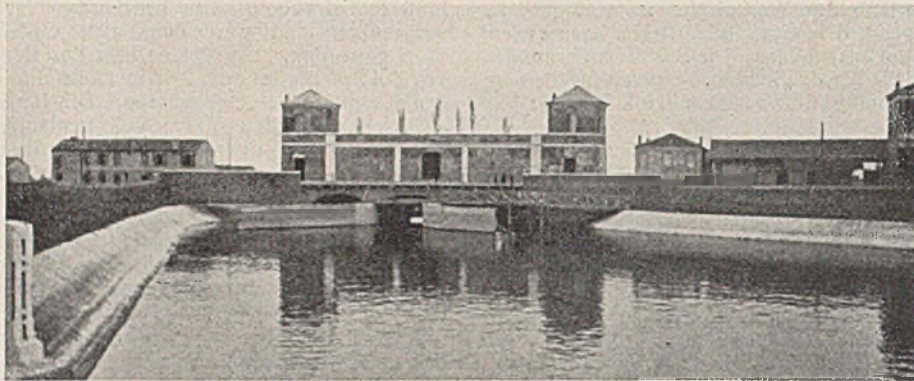


Abb. 2. Pumpwerk Codigoro. Teil für den tiefer gelegenen Sammelkanal.

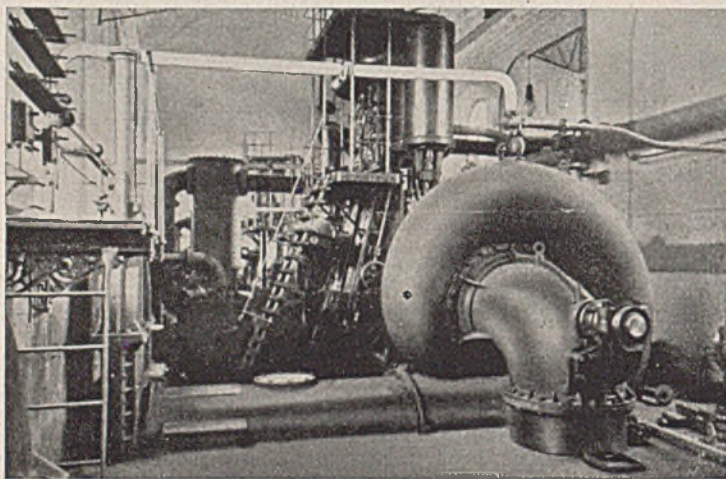


Abb. 3. Pumpwerk Codigoro. Teil für den höher gelegenen Sammelkanal.

Dem Pumpwerk Codigoro (Abb. 2 u. 3) wird das Wasser aus den höher und tiefer gelegenen Gebieten in zwei gleichlaufenden Hauptsammelkanälen verschiedener Höhenlage zugeführt. Aus dem höher gelegenen Kanal müssen 24 m³/sek 3,5 m, aus dem tiefer geführten 41 m³/sek 4,7 m hoch nach dem Volano als Vorfluter gehoben werden. Für die Hebung stehen vier Dampfmaschinen mit zusammen 4600 PS Leistung und acht Kreiselpumpen, bzw. vier Dampfmaschinen mit zusammen 4250 PS und fünf Turbopumpen zur Verfügung. Einer der letztgenannten Pumpensätze kann mit einem 450-PS-Elektromotor angetrieben werden. In den Dampfkesseln kann Kohle beliebiger Herkunft, auch italienischer von Arsa,

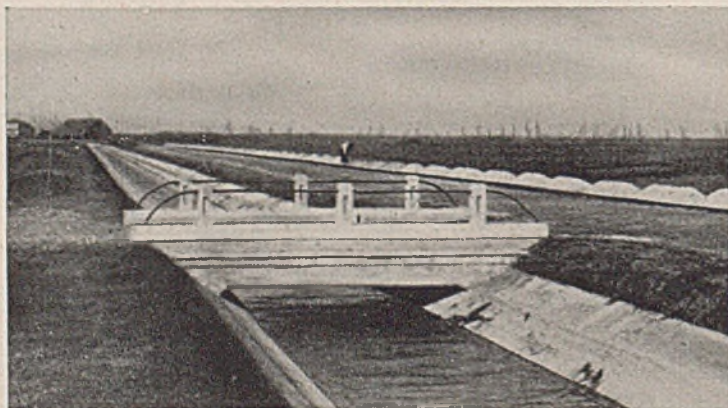


Abb. 4. Trapezförmiger, mit Beton ausgekleideter Kanal im Mooregebiet.

verfeuert werden. Nach den Kohlenpreisen des Jahres 1938 betragen die Brennstoffkosten für die Hebung von 230 m³ Wasser 1 Lira. Elektrischer Betrieb hat sich wegen der in den einzelnen Jahreszeiten sehr verschiedenen Inanspruchnahme des Werkes als nicht wirtschaftlich erwiesen, wenn auch die nicht unwesentlichen Vorteile des elektrischen Betriebes gegenüber dem Dampftrieb durchaus nicht verkannt werden. Dagegen haben die kleineren Nebenwerke elektrischen Antrieb. Die

wichtigsten Zahlenangaben — als Durchschnittswerte aus zehn Jahresmitteln — sind folgende: jährliche Regenhöhe 626 mm, Regentage im Jahre 155, jährlicher Kohlenverbrauch 2400 t, jährlicher Verbrauch an elektrischem Strom 640 000 kWh, jährliche Gesamtniederschlagsmenge 340 Mill. m³, jährlich gehobene Wassermenge 116 Mill. m³, Beziehung zwischen jährlichem Niederschlag und gehobener Wassermenge (Abflussziffer) 0,34, desgl. im Sommer 0,22, im Winter 0,68.

