

DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 7. November 1941

Heft 48

Alle Rechte vorbehalten. Die Grundwassersenkung beim Bau des Maastunnels in Rotterdam.*)

Von Ingenieur J. Hoos.

Probepumpen.

Anfang 1936 wurde auf dem rechten und auf dem linken Maasufer je eine Probeabsenkung ausgeführt. Um den Baugrund zu untersuchen, waren auf beiden Ufern etwa 125 Bohrlöcher niedergebracht worden, davon wurden auf dem rechten Maasufer 25, auf dem linken 20 als Meßbrunnen ausgeführt, außerdem auf jedem Ufer noch ein Saugbrunnen.

Die Filter wurden in die Meßbrunnen nach den Bohrergebnissen unter Vermeldung von wasserundurchlässigen Schichten so eingesetzt, daß man Einblick in den Zustand der verschiedenen wasserführenden Schichten erhielt.

Vor dem Probepumpen ausgeführte Peilungen hatten ergeben, daß im allgemeinen immer drei verschiedene Wasserschichten zu unterscheiden waren. Auf dem rechten Maasufer führen außerdem die obersten Klei- und Moorschichten etwas Wasser, das aber nicht, wie die übrigen wasserführenden Schichten, vom Maaswasser beeinflusst wird.

man den Beiwert α für die verschiedenen Meßbrunnen bestimmen. Das ist nicht schwierig in einem Gelände, das von Flut und Ebbe nicht berührt wird. In den verschiedenen Brunnen stellt man durch Peilen die Spiegelsenkungen fest, teilt man diese dann durch die ausgepumpte Wassermenge, so findet man den gesuchten Wert α .

Im Tidebereich aber gibt das Maß der Spiegelsenkung kein richtiges Bild. Um den Einfluß der Tidebewegung im Fluß auf den Grundwasserstand zu finden, sind zahlreiche Vorpeilungen ausgeführt worden. In den Meßbrunnen wurde jede halbe Stunde gemessen, während man den Außenwasserstand durch einen selbstzeichnenden Pegel erhielt.

Zusammenhang zwischen den Grund- und Außenwasserständen.

Den Einfluß des Außenwassers auf den Stand des Grundwassers pflegt man in Holland nach I. H. Steggewentz²⁾ wie folgt zu berechnen.

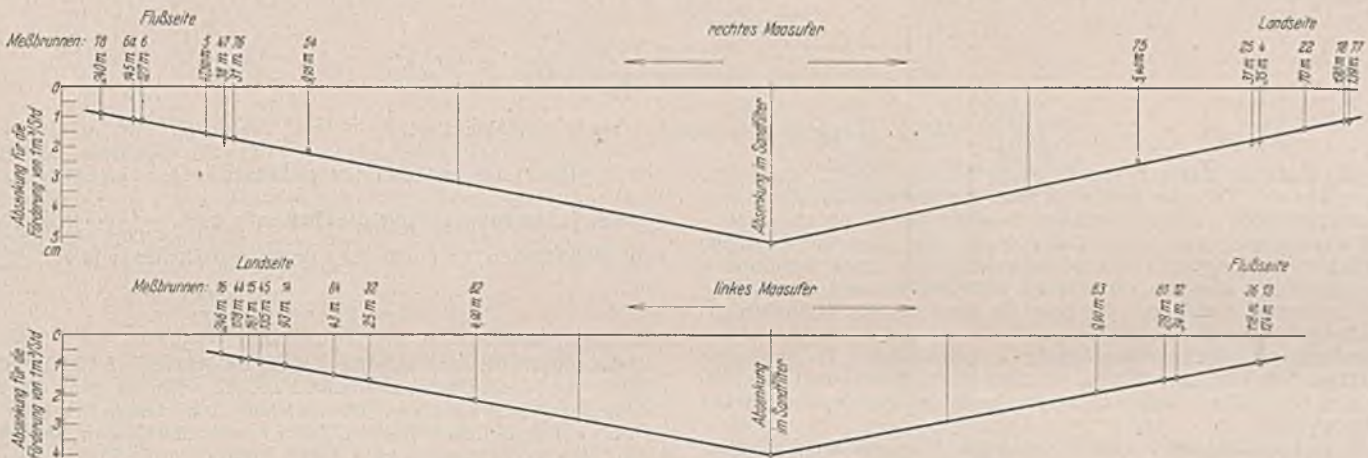


Abb. 1. Logarithmische Absenkungslinien beim Probepumpen.

Die unter diesen Klei- und Moorschichten liegende Sandmasse¹⁾ reicht bis etwa —15 m R.P. und führt Wasser, dessen Druck von der Tidebewegung im Fluß abhängig ist. Der Sand enthält sehr dünne Kleischichten von begrenzter Ausdehnung, weshalb er, abgesehen von gelegentlichen Ausnahmen, als eine einheitliche wasserführende Masse betrachtet werden kann. Darunter liegt eine undurchlässige Kleischicht von stark wechselnder Mächtigkeit und darunter wiederum eine große, bis etwa —30 m R.P. reichende Sandmasse, die im allgemeinen viel gröber ist als die oberen Schichten.

Auf dem linken Maasufer reichen die oberen Klei- und Moorschichten bedeutend tiefer hinab als auf dem rechten. Das Wasser hat hier die gleiche Beschaffenheit wie auf dem rechten Ufer.

Die darunterliegende wasserführende Schicht besteht ebenso wie auf dem rechten Ufer aus feinem Sand mit sehr dünnen Kleischichten, ist jedoch viel weniger mächtig als auf dem rechten Maasufer und nach unten auch nicht so scharf durch eine abschließende Schicht abgegrenzt.

Hierunter liegt die große grobe Sandmasse, die sich bis etwa —30 m R.P. erstreckt. Sie geht in die entsprechende Sandmasse auf dem rechten Ufer über. Aus dieser Sandschicht wurde bei der Probeabsenkung das Wasser gepumpt.

Das Wasser in den Sandmassen auf beiden Ufern wird zweifellos vom Außenwasser beeinflusst, denn die Meßbrunnen zeigen eine Tidebewegung an, wenn auch mit kleinerem Wasserwechsel und zu anderen Zeiten. Der wasserführende Sand liegt zwischen zwei undurchlässigen Schichten, es handelt sich also um gespanntes Grundwasser.

Bei gespanntem Grundwasser ist die Druckermäßigung in irgendeinem Punkt geradlinig abhängig von der ausgepumpten Wassermenge. Pumpt man aus dem Saugbrunnen eine Wassermenge von $q \text{ m}^3/\text{std.}$, dann findet man im Brunnen a eine Druckermäßigung von $q \alpha_a$, im Brunnen b eine solche von $q \alpha_b$, usw. Durch das Probepumpen wollte

Die verschiedenen Wasserstände in cm über Rotterdamer Pegelnull (R. P.) selten wie folgt bezeichnet:

- ein beliebig gewählter Außen-Hochwasserstand in cm über Rotterdamer Pegel (R. P.) H ,
- das unmittelbar vorhergehende Niedrigwasser L_v ,
- der höchste Grundwasserstand, der durch das Außen-Hochwasser H erzeugt wird, h ,
- der niedrigste Grundwasserstand, der durch das vorhergehende Niedrigwasser h erzeugt wird, l_v .

Dann gilt:

$$(1) \quad \frac{h - l_v}{2} = a \cdot \frac{H - L_v}{2}$$

$$(2) \quad \frac{h + l_v}{2} = b \cdot \frac{H + L_v}{2} + c$$

Die Beiwerte a , b und c werden Brunnenfestwerte genannt.

Beide Gleichungen lassen sich durch gerade Linien darstellen.

Die erste liefert die Abhängigkeit des Wasserwechsels im Außen- und im Grundwasser und geht durch den Nullpunkt. Der zweite gibt das Verhältnis der mittleren Wasserstände und geht nicht durch den Nullpunkt.

Für verschiedene Meßbrunnen sind die Brunnenfestwerte durch Peilungen festgestellt. Für Brunnen 6 auf dem rechten Maasufer, etwa 50 m vom Ufer entfernt, fand man z. B. folgende Werte:

$$a = 0,460 \quad b = 0,642 \quad c = -49,1$$

Berechnung der Absenkung des tiefen Grundwassers während des Probepumpens.

In der Regel ist die Absenkung bei Mittelwasserstand bestimmt worden. Für die Brunnen, deren Festwerte bekannt waren, wurde der wahrscheinliche Mittelwasserstand berechnet mit Hilfe des bekannten Außenwasserstandes und der Beiwerte b und c . Der Unterschied zwischen dem so berechneten nicht gesenkten Mittelwasserstand und dem beobachteten Mittelwasserstand ist die gesuchte Senkung des Grundwasserspiegels.

²⁾ I. H. Steggewentz, Der Einfluß der Tidebewegung in der See und in Tidelflächen auf den Stand des Grundwassers, S. 27. Delft 1933, N. V. Meinema.

*) Anmerkung der Schriftleitung. Der Aufsatz ist in *De Ingen.* 1941, Heft 18, S. B 57 u. f., erschienen. Wegen seiner Bedeutung für deutsche Bauausführungen wird er hier im Anschluß an die früheren Aufsätze über den Maastunnel (van Bruggen, *Bautechn.* 1940, Heft 6/7, S. 57 und 1941, Heft 40/41, S. 429) nochmals in etwas gekürzter Fassung gebracht. Die Übersetzung besorgte Ministerialrat a. D. Lorenz-Meyer.

¹⁾ Die Bodenverhältnisse sind in *Bautechn.* 1941, Heft 40/41, S. 433, Abb. 8, dargestellt.

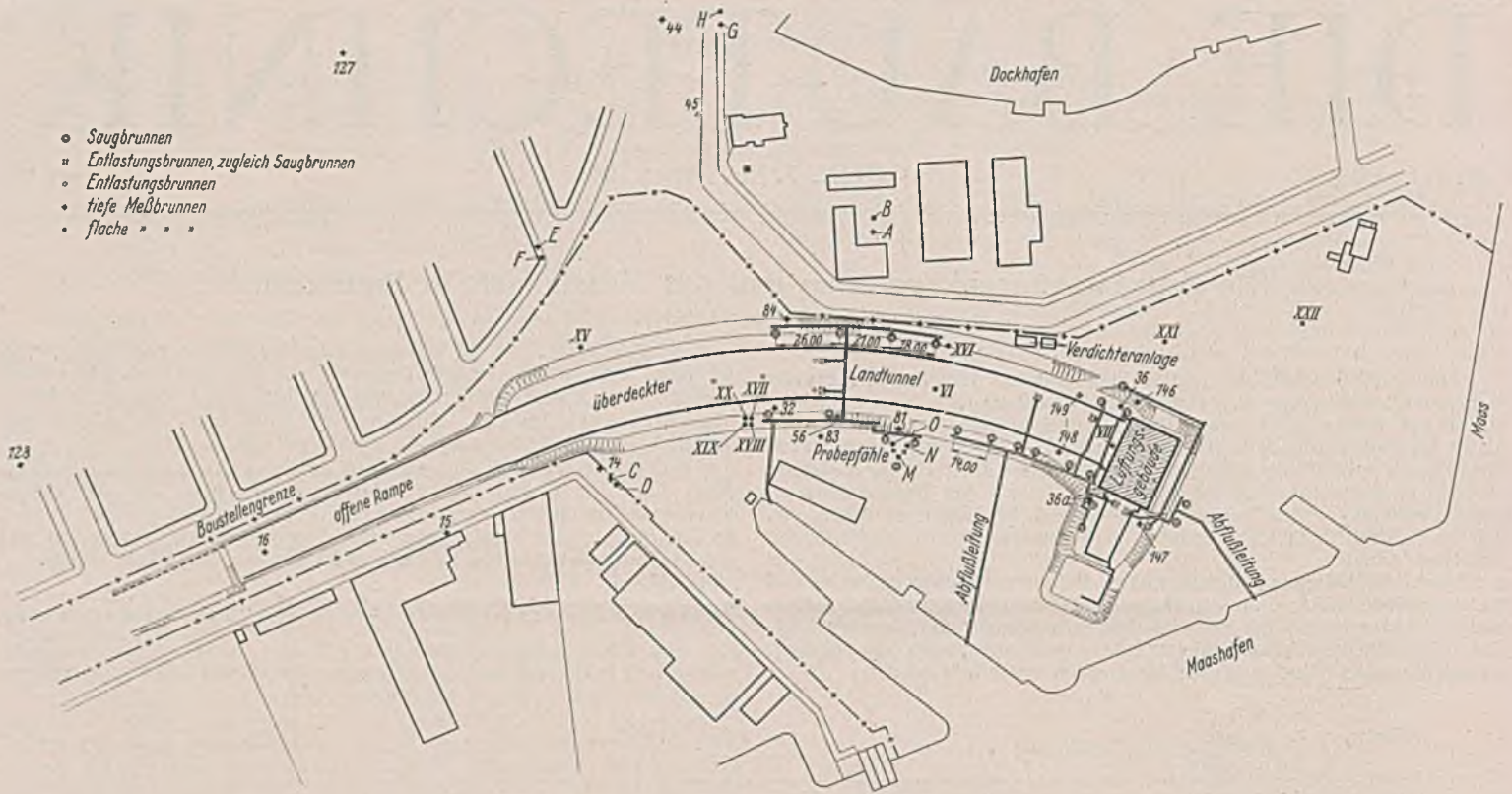


Abb. 2. Lage der Saugbrunnen am linken Maasufer.

Für die Brunnen, deren Festwerte nicht bekannt waren, wurde die Absenkung aus der Tatsache bestimmt, daß der Unterschied der Mittelwasserstände in den verschiedenen Brunnen untereinander beinahe gleichbleibend war. Kennt man diese Unterschiede (aus den Vorpellungen) und zugleich den vermutlichen Mittelwasserstand eines bestimmten Brunnens, dann läßt sich der vermutliche Mittelwasserstand der übrigen Brunnen bestimmen und damit die gesuchte Senkung des Grundwasserspiegels für jeden Brunnen.

Diese Senkung des Grundwasserspiegels, geteilt durch die gepumpte Wassermenge, ist das gesuchte α , und dadurch findet man die Absenkung des tiefen Grundwassers entsprechend der gepumpten Wassermenge in $m^3/std.$

Ist in einem Abstände r vom Brunnen die Wassersenkung s , dann ist für das abgesenkte Grundwasser

$$s = \frac{q}{2\pi hk} \cdot \ln \frac{R}{r}$$

worin $\frac{s}{q} = \alpha$ und h die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht, R die Reichweite der Absenkung und k die Durchlässigkeitsziffer des Bodens.

Trägt man die Werte α in Verbindung mit dem Logarithmus der Entfernung zeichnerisch auf, dann muß bei gespanntem Grundwasser die Abhängigkeit geradlinig werden.

Für das Probepumpen auf dem rechten und linken Maasufer ist dies geschehen und in Abb. 1 dargestellt. Hieraus geht deutlich hervor, daß man es in beiden Fällen mit gespanntem Grundwasser zu tun hat.

Die Reichweite R ist der angenommene Wert des Abstandes, in dem die Grundwassersenkung nicht mehr merkbar ist. Der Logarithmus von R ergibt sich aus der Zeichnung und bestimmt sich durch den Punkt, wo die Absenkung gleich Null wird.

Der Wert R ist abhängig von der Richtung, in der er gemessen wird. In der Richtung auf den Fluß zu fand sich ein Wert von rund 1000 m. Der Einfluß des Probepumpens mußte deshalb auf der anderen Flußseite zu merken sein, da der Abstand bis zum Ufer nur etwa 700 m betrug. Tatsächlich hat man geglaubt, dies feststellen zu können, obgleich die geförderte Wassermenge während des Probepumpens nur sehr gering gewesen ist.

Der höchste während der Bauausführung zu erwartende Grundwasserstand.

Die Bestimmung der Brunnenfestwerte a , b und c dient nicht nur dazu, für das Probepumpen die noch nicht abgesenkten Wasserstände zu berechnen, sondern auch zur Bestimmung des zu erwartenden Grundwasserstandes bei ungewöhnlich hohem Außenwasserstand. Genaue Zahlen wird man freilich nicht finden, weil die so berechneten Werte weit außerhalb der bekannten Zahlen liegen.

Für die Sturmflut von 1916 mit den Außenwasserständen

$$H = +3,94 \text{ m R. P.} \quad L_v = +2,42 \text{ m R. P.}$$

$$\frac{H - L_v}{2} = 0,76 \text{ m} \quad \frac{H + L_v}{2} = 3,18 \text{ m}$$

findet man z. B. für Brunnen 6 $\frac{h - l_v}{2} = 35 \text{ cm}$ und $\frac{h + l_v}{2} = 155 \text{ cm}$ und daraus den Höchstwert von $h = +190 \text{ cm R. P.}$

Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes k .

Für jeden Brunnen gilt die Gleichung $s = \frac{q}{2\pi hk} \cdot \ln \frac{R}{r}$. Hat man zwei Meßbrunnen, so erhält man durch Ausschalten von R

$$hk = \frac{q}{2\pi} \cdot \frac{\ln r_1 + \ln r_2}{s_1 - s_2}$$

Als Mittelwert fand sich für das rechte Maasufer $hk = 0,0102 \text{ m}^2/\text{sek}$ und für das linke Ufer $hk = 0,0109 \text{ m}^2/\text{sek}$. Nimmt man die Mächtigkeit h der wasserführenden Schichten auf dem rechten Maasufer zu 14 m an und auf dem linken Ufer zu 16 m, dann findet man für die beiden Ufer $k = 0,00073 \text{ m}/\text{sek}$ und $0,00068 \text{ m}/\text{sek}$.

Abmessungen der Bohrröhre, Filter usw.

Die Bohrröhre für die Bodenuntersuchung hatten einen inneren Durchmesser von 150 mm. Wenn sie zugleich als Meßbrunnen benutzt werden sollten, so erhielten sie einen Durchmesser von 200 mm, damit man drei Meßrohre in einem Bohrloch unterbringen konnte. Die Meßrohre und Filter der Meßbrunnen hatten einen Durchmesser von 50 mm. Das Filter war 50 cm lang und bestand aus durchlochtem roten Kupferblech.

Die Meßrohre sind außer an den Stellen, wo die Filter sitzen, sehr sorgfältig mit Kleiboden umstampft, um zu verhindern, daß entlang der Rohre sich eine Verbindung der wasserführenden Schichten bilden könnte, denn dann würden die Wasserstände in den Meßbrunnen nicht mehr zuverlässig sein.

Die Rohre, die als Saugbrunnen dienen sollten, hatten einen Durchmesser von 400 mm. Das Filterrohr der Saugbrunnen hatte eine Länge von 7 m und einen Durchmesser von 100 mm. Unten am Filterrohr war ein Sandfang von 1 m Länge angebracht. Das aus rotem Kupferblech bestehende Filterrohr hatte Spaltlöcher von $10 \cdot 1 \text{ mm}$. Die Filterumhüllung bestand aus gesiebtem Sand von 1 bis $2\frac{1}{2} \text{ mm}$ Korngröße und reichte von 1 m unter bis 1 m über den durchlöcherten Teil des Filters.

Auf halber Höhe des Filtersandes war ein Meßrohr eingesetzt, um den Filterwiderstand feststellen zu können. Dieser war nur klein und schien gleichmäßig mit der gepumpten Wassermenge zu wachsen, nämlich etwa $1,5 \text{ cm je m}^3/\text{std.}$

Dabei ist immerhin zu bedenken, daß während dieser Feststellung die Filter noch sehr neu waren und daß der Filterwiderstand später stark zunehmen kann.

Gepumpt wurde mit einer elektrisch betriebenen Kreiselpumpe, auf dem rechten Maasufer eine Woche und auf dem linken zwei Wochen lang. Auf beiden Ufern wurde die gepumpte Wassermenge allmählich gesteigert von etwa $23 \text{ m}^3/\text{std}$ bis zum Höchstbetrage von etwa $87 \text{ m}^3/\text{std}$. Gemessen wurden diese Wassermengen mit einem Breslauer Wolfmann-Wassermesser von 15 cm Flügeldurchmesser

Grundwasserabsenkung.

Die Grundwasserabsenkung ist durch die Siemens-Bauunion G. m. b. H. in Berlin entworfen und ausgeführt worden. Die Unternehmung Tjaden in Haarlem hat die Bohrungen ausgeführt und sie mit Saugbrunnen ausgerüstet. Die Bauwerke, die mit Hilfe der Grundwassersenkung ausgeführt sind, waren auf beiden Flußufern die offenen und überdeckten Landtunnel und die Rolltreppenschächte.

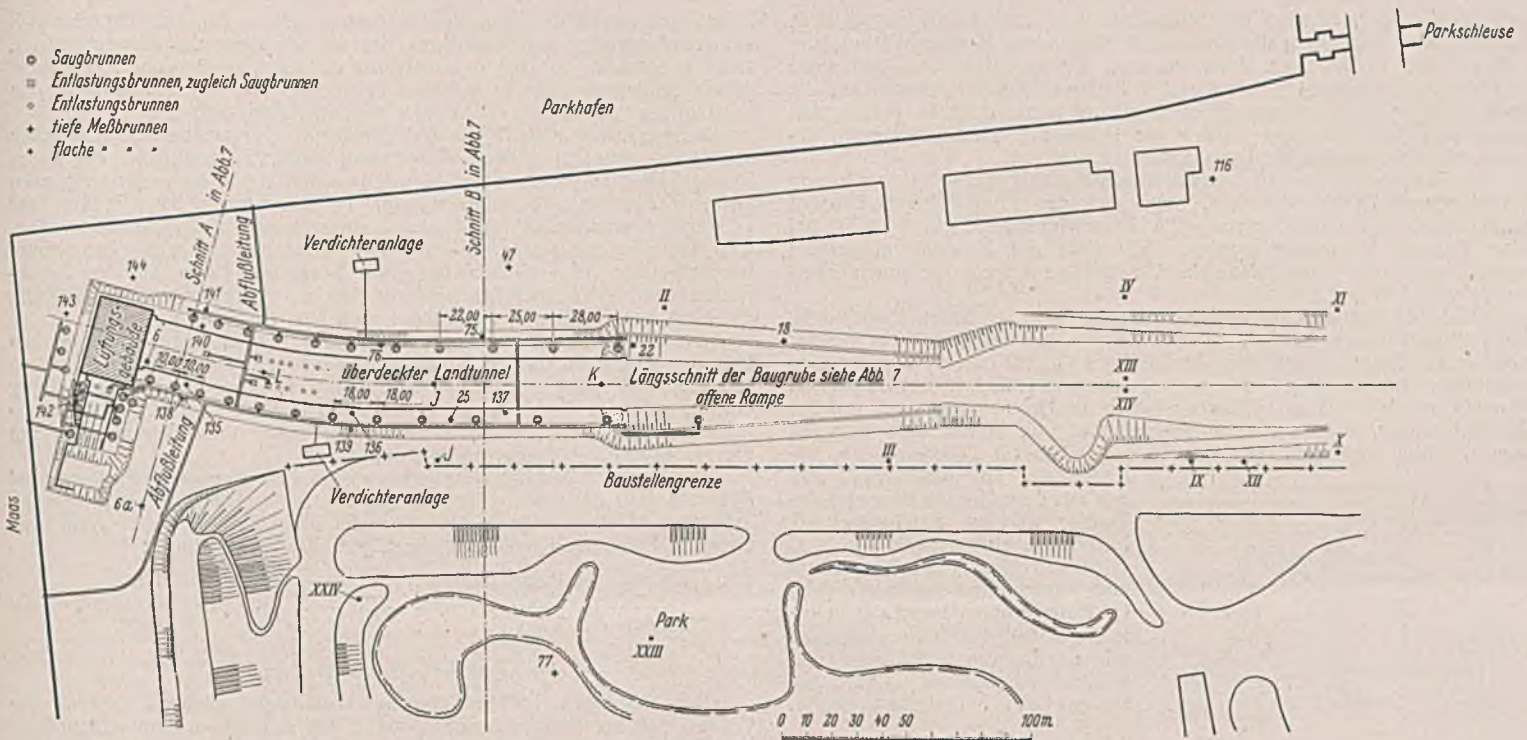


Abb. 3. Lage der Saugbrunnen am rechten Maasufer.

Anzahl der Saugbrunnen.

Der tiefste Punkt der Baugrube der Landtunnel lag ungefähr auf - 15 m R.P. und der der Rolltreppenschächte auf etwa - 17,5 m R.P. (R. P. = - 0,649 m N. A. P.) Geht man von einem höchsten natürlichen Grundwasserstand von + 2 m R. P. aus und stellt die Forderung, daß der gesenkte Grundwasserstand etwa 0,50 m unter der Sohle der Baugrube bleiben soll, dann ergibt sich die Absenkung zu

$$15 + 2 + 0,50 = 17,50 \text{ m oder } 17,50 + 2 + 0,50 = 20 \text{ m.}$$

Diese Werte hat man jedoch der Berechnung nicht zugrunde gelegt, weil diese sehr beträchtlichen Absenkungen nur auf einem kleinen Gebiete, nämlich beim Anschluß des Lüftungsgebäudes, auftreten und dann einfacher durch Zuhilfenahme von Saugbrunnen in der Baugrube erreicht werden können. Außerdem ist die Wahrscheinlichkeit, daß das Grundwasser seinen allerhöchsten Stand erreicht, sehr gering. Der Berechnung ist daher eine Absenkung von 18 m für die Rolltreppenschächte zugrunde gelegt und von 14,50 m für die Landtunnel.

Um festzustellen, wieviele Saugbrunnen erforderlich sein würden und wie sie längs der Baugruben zu verteilen seien, hat man zunächst einige Probevertellungen vorgenommen.

Mit Hilfe der beim Probepumpen gefundenen Absenkungslinien läßt sich leicht feststellen, wie groß die Wassermenge ist, die jeder der angenommenen Brunnen leisten muß, um den tiefsten Punkt der Baugrube trockenzuliegen.

Mit Hilfe der Gleichung für abgesenktes Grundwasser läßt sich die Fördermenge des Wassers bestimmen, nämlich:

$$q = \frac{2 \pi h k s}{\ln R - \frac{1}{n} \cdot \ln x_1, x_2 \dots x_n}$$

Darin ist:

- q die erforderliche Fördermenge in m^3/sek ,
- k der Durchlässigkeitsbeiwert in m/sek nach Darcy,
- h die Mächtigkeit der wasserführenden Schichten in m ,
- s die Absenkung in m an dem bei der Berechnung zugrunde gelegten Nullpunkt,
- R der Halbmesser des Einflußgebietes, die Reichweite der Absenkung,
- n die Zahl der Saugbrunnen,
- $x_1, x_2 \dots x_n$ Abstand jedes der Brunnen vom Nullpunkt.

Für die Landtunnel am linken Maasufer fand sich z. B. $q = 0,340 \text{ m}^3/\text{sek}$. Nimmt man nun mit Sichardt an, daß ein Brunnen für 1 m^2 der Filter-

oberfläche eine Wassermenge von etwa $f = \frac{\sqrt{k}}{15} \text{ m}^3/\text{sek}$ liefert, dann findet man für einen Mittelwert von $k = 0,0007$ eine Fördermenge von $f = 0,00176 \text{ m}^3/\text{sek}$ für 1 m^2 der Filteroberfläche. Die verwendeten Filter hatten einen Durchmesser von 35 cm, daher kam auf 1 m Filter eine Oberfläche von 1 m^2 . Rechnet man, daß ein Saugbrunnen in einer Höhe von 7 m Wasser saugt, so findet sich auf diese Weise eine Ergiebigkeit von $0,012 \text{ m}^3/\text{sek}$ für jeden Brunnen. Die erforderliche Anzahl Brunnen ist dann $\frac{0,340}{0,012} = 30 \text{ Stück}$.

In gleicher Weise ist die Brunnenzahl für die Wasserabsenkung an den anderen Stellen des Bauwerks berechnet. Im ganzen waren folgende Brunnen erforderlich:

Landtunnel, linkes Maasufer	30 Stück
Rolltreppenschacht, linkes Maasufer	5 bis 6 „
Landtunnel, rechtes Maasufer	26 „
Rolltreppenschacht, rechtes Maasufer	4 bis 5 „

Während der Ausführung ist man jedoch an verschiedenen Stellen von diesen Zahlen abgewichen.

Im allgemeinen hat man Wert darauf gelegt, möglichst wenige Brunnen in Betrieb zu haben. Aus Gründen der Sparsamkeit wurde gelegentlich an einer Stelle ein Brunnen, an anderen Stellen mehrere ausgeschaltet, wodurch man tatsächlich den Schwerpunkt der Absenkung an die Stellen verlegte, wo eine tiefere Absenkung nötig war. Die ausgeschalteten Brunnen dienten dann zum Ersatz.

Die gesamten Saugbrunnen auf dem rechten und linken Maasufer sind auf den Lageplänen Abb. 2 u. 3 eingetragen. Die Gestaltung der Saugbrunnen zeigt Abb. 4. Die Bohrlöcher der Saugbrunnen hatten einen Durchmesser von 50 cm und wurden in das vorher bis R. P. abgegrabene Gelände gesenkt. Die Filterrohre wurden in Stücken von etwa 6 m Länge fertig auf dem Bauplatz angeliefert, wurden dann in die Bohrlöcher niedergelassen und miteinander verschweißt. Die Filterrohre hatten einen Durchmesser von 35 cm, eine Wanddicke von 2 mm und Löcher von 20 mm Durchm. mit Zwischenräumen von 35 mm. Um einen guten Wasserzufluß zu erzielen, waren die Rohre schraubenförmig durch einen 3 mm dicken Stahldraht in einer Steigung von 10 cm umwunden. Um diese Umwicklung waren zwei Lagen von Kupfergeflecht gelegt. Die innere Lage, die unmittelbar auf der Schraubenwicklung ruhte, bestand aus kräftigen Drähten mit Maschen von ungefähr 1 mm^2 . Diese Lage diente gewissermaßen als Träger des äußeren feinen Kupfergeflechts mit Maschen von etwa $\frac{1}{2} \text{ mm}^2$. Die Filterrohre waren mit grobem Sand umstampft.