Die zusammen 475 km langen Kanäle haben meist trapezförmigen Querschnitt (Abb. 4). Die längste Kanalstrecke mißt 38 km. Das Mindestgefälle der Hauptsammelkanäle beträgt 5 cm auf 1 km.

Eine sehr schwierige und beunruhigende Frage bildete die zunehmende Austrocknung der entwässerten Moore und die Gefährdung der Versuchspflanzungen als Folge der künstlichen Entwässerung. Infolge der stark veränderlichen Wasserstände des Po konnten aber auch diese Schwierigkeiten durch Bewässerung des Gebietes aus dem Po überwunden werden. Um dabei die hohen Uferschutzdämme nicht unterbrechen zu müssen, sind an den für eine Bewässerung mit befürchtendem Powasser in Betracht kommenden Stellen Düker eingebaut worden, so z. B. bei Guarda fünf Rohre von je 600 mm Durchm., für 1. M. 3 m³/sek, bei Contuga drei Rohre mit je 450 mm Durchm. für 0,9 m³/sek, beim Unterwerk Berra vier Rohre mit je 1000 mm Durchm. für 10 m³/sek. Mit Hilfe dieser Düker kann schweren Böden 0,2 l/sek/ha, mittleren und leichten 0,3 bis 0,4 l/sek/ha, Moor- und Sandböden 0,6 l/sek/ha Wasser zugeführt werden. Diese Maßnahmen ermöglichten auch auf Moorböden erfolgreiche Versuche mit Reispflanzungen durchzuführen, deren Erträge sich bisher auf 3000 bis 3500 kg/ha beliefen. An Stelle ungesunder, für die nationale Wirtschaft wertloser Sumpfgelände finden sich heute unerschöpfbare fruchtbare Felder mit Gemüse, Mais, Zuckerrüben, Kartoffeln, Hanf, Flachs, Reis, Hirse, Tabak und nicht zuletzt die für Vieh- und Milchwirtschaft notwendigen Wiesen. Längs der vielen Kanäle führen neue, mit jungen Pappeln beplante Straßen; das Ganze ist ein neuer augenscheinlicher Beweis für die ebenso zielbewußte wie erfolgreiche Siedlungsarbeit und Selbstversorgung des faschistischen Italiens.

Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller, VDI, Tübingen.

Patentschau.

Abb. 1.

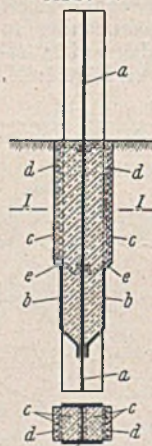


Abb. 2.

Eiserner Gründungspfahl. (Kl. 84c, Nr. 654 502, vom 12. 6. 1932, von Dortmund-Hoerder Hüttenverein AG in Dortmund; Zusatz zum Patent 641 553¹⁾.) Um bei Gründungspfählen nach dem Hauptpatent eine weitere Zuverlässigkeit und Erhöhung der Tragfähigkeit des Pfahles zu erreichen, erstreckt sich die Verdickung des Pfeilers so weit nach oben, wie der Pfahlschaft sich im Boden befindet; außerdem ist die Verdickung im oberen Teil breiter gehalten als im unteren. Bei der Verdickung der Verdickung aus eisenbewehrtem Leichtbeton ist die vom Beton bedeckte Pfahloberfläche gegen Rosten geschützt. Der Betonkörper verdichtet die oberen Bodenschichten beim Einrammen und vermehrt die Reibungskraft; der Beton beseitigt die Hohlräume im oberen Pfahlteil; diese brauchen daher nach dem Einrammen nicht verfüllt zu werden. Der Eisenpfahl *a* hat oben die Verdickung *c*, unten die Verdickung *b* und eine Eisenbewehrung *d*. Die Verdickung *b* trägt eine Eisenhaut *e*, die die Unterfläche der Verbreiterung der oberen Verdickung schützt.

¹⁾ Bautechn. 1939, Heft 32, S. 456.

INHALT: Die Bemessung von Abwasserpumpwerken ohne Entlastungsmöglichkeit. — Straßenbrücke über den Nil bei Samannoud. — Vermischtes: Richtlinien zur Eisenspanns. — Heinrich Klotz 75 Jahre alt. — Lehergerüststurz der Brücke über den Angerman-Fluß, Schweden. — Die großen Entwässerungen in der Provinz Ferrara. — Patentschau.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.