An Stellen, wo die wasserführenden Schichten sehr hoch lagen, z. B. auf dem

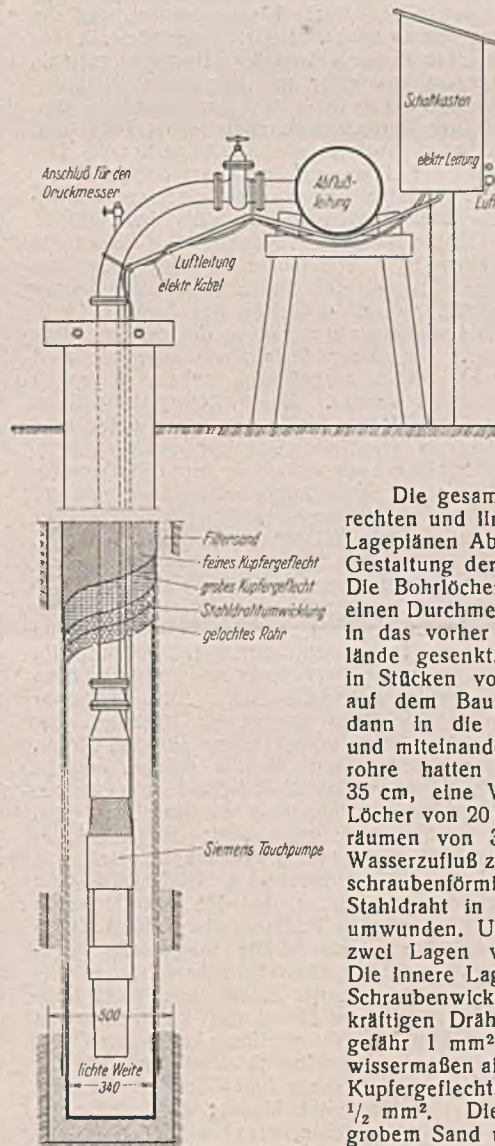


Abb. 4. Saugbrunnen.

rechten Maasufer, wurden die Filterrohre und die Sandfilter bis R. P. durchgeführt. Bestanden die höheren Schichten aus Klee und Moor, wie z. B. auf dem linken Ufer, dann wurden, um zu verhindern, daß diese Schichten trockengelegt wurden und infolgedessen zusammensanken, die Filterrohre in dieser Höhenlage durch dichte Rohre ersetzt. Nur in den wasserführenden Schichten wurden die Rohre mit Sand umstampft, dagegen mit Klee in den bindigen Schichten.

Die Saugbrunnen haben sich vorzüglich bewährt und lieferten während des Pumpens 72 bis 84 m³/std, ohne daß der Filterwiderstand dabei nennenswert gewachsen wäre. Die Filterwiderstände sind nicht bei allen Brunnen gemessen worden. Wo aber die Messung ausgeführt wurde, fand man einen Widerstand von etwa 1,5 cm für eine Fördermenge von 1 m³/std.

Bei sechs Saugbrunnen auf dem linken Maasufer traten jedoch sehr große Filterwiderstände auf, so daß bei einigen Brunnen kein Wasser mehr kam. Diese Abweichung findet ihren Grund in einem nicht ganz aufgeklärten örtlichen Kalkvorkommen, daß man früher in der Umgegend nirgends gefunden hatte. Offenbar führte das Grundwasser eine lösliche Kalkverbindung, die in eine unlösliche überging, sobald Luft zutreten konnte. Die Berührung mit der Luft geschah im Filterrohr, als die

Absenkung so groß wurde, daß das aus dem Grunde zuströmende Wasser an der Innenseite der Filterrohre hinunterließ.

Durch Hinunterschleichen eines eng anliegenden zweiten Rohres im Filterbrunnen konnte man erreichen, daß das Wasser weniger mit der Luft in Berührung kam, wodurch die störende Kalkbildung so gut wie aufgehoben wurde.

Abpumpen der Saugbrunnen.

Aus den Saugbrunnen wurde das Wasser durch Tiefbrunnenpumpen (Siemens-Tauchpumpen) gefördert. Diese Pumpen bestehen aus einem zylinderförmigen Körper von 24 cm Durchm. und etwa 2 m Länge. Im untersten Teil liegt der elektrische Antrieb, im oberen Teil die Kreiselpumpe. Oben an der Pumpe ist das Druckrohr so befestigt, daß die Pumpe daran hängt. Mittels Klemmbügel, die sich auf den oberen Rand des Filterrohres stützen, hängt das Druckrohr mit der Pumpeneinrichtung im Saugbrunnen (Abb. 4). Der elektrische Antrieb der Tiefbrunnenpumpen leistet 8 kW und wird mit Drehstrom von 380 V betrieben. Die Anzahl der Umdrehungen beträgt 3000/min.

Die Kreiselpumpe erhält, je nach der erforderlichen Förderhöhe, ein oder zwei Flügel. Bei Gebrauch von zwei Flügeln führt die Pumpe reichlich 80 m³/std bei einer Druckhöhe von 30 m. Da sich das Ganze stets unter Wasser befindet, besteht die Gefahr, daß längs der Drehachse Leckwasser in den Raum des Elektromotors dringt. Um dieser Gefahr vorzubeugen, wird das Leckwasser aufgefangen, sobald es in den Motorraum kommt. Durch Röhrchen wird es neben dem Motor entlang in einen unter dem Motorraum befindlichen Behälter geleitet (Abb. 5). Der Stand des Leckwassers in dem Behälter wird mit Hilfe von Schwimmerschaltern angezeigt und beaufsichtigt. Solange nämlich sich kein oder nur sehr wenig Wasser im Behälter befindet, hängt der unterste Schwimmer frei und schließt dadurch einen Strom, was zur Folge hat, daß an dem dazugehörigen Schaltbrett ein grünes Licht brennt. Sobald aber der Wasserstand eine bestimmte Höhe übersteigt, wird der unterste Schwimmer flott, der Strom wird unterbrochen und das grüne Licht erlischt. Dann ist zwar eine gewisse Wassermenge im Behälter, aber es besteht noch keine Gefahr für den Motor. Dieser Zustand kann Monate dauern, solange das Leckwasser sich in bescheidenen Grenzen hält. Schließlich steigt aber das Wasser so weit, daß der Motor gefährdet wird; dann wird der oberste Schwimmer flott, wodurch ein rotes Licht am Schaltbrett entzündet wird. Gleichzeitig wird ein Strom geschlossen, der den Hahn einer in der Nähe liegenden Druckluftleitung öffnet. Diese ist an eine 50 mm weite Ringleitung angeschlossen, die an allen Schaltbrettern entlangläuft und in der unter Einschaltung eines Luftkessels ständig ein Druck von 4 at unterhalten wird. Wird der Hahn an dieser Leitung geöffnet, so strömt die Druckluft in den Wasserbehälter und drückt das darin befindliche Leckwasser durch ein Bodenventil hinaus; die rote Lampe erlischt und die grüne brennt wieder.

Abb. 5.
Tiefbrunnenpumpe.

Am Schaltbrett befindet sich eine weiße Lampe, die ständig brennt und anzeigt, daß die

Schwimmereinrichtung elektrisch betrieben wird. Zugleich befindet sich ein Ampèremesser am Schaltbrett, der die Belastung der Pumpe anzeigt. Geht er zurück, so läßt das meistens auf eine Verstopfung des Druckrohres schließen. Das in solchem Falle aus dem Anschlußrohr für den Druckmesser abgezapfte Wasser ist dann meistens trübe.

Anfangs hatte man 75 mm weite Druckrohre verwendet, doch ergaben sie einen ziemlich großen Widerstand, auch verschmutzten die Rohre häufig. Dies kam daher, daß sich eine schleimige Eisenverbindung nach kurzer Zeit in den Rohren festsetzte. Im schlimmsten Falle mußten die Druckrohre schon nach fünf Monaten abgenommen und gereinigt werden, weil sie verstopft waren. Sobald man aber 100 mm weite Druckrohre benutzte, war diese Gefahr fast ganz beseitigt. Oben an den Druckrohren konnte man einen Druckmesser einschalten, dadurch war es möglich, die noch zur Verfügung stehende Druckhöhe zu messen.

Die Druckrohre waren durch Hähne mit einer gemeinschaftlichen Leitung verbunden, die das Pumpwasser zur Maas abführte. Diese Leitung war als Ringleitung gebaut, so daß, wenn an einer Stelle eine Störung eintrat, man das Wasser einen anderen Weg leiten konnte. Alle Druckrohre waren luftdicht hergestellt und mündeten unter Wasser aus, um die Heberwirkung ausnutzen zu können.

Das ganze Werk hat ausgezeichnet gearbeitet, manche Pumpen sind über ein Jahr dauernd in Betrieb gewesen, ohne daß sich eine Störung irgendeiner Art gezeigt hätte. Nachstehende Zahlen geben Aufschluß über die Leistungen bei der endgültigen Wasserabsenkung:

Anzahl der Pumpstunden	etwa	350 000,
Geförderte Wassermenge	„	26 250 000 m ³ ,
Anzahl der kWh	„	3 990 000.

Entlastungsbrunnen.

Bei Störungen im Betriebe der Grundwassersenkung besteht die Gefahr, daß die Baugrubensohle, wenn sie aus wasserdichten Schichten besteht, unter dem Druck des schnell anstehenden Grundwassers aufbricht. Die Gefahr wird vermieden, wenn man dem Wasser die Möglichkeit gibt, über die Baugrubensohle anzustiegen. Zu diesem Zwecke durchbohrt man die wasserdichten Schichten mit Entlastungsbrunnen, die bis in die tiefen wasserführenden Schichten hinunterreichen. Das aufwärts drückende Grundwasser kann dann in diese Brunnen eintreten und oberhalb der wasserdichten Schichten ausströmen.

Wenn dann der Erdaushub weitergeht, stehen die Entlastungsbrunnen frei (Abb. 6). Endlich werden sie so tief abgeschnitten, daß sie in die Sammelkanäle ausmünden können, die unter den Bauwerken angelegt sind. Auf Abb. 6 sieht man die Stahleinlagen für einen solchen Sammelkanal, während die bereits freigelegten Entlastungsbrunnen noch hoch herausragen.

Jeder Kanal hat eine Ausmündung in Höhe der Bauwerkssohle, durch die das hochkommende Wasser austreten kann. Diese Öffnung kann durch einen Brunnentopf geschlossen werden, sobald feststeht, daß die Belastung der Sohle stets größer ist als der größtmögliche Wasserdruck von unten.

Während des Aushebens der Baugrube konnten die höher gelegenen wasserführenden Schichten durch die Entlastungsbrunnen nach den tieferen Schichten, aus denen gepumpt wurde, entwässern. Außerdem hat man in einigen Entlastungsbrunnen Tiefbrunnenpumpen eingebaut, wodurch mehrere weiter entfernt liegende Brunnen ausgeschaltet werden konnten. Auf Abb. 6 ist im Vordergrund ein Entlastungsbrunnen zu sehen, aus dem noch mit einer Tiefbrunnenpumpe gepumpt wird. Der Brunnentopf ist um das Abflußrohr der Pumpe gesetzt, damit man das Pumpen fortsetzen kann, bis das Stahlbetonbauwerk fertig und der Brunnentopf einbetoniert ist.

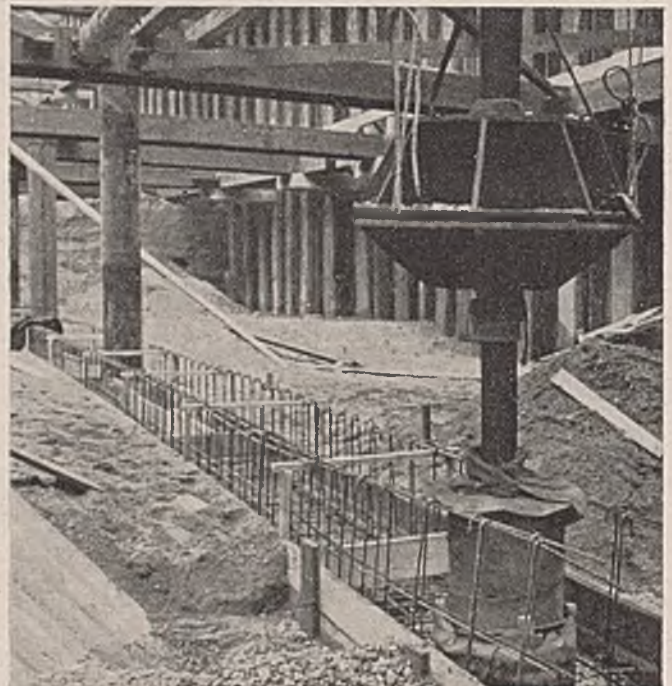


Abb. 6. Entlastungsbrunnen im Sammelkanal mit Brunnentopf.

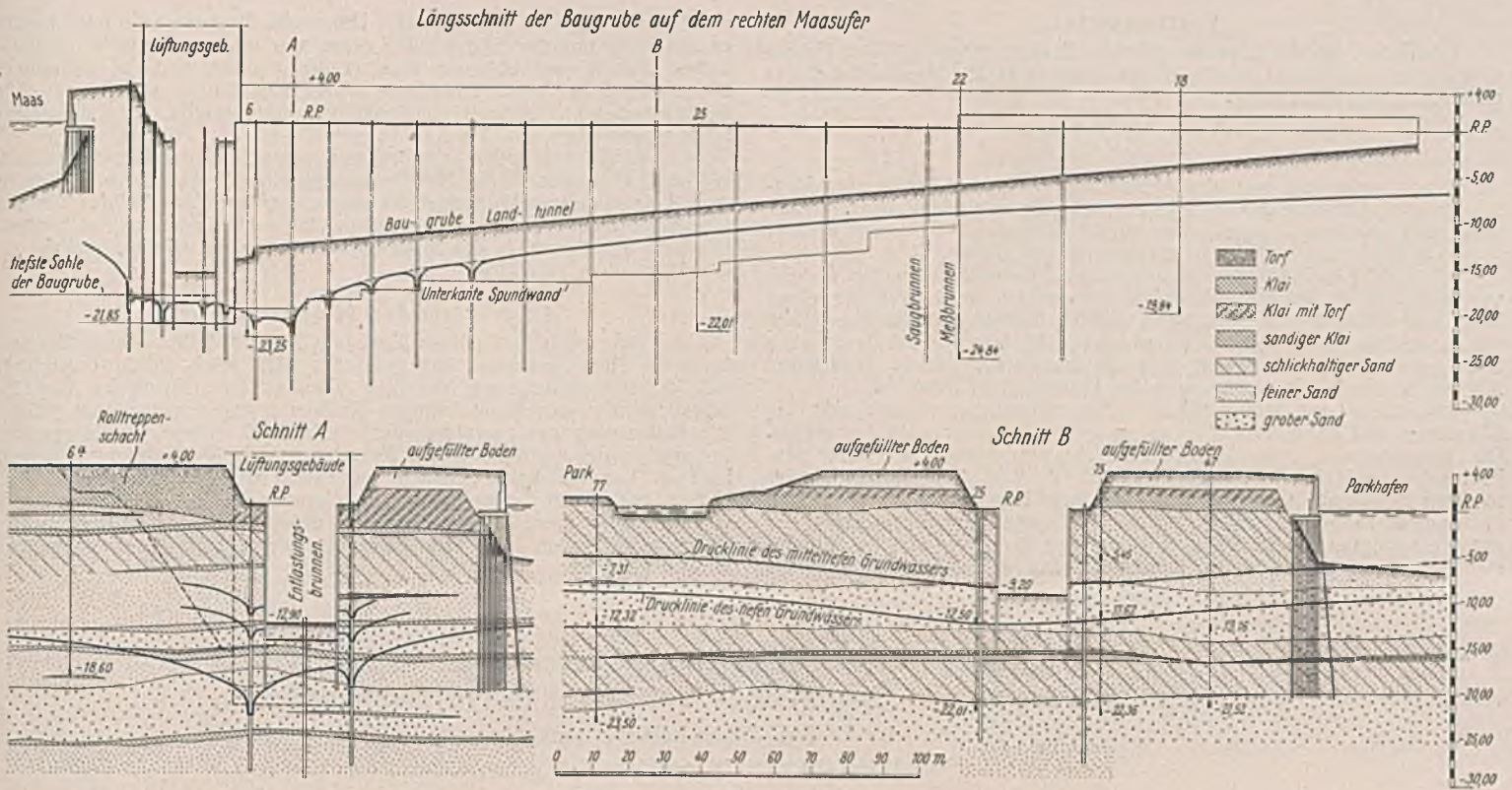


Abb. 7. Absenkungslinien während des Baues.

Die Erwägung, daß mit der Zeit die Filterrohre der Entlastungsbrunnen zerfressen werden könnten und dann die Innenräume der Rohre sich mit dem sie umgebenden Sande füllen würden, ließ befürchten, daß der auf dem Grunde ruhende Landtunnel auf dem rechten Maasufer sich im Bereich der Entlastungsbrunnen ungefähr 1 cm setzen könnte. Deshalb sind diese Brunnen mit Sand angefüllt, bevor die Brunnentöpfe geschlossen wurden.

An den Entlastungsbrunnen auf dem linken Ufer, soweit aus ihnen nicht gepumpt werden mußte, hat man keinen Filter angebracht, jedoch das Rohr sogleich mit grobem Kies gefüllt; hierdurch erreichte man ein gutes Zuströmen des Wassers, ohne ein Nachsinken befürchten zu müssen.

Gelegentlich bei kurzem Aussetzen des elektrischen Stromes haben die Entlastungsbrunnen ihre Schuldigkeit getan. In einem Fall wußte man vorher, daß beim Anschließen neuer Kabel eine Stromunterbrechung von etwa 1 min stattfinden würde. Die gleichzeitig in den Entlastungs- und den Meßbrunnen ausgeführten Messungen ließen sogleich ein Ansteigen des Grundwassers erkennen.

Die Lage der Entlastungsbrunnen zeigen Abb. 2 u. 3, ihre Zahl beträgt etwa ein Drittel der Zahl der Saugbrunnen.

Einfluß des Pumpens.

Absenkungslinie. Um jederzeit über das Maß der Absenkung unterrichtet zu sein, wurde eine besondere Meßabteilung gebildet. Zum Messen der Wasserstände sind außer den Meßbrunnen, die schon vorher beim Probepumpen gedient hatten, noch eine Reihe neuer Brunnen gesetzt worden. Im ganzen befanden sich auf dem rechten Maasufer 54 und auf dem linken 72 Meßbrunnen. Auf Abb. 2 u. 3 sind die Brunnen angegeben, die in nächster Nähe des Bauwerks lagen. Mit Hilfe eines Meßbandes, an dem ein tassenförmiger Kupferkörper (Peilglocke) befestigt war, konnte man mit dem Gehör genau den Wasserstand im Meßbrunnen feststellen. In den Saugbrunnen konnte man sich wegen des Lärms nicht auf das Gehör verlassen, deshalb wurden die Peilungen durch elektrischen Stromschluß an einer Meßglocke ausgeführt. Gepellt wurde je nach der Wichtigkeit des Brunnens und nach dem Fortschritt des Baues täglich oder auch in größeren Zwischenräumen. Für jeden Brunnen wurden die Ergebnisse zeichnerisch aufgetragen. In Abb. 7 sind drei besonders kennzeichnende Absenkungslinien eingetragen. Die Abbildung gibt einen Längsschnitt und zwei Querschnitte der Baugrube auf dem rechten Ufer wieder und zeigt u. a., daß besonders in der Umgebung des Lüftungsgebäudes und der Rolltreppenschächte stärker gepumpt worden ist, was daraus zu ersehen ist, daß die Senkungslinien an den Filtern stark abgelenkt sind.

Die Absenkungslinie liegt überall unter der Baugrubensohle, und man könnte einwenden, daß die Saugbrunnen da, wo die Baugrubensohle höher liegt, vielleicht nicht erforderlich gewesen wären. Nach dem Arbeitsplan mußten jedoch die höher liegenden Teile der Baugrube früher ausgeführt werden als der Aushub in der Nähe des Lüftungsgebäudes und für den Rolltreppenschacht, und deshalb wäre es unzweckmäßig gewesen, für eine verhältnismäßig kleine Absenkung weit entfernt gelegene Saugbrunnen in Anspruch zu nehmen. Die Saugbrunnen sind deshalb so auf die Baugrube verteilt, daß man überall günstig liegende Brunnen einschalten konnte, wodurch die Pumpen besser ausgenutzt werden konnten.

Die Schnitte lassen erkennen, daß die Saugbrunnen sich außerhalb der Baugrube befinden. Hierdurch hat man erreicht, daß in der schon recht schwierigen Baugrube keine weiteren Hindernisse vorhanden waren;

auch beim Bau der Tunnel brauchte man keine besonderen Maßregeln zu treffen, wie z. B. Aussparungen zum Ziehen von später nicht mehr erforderlichen Brunnen.

Die Stellung der Brunnen außerhalb der Baugrube hat den Vorteil, daß auch die höher liegenden wasserführenden Schichten durch das Abpumpen erreicht werden, wenn man nur dafür sorgt, daß die Filterrohre bis zu diesen Schichten hinreichen. Die oberen wasserführenden Schichten sind in der Nähe der Baugrube tatsächlich fast ganz trockengelegt worden, was aus den für diese Schichten besonders gezeichneten Wasserstandslinien zu ersehen ist.

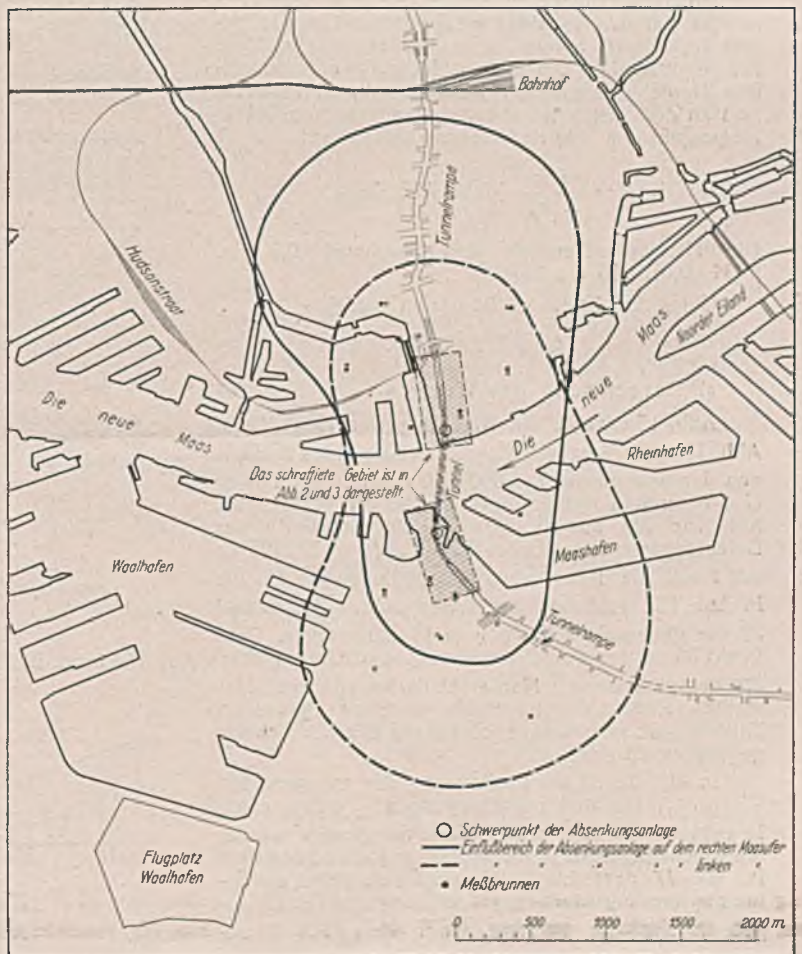


Abb. 8. Einflußgebiete in zwei Absenkungsabschnitten.

Einflußgebiet.

Der Punkt, wo die Absenkungslinie sich dem ursprünglichen Grundwasserstand anschmiegt, bestimmt die Reichweite R . Annähernd findet man R aus der Gleichung:

$$Q = \frac{2 \pi h k s}{\ln R - \ln x}$$

dabei geht man aus von der Absenkung in einem bestimmten Meßbrunnen im Abstände x von dem Schwerpunkt des Abpumpens. Wählt man einen anderen Brunnen, dann ergibt sich meist ein etwas anderer Wert für R infolge von Unregelmäßigkeiten im Boden.

Für zwei Abschnitte des Pumpbetriebes ist die Größe von R nach verschiedenen Richtungen hin bestimmt worden, und zwar für einen Zeitraum, während dessen auf dem rechten Maasufer dauernd gepumpt wurde, und für einen weiteren Zeitabschnitt, in dem nur auf dem linken Ufer gepumpt wurde. Wenn man die Endpunkte der so ermittelten Reichweiten verbindet, findet man das Einflußgebiet (Abb. 8).

Wie schon beim Probepumpen festgestellt wurde, machte sich die Absenkung auf dem einen Ufer am anderen Ufer sehr wohl bemerkbar. Die tiefegelegenen wasserführenden Schichten erstrecken sich unter dem Fluß und den Häfen hindurch, ohne daß sie von dem offenen Wasser merkbar beeinflusst werden. Sobald jedoch infolge von Durchbaggern der undurchlässigen Schichten in der Flußsohle das Außenwasser mit den wasserführenden Schichten in Berührung kam, war dies am Wasserstande in den Meßbrunnen zu bemerken. Die Reichweite der Brunnen

wurde dann sogleich viel kleiner. Hörte das Baggern auf, oder mußte es zeitweilig unterbrochen werden, dann war schon nach einer knappen halben Stunde von stärkerem Wasserzudrang nichts mehr zu bemerken. Die als Filter wirkende Oberfläche wurde somit nach sehr kurzer Zeit wieder gedichtet. Solange gleichmäßig gepumpt wurde, blieb die Reichweite unverändert.

Die für die Reichweite beim Probepumpen gefundenen Werte stimmten mit den Ergebnissen der Hauptpumpenarbeit recht gut überein. Die in Abb. 8 dargestellten Einflußgebiete zeigen an der Westseite des Tunnels eine auffällige Einbuchtung, die dadurch zu erklären ist, daß sich nördlich vom Waalhafen in der Maas eine tiefe Stelle befindet, die augenscheinlich nicht zuschlickt.

Einfluß auf den Pflanzenwuchs.

Auf dem rechten Flußufer liegt ein Park (Abb. 3), dessen Bestand durch die Grundwassersenkung gefährdet war. Auch wurde befürchtet, daß die Parkteile stark absinken würden. Die Oberfläche des Geländes bestand aus humushaltigem Kleiboden von verschiedener Stärke. Die Bodenfeuchtigkeit wurde wiederholt durch Entnahme von Bohrproben festgestellt, um die Wirkung der Wasserabsenkung beobachten zu können. Im Park konnten keine Schäden festgestellt werden, nur zwei Reihen Ulmen auf einem höher gelegenen Gelände in der Nähe des Parks schienen unter Trockenheit zu leiden, wurden aber durch künstliche Bewässerung erhalten. Auf dem linken Maasufer hat sich kein nachteiliger Einfluß gezeigt.

Alle Rechte vorbehalten.

Grundsätzliches über Modellmessungen der Formänderungen und Spannungen von verankerten Hängebrücken.

Von Professor Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart.

(Schluß des Abschnitts III aus Heft 46/47.)

B. Beispiele. Vergleich gerechneter und gemessener Werte der Durchbiegungen η und δ_h .

1. Beispiel.

Für die im Anfangs- und Endpunkt bei D und \bar{D} festgehaltene unversteifte Kette des Modells der Hängebrücke mit der Abb. 4, wobei die Kette aus zwei Drähten von 1,61 mm Durchm. besteht und $[F_k] = 4,07166 \text{ mm}^2$, $l = 600 \text{ cm}$, $f = 60 \text{ cm}$, $a = 12 \text{ cm}$, $G = 2,837 \text{ kg}$ ist, sind für den in Abb. 15 dargestellten Belastungsfall (Regelbelastung, 20 Lasten $P = 0,904 \text{ kg}$ an den ersten 20 Hängern) die Durchbiegungen aller 49 Kettenpunkte rechnerisch und durch Messungen am Modell bestimmt worden. Bei der Messung wurden die Durchbiegungen an den Hängern in einer waagerechten Geraden gemessen, die 13,36 cm tiefer lag als der mittlere Hängerpunkt 43. Um die der Messung entsprechenden Durchbiegungen der Kettenpunkte zu erhalten, sind an den Laststellen P von den gemessenen Durchbiegungen ($\eta + \Delta h$) abzuziehen die Größen:

$$(34) \quad \Delta h = \frac{Ph}{E[F_k]} \quad (\text{siehe Abb. 15a}).$$

Die Hängerdurchmesser sind durchweg 0,3 mm, $[F_h] = 0,070686 \text{ mm}^2$.

Unter den Lasten G ist nach Gl. (3a):

$$H_g = 177,3125 \text{ kg.}$$

a) Berechnung der Werte η_1 .

Abb. 15a zeigt die Belastung der Kette DD , Abb. 15b die Momente M_{g+p} in cmkg eines Balkens von der Spannweite $l = 600 \text{ cm}$, der mit den Lasten $G + P$ in den Entfernungen $a = 12 \text{ cm}$ belastet ist, Abb. 15c die aus Gl. (61) berechneten Werte der Durchbiegungen η_1 . Dabei erfüllt $\Delta H_1 = 19,7725 \text{ kg}$ mit $t = 0$ die Formänderungsbeziehung der Gl. (9). In Abb. 15c sind bei den Kettenpunkten 30, 30 und 32 die gemessenen Werte η in [] eingetragen. Bei Punkt 30 ist der gerechnete Wert η_1 um 8,8% größer als der gemessene. Man sieht daraus, daß bei versteiften Ketten die nach der üblichen „genauen“ Theorie gerechneten Durchbiegungen der Wirklichkeit gegenüber zu groß sind.

In Abb. 16 ist zur Bestimmung der waagerechten Wege δ_{h1} , die den Durchbiegungen η_1 entsprechen, in derselben Weise, wie in Abb. 6e gezeigt wurde, ein Ergänzungsverschiebungsplan, ausgehend von dem Pol $0 = D'$ gezeichnet. Es muß sich dabei als Erfüllung der Formänderungsbeziehung der Gl. (9) ergeben, daß der Punkt \bar{D}' mit dem Pol 0 zu-

sammenfällt. Die Werte δ_{h1} hätte man auch rechnerisch mit Hilfe der Gl. (1), (7) u. (8) unter Beachtung der Gl. (33) bestimmen können zu:

$$(35) \quad \delta_{h1} = \frac{\Delta H_1}{E[F_k]} \sum_1^m \frac{s^2}{a^2} \cdot s - \frac{8af}{l^2} \sum_1^{m-1} \eta_1 - \frac{y_m - y_{m-1}}{a} \eta_m$$

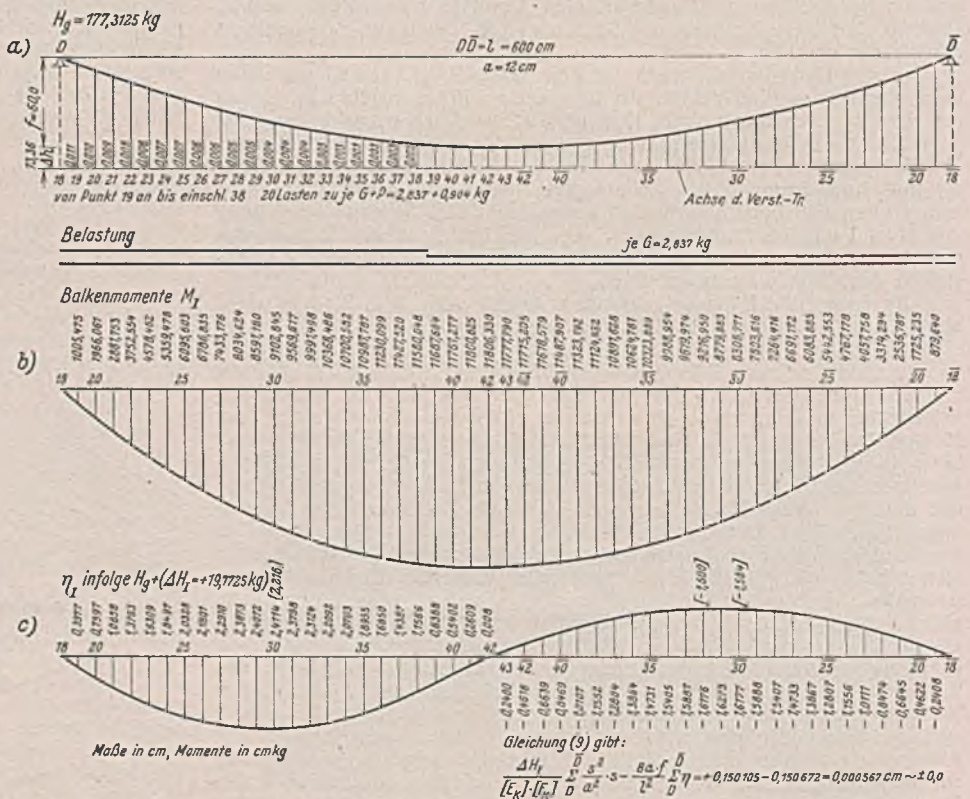


Abb. 15 a bis c. Bestimmung der Durchbiegungen η_1 infolge Regelbelastung. Punkte D und \bar{D} fest.

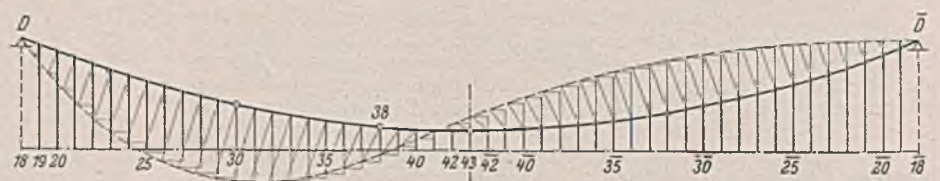


Abb. 17. Verzerrtes Bild der nach Abb. 15 belasteten Kette.

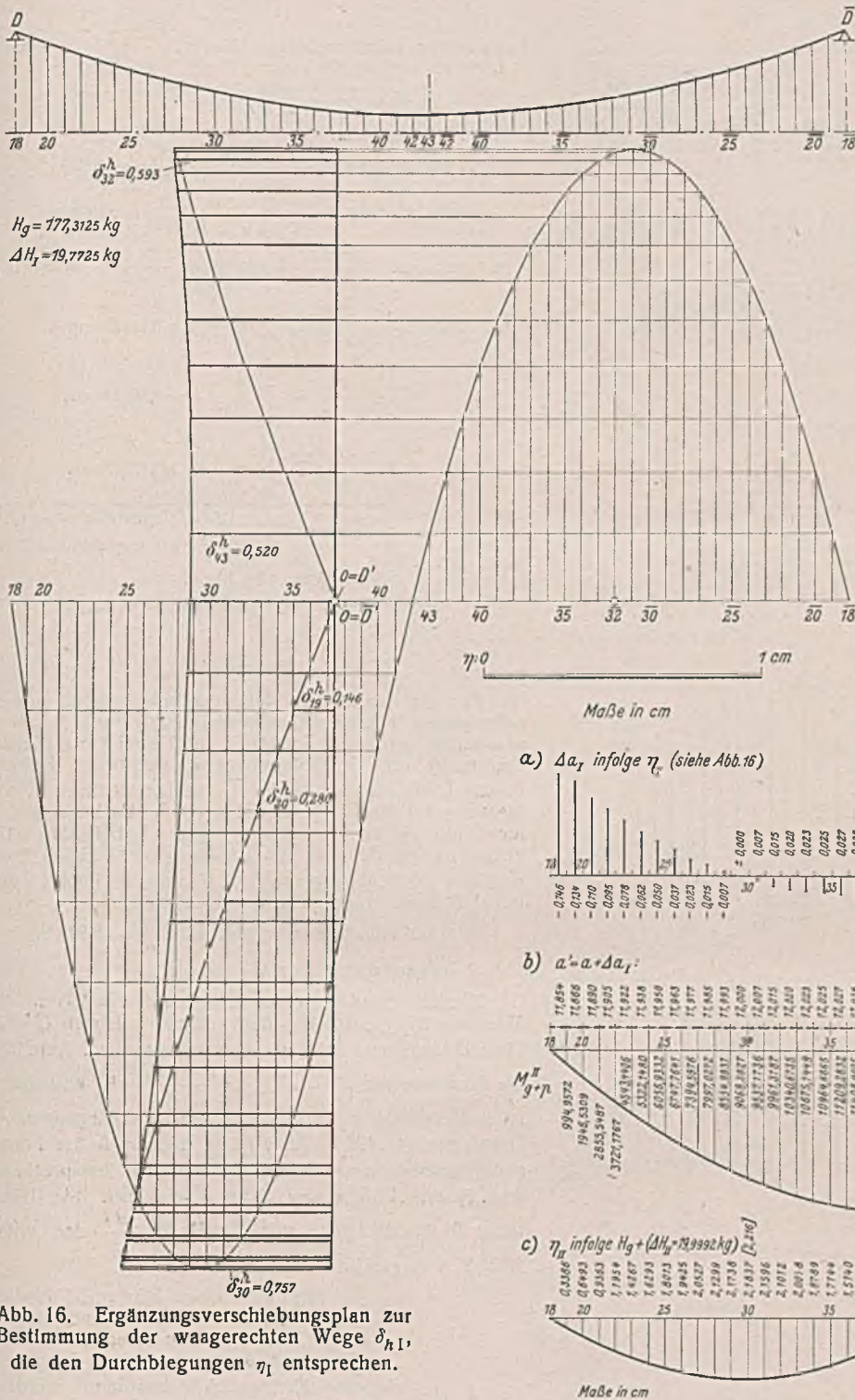


Abb. 16. Ergänzungsverschiebungsplan zur Bestimmung der waagerechten Wege δ_{hI} , die den Durchbiegungen η_I entsprechen.

Abb. 17 veranschaulicht die Formänderung der Kette unter den Lasten P in den Punkten 19 bis 38.

b) Berechnung der Werte η_{II} .

Abb. 18a zeigt die aus δ_{hI} berechneten Feldweitenänderungen Δa_I . Abb. 18b die Momente M_{G+P}^{II} , die sich bei den Feldweiten $a' = a + \Delta a_I$ infolge der Lasten $G + P$ ergeben, Abb. 18c die mit Hilfe der Gl. (6II) berechneten Werte der Durchbiegungen η_{II} . Dabei erfüllt $\Delta H_{II} = 19,9992$ kg unter Einsatz der Werte η_{II} die verfeinerte Formänderungsbeziehung der Gl. (28) mit $t = 0$. Auch hier sind in Abb. 18c an den Kettenpunkten 30, 30 und 32 die gemessenen Werte η in [] eingetragen. Bei dem Punkt 30 ist der gerechnete Wert um 1,5% kleiner als der gemessene Wert. Bei den Punkten 30 und 32 liegen die gemessenen Werte sehr nahe bei den gerechneten.

c) Berechnung der Werte η_{III} .

Zunächst werden mit Hilfe der Gl. (29) bis (33) die waagerechten Wege δ_{hII} berechnet, die den Durchbiegungen η_{II} entsprechen und daraus die Feldweitenänderungen Δa_{II} . Abb. 19a zeigt diese Werte.

Die Momente M_{G+P}^{III} , die für die Lasten $G + P$ bei den Feldweiten $a' = a + \Delta a_{II}$ berechnet sind, sind in Abb. 19 b aufgetragen, in Abb. 19 c die mit Hilfe der Gl. (6 III) berechneten Durchbiegungen η_{III} . Dabei erfüllt $\Delta H_{III} = 20,0061$ kg unter Berücksichtigung der Werte η_{III} die Formänderungsbeziehung der Gl. (28) mit $t = 0$.

In Abb. 20 sind die oben zur Berechnung der Feldweiten a' und a'' verwendeten Werte δ_{hI} und δ_{hII} aufgetragen. Sie haben durchweg die Richtung von rechts nach links. Für die Kettenpunkte 30, 43 und 32 sind in Abb. 20 b die gemessenen Werte δ_h in [] eingeschrieben. Die gemessenen Werte stimmen innerhalb der Meßgenauigkeit mit den gerechneten Werten überein. Dies gilt auch auf Grund der Abb. 21 für die gemessenen Werte $(\eta + \Delta h) - \Delta h$ und der gerechneten Werte η_{III} . Kleine Unterschiede erklären sich auch daraus, daß $[E_k]$ nicht genau $= 2,1 \cdot 10^8$ kg/cm² ist.

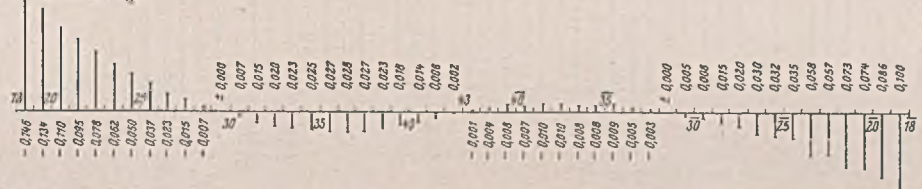
d) Damit ist der Beweis erbracht für folgendes:

1. Das vorgeschlagene Rechnungsverfahren für die Berechnung der Durchbiegungen der unversteiften Kette ist für alle praktischen Fälle genügend genau.

2. Die Messung der Durchbiegungen η am Modell, natürlich auch an einem Modell der versteiften Kette, ist genügend genau.

3. Die Messung der Werte η erfordert einen kaum nennenswerten Zeitaufwand gegenüber dem, der für die rechnerische Bestimmung der Werte η notwendig ist.

a) Δa_I infolge η_I (siehe Abb. 16)



b) $a' = a + \Delta a_I$



c) η_{II} infolge $H_g + (\Delta H_{II} = 19,9992 \text{ kg})$



Probe. Hängerkräfte infolge $H = 1$:

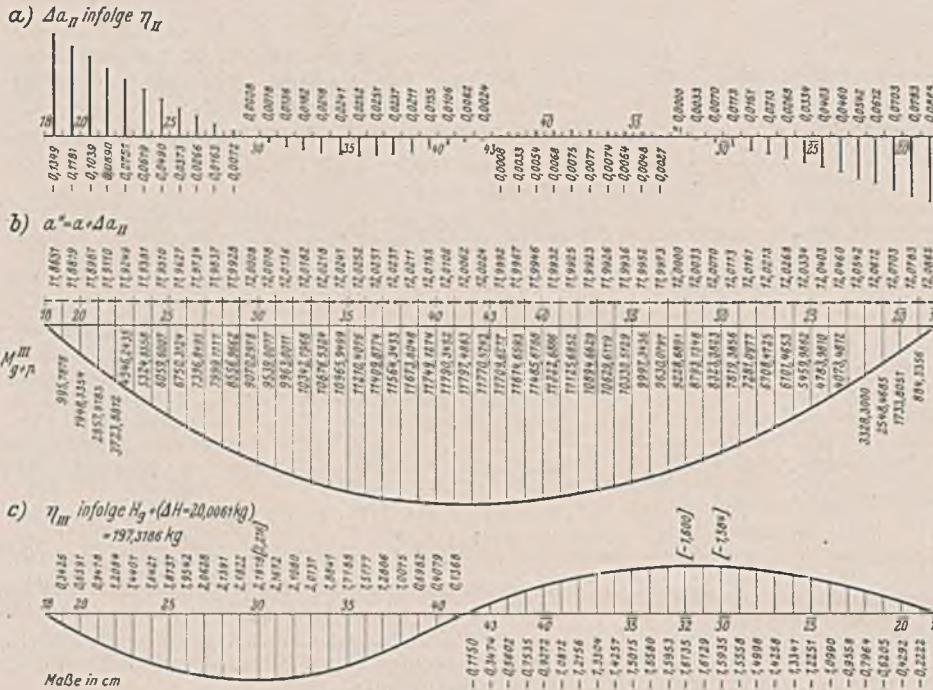
- Für die ursprüngliche Form: $S' = \frac{G}{H_g} = \frac{2,837}{177,3125} = 0,016$.
- Für die neue Form: a) von 19-38: $S_1'' = \frac{G+P}{H_g+P} = \frac{3,741}{197,3117} = 0,018960$,
b) von 39-19: $S_2'' = \frac{G}{H_g+P} = \frac{2,837}{197,3117} = 0,014378$.
- Mittelwerte: $\frac{S' + S_1''}{2} = 0,017480$ and $\frac{S' + S_2''}{2} = 0,015189$.

$$\begin{aligned} \sum S' \Delta s &= \frac{\Delta H_{II}}{[E_k][F_k]} \sum_{19}^{38} \frac{s^2}{a^2} \cdot s = +0,151826 \text{ cm}^*) \\ - \frac{S' + S_1''}{2} \sum_{19}^{38} \eta_{II} &= -0,561429 \text{ cm}, \\ - \frac{S' + S_2''}{2} \sum_{39}^{19} \eta_{II} &= +0,409593 \text{ cm}. \end{aligned}$$

$$\sum S' \Delta s = +0,000010 \text{ cm} \sim \pm 0,0$$

*) Für den Anteil des Seiles ist nur die ursprüngliche Form berücksichtigt.

Abb. 18 a bis c. Bestimmung der Durchbiegungen η_{II} .



Probe. Hängerkräfte infolge $H = 1$:

1. Für die ursprüngliche Form:

$$S' = \frac{G}{H_g} = \frac{2,837}{177,3125} = 0,016.$$

2. Für die neue Form:

a) von 19-38: $S_1'' = \frac{G+P}{H_g+P} = \frac{3,741}{197,3186} = 0,018959,$

b) von 39-19: $S_2'' = \frac{G}{H_g+P} = \frac{2,837}{197,3186} = 0,014378.$

3. Mittelwerte: $\frac{S' + S_1''}{2} = 0,0174795$ $\frac{S' + S_2''}{2} = 0,015189.$

$$\sum S' \cdot \Delta s = \frac{\sum H_{III}}{[E_k][F_k]} \sum \frac{s^2}{a^2} \cdot s = +0,151879 \text{ cm}^*$$

$$-\frac{S' + S_1''}{2} \sum \eta_{III} = -0,564265 \text{ cm},$$

$$-\frac{S' + S_2''}{2} \sum \eta_{III} = +0,412408 \text{ cm}.$$

$$\sum S' \cdot \Delta s = +0,00022 \text{ cm} \sim \pm 0,0$$

* Für den Anteil des Selles ist nur die ursprüngliche Form berücksichtigt.

Abb. 19a bis c.
Bestimmung der Durchbiegungen η_{III} .

2. Beispiel.

Für die unversteifte Kette des entsprechend Abb. 5 aufgebauten Hängebrückenmodells sind für 11 Lasten $P = 0,559 \text{ kg}$ in den Punkten 1 bis 11 bei $t = 0$ (Regelbelastung) die Durchbiegungen η sämtlicher Kettenpunkte 1 bis 15 und 14 bis 1 rechnerisch und durch Messung am Modell bestimmt worden. Es handelt sich hier um einen gegenüber dem 1. Beispiel allgemeineren Fall, da die Lasten G nicht gleich groß und die Kettenauflagerpunkte B und B' infolge der Rückhalteselle waagrecht verschieblich sind.

Wie aus Abb. 5 hervorgeht, ist $H_g = 85,91495 \text{ kg}$.

a) Berechnung der Werte η_I .

Zunächst sind für einen Balken mit $l = 600 \text{ cm}$ die Momente M_{g+p} infolge der genannten Lasten $G+P$ (Abb. 5) bestimmt worden, dann entsprechend Abb. 22a die Momente $M_{g+p}^I = M_{g+p} \cdot \frac{(l - \Delta l)^2}{l^2}$ 11) und damit unter Verwendung der Gl. (61) die Durchbiegungen η_I . Dabei genügt $\Delta H_I = 7,24772 \text{ kg}$ mit $t = 0$ der Formänderungsbeziehung der Gl. (9), die sich (entsprechend Abb. 7) von A bis A' bzw. \bar{A} bis B , erstreckt. Sie liefert unter Berücksichtigung von Gl. (1) für $\frac{\Delta l}{2}$ den unter Abb. 22b eingeschriebenen Wert.

Mit Hilfe eines hier nicht wiedergegebenen Verschiebungsplans [oder der Gl. (35)] sind von einem Pol $O = A'$ ausgehend die waagerechten Wege δ_{hI} aller Kettenpunkte bestimmt worden, wobei als Probe im Verschiebungsplan sich ergab, daß der Punkt A' mit dem Pol zusammenfällt. Den Werten η_I und δ_{hI} entspricht eine ähnliche verzerrte Kettenform, wie im 1. Beispiel in Abb. 17 dargestellt ist.

b) Berechnung der Werte η_{II} .

Abb. 23a zeigt die aus δ_{hI} berechneten Feldweitenänderungen Δa_I ,

11) Man hätte zur Bestimmung von η_I auch mit $M_{g+p} \cdot \frac{l - \Delta l}{l}$ rechnen können.

Im Hinblick auf die einseitige Lastenverschiebung, ähnlich wie sie in Abb. 17 dargestellt ist, empfiehlt sich aber eine weitere Verminderung der Momente. Eine anfängliche unvermeidliche Ungenauigkeit in der Annahme der Momente M_I wird übrigens bei dem verwendeten Iterationsverfahren ausgemerzt.

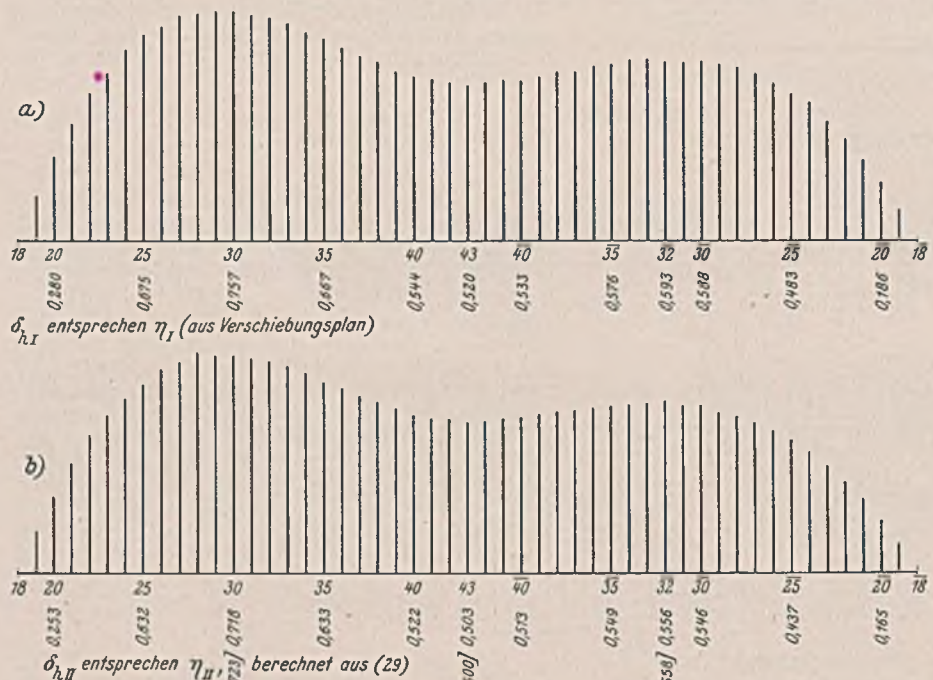


Abb. 20a u. b. Waagerechte Wege der Hängerangriffspunkte infolge Regelbelastung der unversteiften Kette.

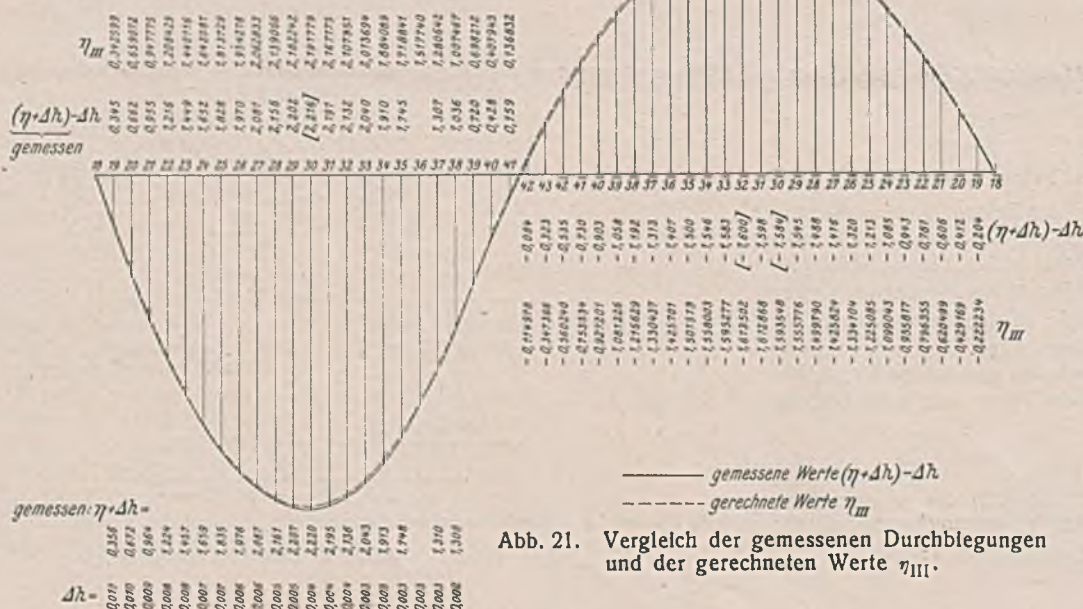


Abb. 21. Vergleich der gemessenen Durchbiegungen und der gerechneten Werte η_{III} .

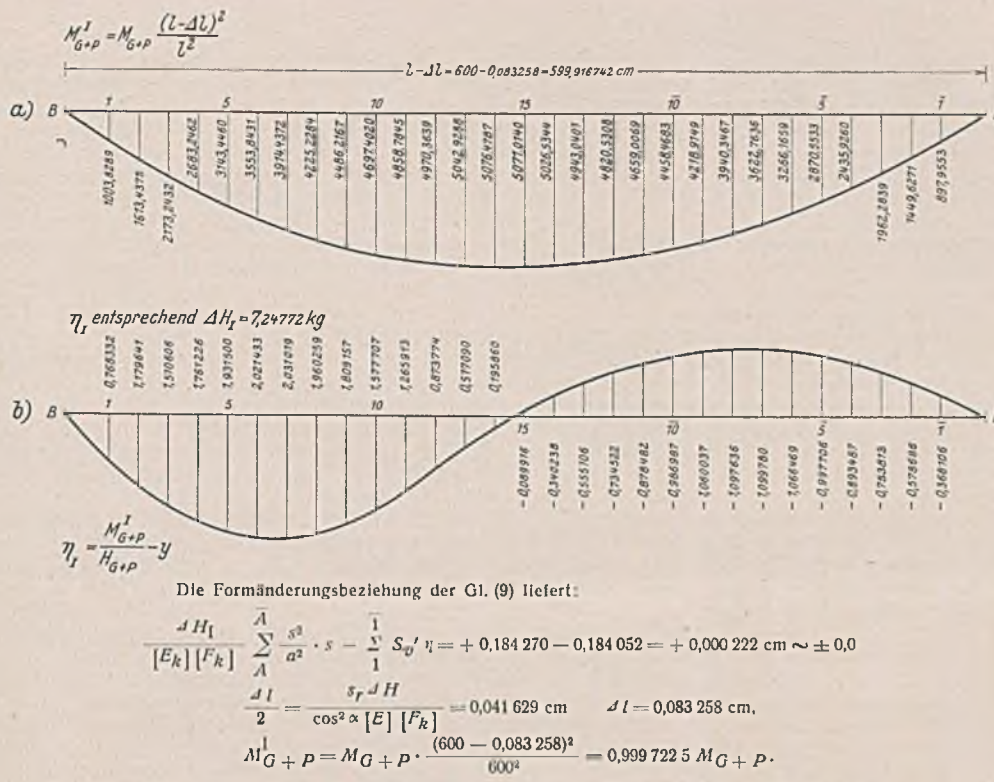
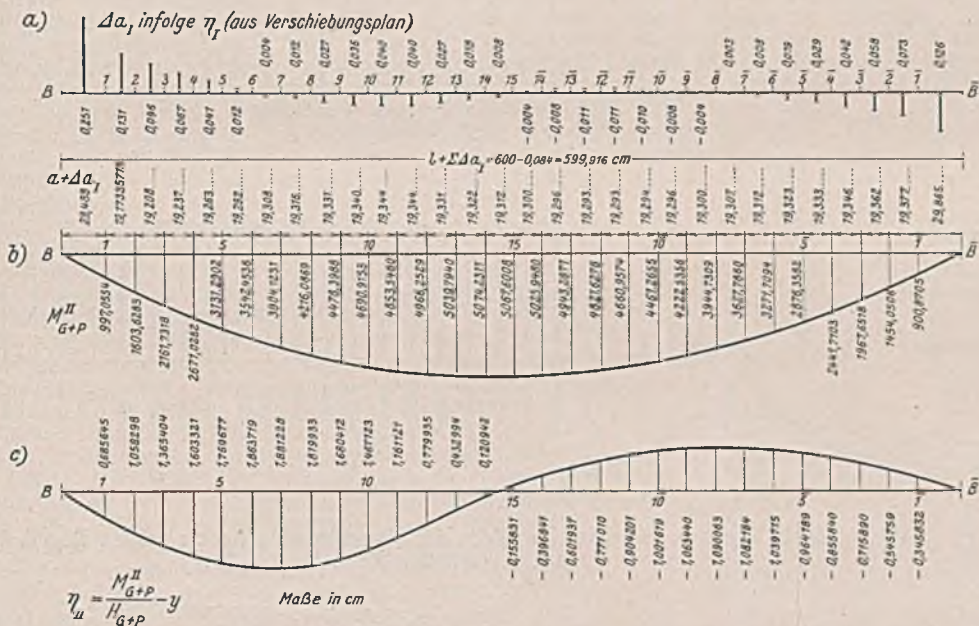


Abb. 22a u. b. Durchbiegungen η_1 der unversteiften, mit $[G]$ belasteten Kette mit Rückhaltesellen infolge Regelbelastung.



Formänderungsbeziehung für $\Delta H_{II} = 7,33468 \text{ kg}$.

1. Hängerkräfte infolge $H = 1$:

a) Für die ursprüngliche Form:
 $S_1' = \frac{G_1}{H_G} = \frac{1,617}{85,91495} = 0,018832 \dots \text{ Hänger 1-1}$
 $S_2' = \frac{G_2}{H_G} = \frac{2,022}{85,91495} = 0,023528 \dots \text{ Hänger 2-2}$

b) Für die neue Form:
 $S_1'' = \frac{G_1 + P}{H_{G+P}} = \frac{2,176}{93,24963} = 0,023335 \dots \text{ Hänger 1}$
 $S_1''' = \frac{G_1}{H_{G+P}} = \frac{1,617}{93,24963} = 0,017341 \dots \text{ Hänger 1}$
 $S_2'' = \frac{G_2 + P}{H_{G+P}} = \frac{2,581}{93,24963} = 0,027678 \dots \text{ Hänger 2-11}$
 $S_3'' = \frac{G_2}{H_{G+P}} = \frac{2,022}{93,24963} = 0,021684 \dots \text{ Hänger 12-2}$

c) Mittelwerte: $\frac{S' + S''}{2}$

0,0210835 ... Hänger 1
0,0180865 ... Hänger 1
0,025603 ... Hänger 2-11
0,022606 ... Hänger 12-2

2. $\sum S' \Delta s = \frac{\Delta H_{II}}{[E_k][F_k]} \sum \frac{s^3}{a^2} \cdot s = +0,186430 \text{ cm}^*$
 $-\frac{S_1' + S_1''}{2} \eta_{II} = -0,014456 \text{ cm}$
 $-\frac{S_1' + S_1''}{2} \eta_{II} = +0,006255 \text{ cm}$
 $-\frac{S_2' + S_2''}{2} \eta_{II} = -0,401051 \text{ cm}$
 $-\frac{S_2' + S_2''}{2} \eta_{II} = +0,222774 \text{ cm}$
 $\sum S' \Delta s = +0,000002 \text{ cm } \approx \pm 0,0$

*) Für den Anteil des Seiles ist nur die ursprüngliche Form berücksichtigt.

Abb. 23a bis c. Durchbiegungen η_{II} der unversteiften, mit $[G]$ belasteten Kette infolge Regelbelastung.

Abb. 23b die Balkenmomente M_{G+P}^{II} , die sich aus den Feldweiten $a' = a + \Delta a_1$ bei einer Balkenspannweite $(l - \Delta l)$ ergeben, und Abb. 23c die mit Hilfe der Gl. (6II) berechneten Werte der Durchbiegungen η_{II} . Dabei erfüllt $\Delta H_{II} = 7,33468 \text{ kg}$ mit $t = 0$ die Formänderungsbeziehung der Gl. (28). Man beachte, daß die Werte S_v' der gedachten Hängerstützstäbe I ① und I ② von denen der anderen Stützstäbe verschieden sind.

c) Berechnung der Werte η_{III} und Vergleich mit den gemessenen Werten $(\eta + \Delta h) - \Delta h$ (Abb. 24).

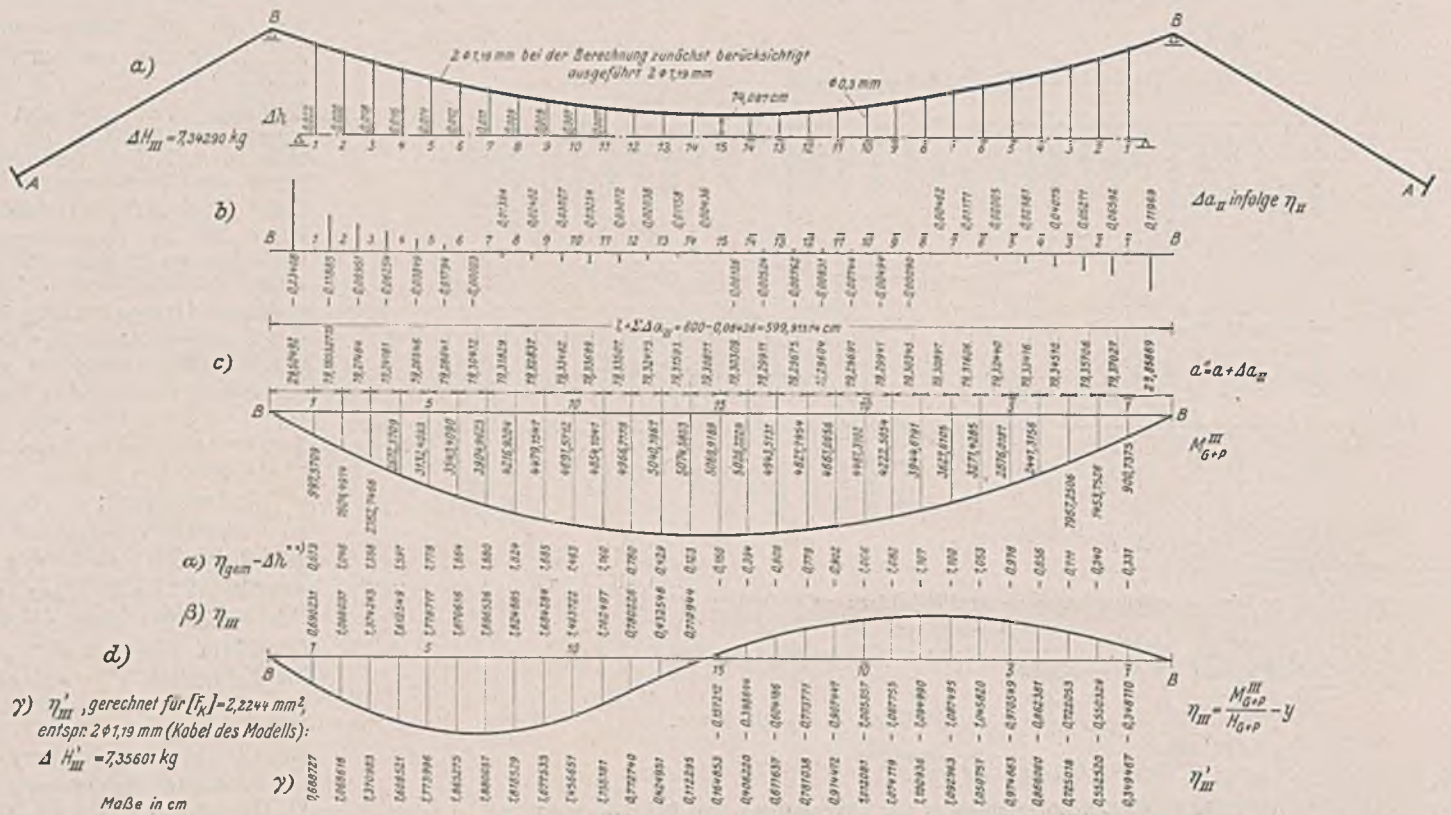
Rechnungsgang: $\delta_{h,II}$, die den η_{II} entsprechen, auf Grund der Gl. (29) bis (33). Probe $\delta_{h,II}$ für den Punkt $\bar{A} = 0$. Aus den Werten $\delta_{h,II}$ Berechnung der Δa_{II} (Abb. 24b). Momente M_{G+P}^{III} für die Feldweiten $a'' = a + \Delta a_{II}$ (Abb. 24c). Berechnung der Durchbiegungen η_{III} aus Gl. (6III), wobei $\Delta H_{III} = 7,34290 \text{ kg}$ mit $t = 0$ der Formänderungsbeziehung der Gl. (28) genügt, in die die Werte η_{III} einzusetzen sind (Abb. 24d, β). Da beim Modell für die Kette statt der in der Berechnung vorausgesetzten zwei Drähte von 1,18 mm solche von 1,19 mm Durchm. ausgeführt wurden, wurde die Berechnung der Durchbiegungen η_{III}' (Abb. 24d, γ) und des entsprechenden Wertes $\Delta H_{III}' = 7,35601 \text{ kg}$ auch für den entsprechenden Querschnitt $[F_k'] = 2,224 \text{ mm}^2$ statt für $2,187 \text{ mm}^2$ mit Hilfe der Gl. (6III) und (28) durchgeführt.

Der Vergleich der gemessenen (Abb. 4d, α) und gerechneten Durchbiegungen bestätigt vollauf auch bei diesem allgemeineren Beispiel die am Schluß des ersten Beispiels gezogenen Schlußfolgerungen.

Die gerechneten positiven Durchbiegungen η sind praktisch unmerklich größer als die gemessenen η -Werte, wie es der allerdings sehr kleinen Drahtsteifigkeit entsprechen soll.

Endlich zeigt Abb. 25 noch die waagerechten Wege $\delta_{h,I}$ und $\delta_{h,II}$ der einzelnen Kettenpunkte. Die eingeklammerten Werte bedeuten gemessene waagerechte Wege, allerdings nicht für den Zustand $t = 0$, sondern bei der Regelbelastung, die bei der Temperatur $t = +35^\circ$ wirkt.

Entsprechend den Schlußsätzen des Abschnitts III, A, f sind mit Hilfe der Gl. (29) für die Punkte 6 und 7 die Werte $\delta_{h,III}$ berechnet worden. In Abb. 26 sind die neuen Lagen 6' und 7' der Punkte 6 und 7 eingetragen. Wie man aus ihr sieht, unterscheidet sich die Länge 6' 7' von der Länge 6 7 tatsächlich um den Betrag $\Delta s = \frac{\Delta H}{\cos \alpha} \cdot \frac{S}{EF}$.



Formänderungsbeziehung für $J H_{III} = 7,34290 \text{ kg}$.

1. Hängerkräfte infolge $H = 1$:

a) Für die ursprüngliche Form:

$$S_1' = \frac{G_1}{H_G} = \frac{1,617}{85,91495} = 0,018832 \dots \text{ Hänger 1}$$

$$S_2' = \frac{G_2}{H_G} = \frac{2,022}{85,91495} = 0,023528 \dots \text{ Hänger 2-2.}$$

b) Für die neue Form:

$$S_1'' = \frac{G_1 + P}{H_G + P} = \frac{2,176}{93,25785} = 0,023333 \dots \text{ Hänger 1}$$

$$S_2'' = \frac{G_2 + P}{H_G + P} = \frac{2,581}{93,25785} = 0,027676 \dots \text{ Hänger 2-11}$$

$$S_3'' = \frac{G_3}{H_G + P} = \frac{2,022}{93,25785} = 0,021682 \dots \text{ Hänger 12-2}$$

c) Mittelwerte: $\frac{S' + S''}{2}$

0,0210825 ... Hänger 1 0,025602 ... Hänger 2-11
0,0180855 ... Hänger 1 0,022605 ... Hänger 12-2

$$2. \sum S' \Delta s = \frac{J H_{III}}{[E_k] [F_k]} \sum \frac{\Delta s}{a^2} \cdot s = +0,186690 \text{ cm}^*$$

$$-\frac{S_1' + S_1''}{2} \cdot \eta_{III} = -0,014552 \text{ cm}$$

$$-\frac{S_2' + S_2''}{2} \cdot \eta_{III} = +0,006296 \text{ cm}$$

$$-\frac{S_3' + S_3''}{2} \cdot \eta_{III} = -0,402568 \text{ cm}$$

$$-\frac{S_4' + S_4''}{2} \cdot \eta_{III} = +0,224135 \text{ cm}$$

$$\sum S' \Delta s = +0,000001 \text{ cm} \sim \pm 0,0$$

*) Für den Anteil des Selles ist nur die ursprüngliche Form berücksichtigt.

Δs sind die Verlängerungen der Hängerdrähte 1 bis 11 infolge (qP) = 0,559 kg; sie müssen von η_{III} abgezogen werden, da diese an Marken abgelesen wurden, die sich in Höhe der Versteltungsträgerachse befinden.

Abb. 24a bis d.

Durchbiegungen η_{III} der unverteilt belasteten Kette infolge Regelbelastung. Vergleich mit den gemessenen Werten.



Abb. 25a u b. Waagerechte Wege der Hängeranschlüsse infolge Regelbelastung der unverteilt belasteten Kette bei $t = 0^\circ$.



$$Y_{III,6} = y_6 + \eta_{III,6} = 37,995826 \text{ cm} \quad \xi_{III,6} = 0,52171 \text{ cm}$$

$$Y_{III,7} = y_7 + \eta_{III,7} = 41,872746 \text{ cm} \quad \xi_{III,7} = 0,52163 \text{ cm}$$

$$\Delta a_{III,7} = \xi_{III,6} - \xi_{III,7} = 0,00008 \text{ cm}$$

$$(s + \Delta s) = \sqrt{(a_7 + \Delta a_{III,7})^2 + (Y_{III,7} - Y_{III,6})^2} = 19,689891 \text{ cm}$$

$$s = \sqrt{a^2 + (y_7 - y_6)^2} = 19,686677 \text{ cm}$$

$$\Delta s = (s + \Delta s) - s = 0,003214 \text{ cm.}$$

$$\frac{1}{\cos \alpha'} = \frac{(s + \Delta s)}{a_7} = 1,019967 \text{ cm}$$

$$\Delta s = \frac{J H_{III}}{\cos \alpha' \cdot [E] [F_k]} = 0,003210 \text{ cm.}$$

$$\delta_{h,III,6} = \sum_A S_k' \Delta s - \sum_B \frac{S_v' + S_v''}{2} \cdot \eta_{III} - \frac{[S_v']_6 + [S_v'']_6}{2} \cdot \eta_{III,6} = 0,06494 - 0,42280 - 0,16385 = -0,52171 \text{ cm}$$

$$\delta_{h,III,7} = \sum_A S_k' \Delta s - \sum_B \frac{S_v' + S_v''}{2} \cdot \eta_{III} - \frac{[S_v']_7 + [S_v'']_7}{2} \cdot \eta_{III,7} = 0,06822 - 0,37810 - 0,21175 = -0,52163 \text{ cm}$$

Abb. 26.

Berechnung der waagerechten Wege $\delta_{h,III}$ für die Punkte 6 und 7.

(Fortsetzung folgt.)

Vermischtes.

Tagung des Arbeitsringes Zement. Die erste Tagung des Arbeitsringes Zement¹⁾ hat am 6. Oktober d. J. im Deutschen Museum in München stattgefunden. Das ehrenamtliche Vorstandsmitglied, Dr. C. Prüssing, Hemmoor, legte die Ziele des Arbeitsringes dar²⁾ und betonte, daß vor allem durch Austausch der Betriebserfahrungen und gemeinsame planmäßige Forschungsarbeit eine Leistungssteigerung erzielt werden müsse, wobei jede Geheimnistuerei, die aus falscher privatwirtschaftlicher Einstellung hervorgehe, vermieden werden müsse. Schon heute müsse untersucht werden, wo und in welchem Umfang nach dem Kriege neue Werke zur Bewältigung der dann zu erwartenden großen Aufgaben zu errichten seien. Anzustreben sei, daß mehr als bisher hydraulische Zuschläge verwendet würden.

Nach einem allgemein gehaltenen Vortrage des geschäftsführenden Vorstandsmitgliedes, Professor Dr. Grün, über „Mensch und Technik“ sprach Dr. Haegermann, Berlin-Karlshorst, über Massenbauzemente. Er verwies auf den kürzlich hier veröffentlichten Aufsatz von Regierungsbaurat Hampe³⁾ über Temperaturschäden im Beton, aus dem die Bedeutung von Massenbauzementen mit geringer Abbinde- und Erhärts-wärme, oder besser Hydratationswärme, hervorginge, und berichtete über Untersuchungen, die im Auftrage des Generalbauinspektors für die Reichshauptstadt über die Möglichkeit durchgeführt sind, die Hydratationswärme zu verringern. Man könnte das Ziel durch Zusatz von Traß (Traßzement), Thurament oder Hochofenschlacke (Hochofenzement) erreichen. Die Verminderung der Hydratationswärme betrage in einer Mischung von 70% Portlandzement und 30% Zusatz beim Traß etwa 15 bis 20%, beim Thurament etwa 10 bis 20%. Sie könne durch Änderung der chemischen Zusammensetzung des Portlandzements — Steigern des Kieselsäure- und Eisenoxydulgehalts und Senken des Kalk- und Tonerdegehalts — um etwa 20 bis 30% vermindert werden. Weiter könne sie unter anderem durch Zugabe geringer Wassermengen zu grobgehlantem Zement üblicher Zusammensetzung, anschließende Kohlensäurebehandlung und Feinmahlen nach einer Lagerzeit von einigen Tagen in etwa gleichem Maße verringert werden, wobei auch das Schwindmaß herabgemindert würde. Der Vortragende zeigte an einem Beispiel, daß ein so behandeltes gewöhnlicher Portlandzement, der eine Verminderung der Hydratationswärme um 45% aufwies, noch die Normenfestigkeit hatte. Die Hydratationswärme sinke auch mit der steigenden Feinheit der Mahlung.

Dr. Keil, Düsseldorf, sprach dann über das neue Verfahren der Zementprüfung. Der Prüfmörtel ermögliche eine zuverlässigere Beurteilung der erreichbaren Betonfestigkeiten und außerdem die Bewertung von hydraulischen Zusätzen, die heute noch fehle. Der Prüfmörtel könne weiter zur Herstellung kleiner Probekörper von 1 cm² Querschnitt verwendet werden, mit denen man die Biege- und Druckfestigkeit mit kleinsten Mengen von Zement nachweisen könne. Der Vortragende sprach weiter über Verbesserungen bei der Korngrößenbestimmung von Zementen und Hochofenschlacken unter Verwendung schwacher organischer Basen und wies schließlichdarauf hin, daß die Steifezunahme beim Erhärten von Zement, Mörtel und Beton nicht nur von dem Abbinde- und Erhärts-vorgang, sondern auch vom Grade der Wassersättigung der Feinteile, besonders der tonigen Bestandteile der Zuschläge, abhängen und daß das verschiedene Verhalten dieser Feinteile in trockenem und angefeuchtem Zustande beachtet werden müsse.

Nach einem weiteren Vortrage von Dr. Obenauer über die Klinkermikroskopie berichteten die Vorsitzenden der Arbeitsausschüsse¹⁾ über die gesteckten Ziele. Die Ausschüsse haben aus der Fülle der zu lösenden Aufgaben die wichtigsten herausgehoben, die zunächst in Angriff genommen werden sollen. Unter ihnen ist hervorzuheben die Schaffung von Zementen mit Höchstfestigkeiten und von Zementen mit niedriger Wärmetönung für Massenbeton, die Untersuchung des bei Zementempressungen im Gestein beobachteten, aber noch nicht geklärten Verhaltens von mit hohem Wasserzusatz eingepreßten Zementen, sowie Untersuchungen über die Verbesserung der Zemente durch den Zusatz von Salzen und über bestimmte Fragen des Schwindens der Zemente. Auf dem Gebiete der Normenprüfung des Zements soll als dringlich die Frage der Verkürzung der Festigkeitsprüfung von 28 auf 3 und 7 Tage behandelt werden, außerdem soll die Entwicklung eines neuen Gerätes für die Bestimmung der Mahlfeinheit vorangetrieben werden. Für später ist die Entwicklung mechanischer Geräte für das Mischen des Zementbreies, für das Verdichten und Entlüften von Probekörpern aus weich angemachtem Mörtel und für die Abbindeprüfung vorgesehen. Endlich stellte der Arbeitsausschuß für hydraulische Zusätze eine Reihe von Einzelzielen auf.

Die Bautechnische Auskunftsstelle (B. A.) im NS.-Bund Deutscher Technik, Fachgruppe Bauwesen, die im Auftrag des Generalbevollmächtigten für die Regelung der Bauwirtschaft geschaffen worden ist, hat unter Leitung von Professor Graf ihre Arbeiten vor einigen Monaten aufgenommen und steht jetzt allen Bauschaffenden zur Verfügung, die eine sachliche und unabhängige Auskunft suchen.

Für Baustoffe, Bauteile, Bauweisen, Bauverfahren usw. werden vor allem folgende Auskünfte erteilt:

1. technisch-wissenschaftliche Beurteilung der Eigenschaften und der bisherigen Erfahrungen bei der Anwendung,
2. Angabe der Kosten und der Lieferungsmöglichkeiten für die einzelnen Gebiete Deutschlands,
3. arbeitseinsatzmäßige Bewertung, um ein Urteil über den Bedarf an Arbeitskräften zu erhalten,
4. Anwendungsmöglichkeit in den verschiedenen Landschaften nach den Forderungen der Landschaftsgestaltung.

Die Auskünfte werden im allgemeinen kostenlos erteilt. Die Fragen sind an die Geschäftsstelle der Bautechnischen Auskunftsstelle im NS.-Bund Deutscher Technik, Fachgruppe Bauwesen, Berlin NW 40, Königsplatz 6, zu richten. Eine Beantwortung ist nur möglich, wenn die Fragen klar und eindeutig gestellt werden. Für die Bearbeitung der entstehenden Aufgaben haben sich eine große Zahl namhafter Sachbearbeiter zur Verfügung gestellt, so daß die Möglichkeit besteht, auch schwierigere Fragen sachlich zu erledigen. Die Bautechnische Auskunftsstelle bittet, eine offene und vertrauensvolle Zusammenarbeit zu pflegen.

Um den angestrebten Erfahrungsaustausch zu erreichen, ist die tätige Mitarbeit aller Fachkameraden erwünscht, die auf Grund ihrer Beobachtungen und Erfahrungen bei der täglichen Arbeit Vorschläge machen können, die zum zweckmäßigen Bauen und zur Leistungssteigerung beitragen und dadurch an der Bewältigung der jetzigen und kommenden großen Bauaufgaben mithelfen.

Die Entwässerung des toskanischen Valdichiana. Zu den beachtenswertesten Entwässerungen, die unter der faschistischen Regierung ausgeführt worden sind, gehört die des toskanischen Valdichiana. Schon im Jahre 1928 hatte Dr.-Ing. Rampazzi einen Plan hierfür ausgearbeitet, der unter anderem einen 530 m langen Stollen durch den Hügel Brolio vorsieht. Dieser Stollen ist im Mai 1940 fertiggestellt worden. Das Entwässerungsgebiet erstreckt sich von der Umgebung der Stadt Arezzo bis gegen Orvieto zwischen den Flußläufen des Tiber und Arno. Die alte einstige Senke zeigt sich heute deutlich als zwei durch eine Hügelreihe getrennte, 116 km lange Täler, das Valdichiana Toscana und Valdichiana Romana. Beide sind schon bei den Etruskern erwähnt. Der in Abb. 1 als Kanal Maestro bezeichnete Hauptsammler ist der Fossatum Novum des Altertums. Die jetzt ausgeführte Entwässerung erforderte unter anderem den Bau von vier großen Hauptsammlern (Allaciate), von denen der größte nördliche, in Abb. 2 stark hervorgehobene die Wasser der sogenannten Rii Castiglioni, das heißt des Vingone, Clione, Bigurro,

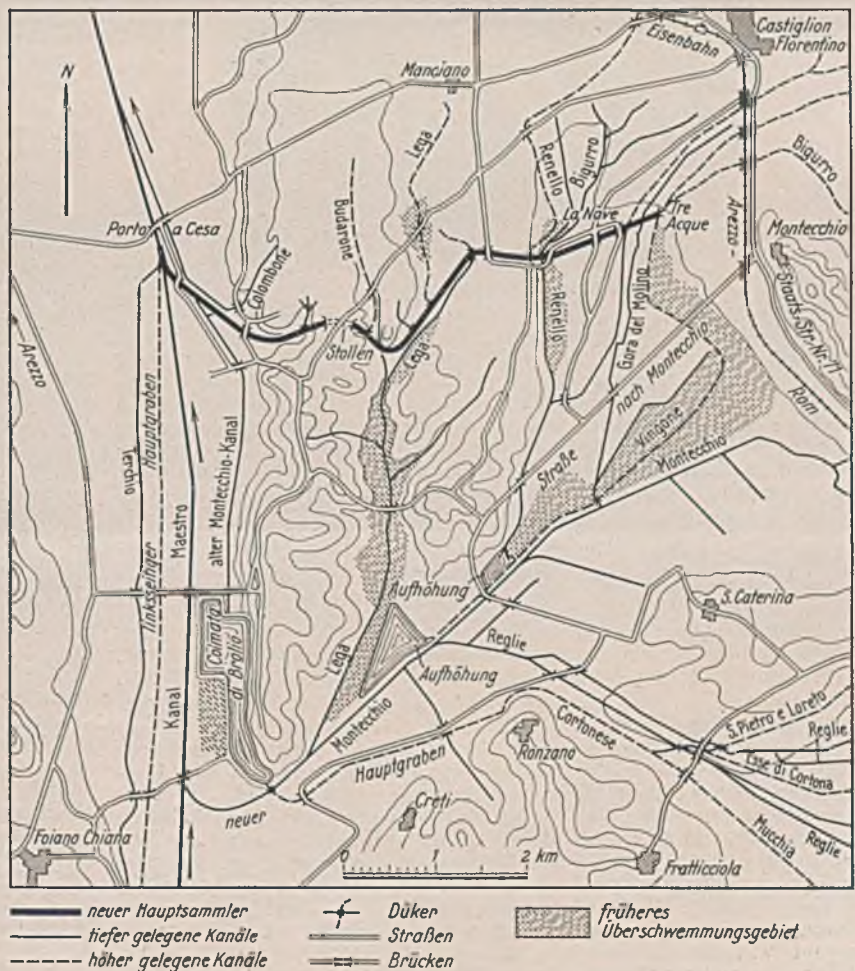


Abb. 1. Entwässerungsgebiet des Valdichiana.

¹⁾ Bautechn. 1941, Heft 36, S. 393.
²⁾ Bautechn. 1941, Heft 34/35, S. 364.

Renello, Lega und Budarone aufnimmt und südlich von Porto a Cesa dem Canale Maestro als Vorfluter zuführt. Diese Sturzbäche hatten in der Talebene die früher schon unter dem Kirchenstaate errichteten Schutzdämme bei Hochwasser überflutet, den ganzen Talboden überschwemmt und durch Geschiebeablagerungen der Bebauung entzogen. Die Versuche, durch Aufhöhung des Sumpfbodens (Kolmation) Abhilfe zu schaffen, waren erfolglos. Nur eine durchgreifende planvolle Entwässerung und Ableitung der zahlreichen Wasserläufe in den Canale Maestro konnte einen Dauererfolg sicherstellen. Zur Erreichung dieses Zieles sah der oben erwähnte Plan folgendes vor:

1. Ausbuh eines 7,223 km langen Hauptsammlers, davon 6 km mit Dämmen, Verbesserung der Wasserläufe des Renello, Vingone und Bigurro auf 3 km Länge; 2. Bau eines 530 m langen Stollens mit 43 m² Querschnittsfläche; 3. Bau von sechs Brücken, davon eine Straßenbrücke aus Eisenbetonbogen von 43 m Spannweite; 4. zwei Brücken in Mauerwerk am Beginn und Ende des großen Hauptsammlers; 5. zwei unter den Kanälen der tiefer gelegenen Gebiete hindurchführende Düker. Von den ausgeführten Bauwerken ist der Stollen durch den Brollo das beachtenswerteste (Abb. 2). Die dabei entstandenen Schwierigkeiten waren erheblich größer, als vorauszusehen war. Das überlagernde, wenig dichte Erdreich gab in erster Linie Anlaß zu der in Abb. 2 dargestellten starken Ausbildung des Stollenquerschnitts. Streckenweise mußte der Stollen zwischen stark bewehrten Betonstützmauern ausgeführt werden. Beim Ausbau des neuen Kanalbettes machten auch Erdbeben und Uferabbrüche besondere Schwierigkeiten. Infolge starken Druckwassers mußte die Sohle stellenweise bewehrt werden. Weitere Schwierigkeiten entstanden an der tiefsten Geländestelle, an der sich im Altertum ein Sumpf befand,

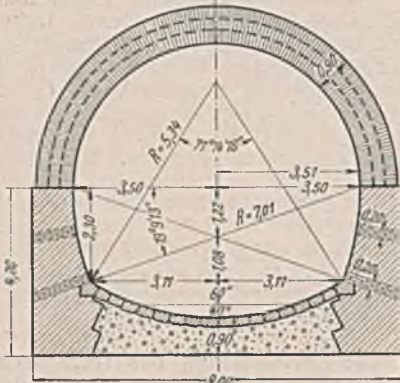


Abb. 2. Querschnitt des Stollens durch den Brollohügel.



Abb. 3. Stolleneingang.

durch eine mächtige Torfschicht, die sich bei der Bauausführung als weit mächtiger und ausgedehnter ergab, als man bei der Planung festgestellt hatte. Sie mußte auf eine Länge von 650 m besetzt und, soweit notwendig, durch Sandschüttung ersetzt werden, wozu 251 000 m³ Torf und 22 000 m³ Sand bewegt wurden. Infolge der Entwässerung mußten im Umkreise von 3 km sämtliche Brunnen der bäuerlichen Siedlungen entsprechend vertieft werden. Die Ausführung der Entwässerung erforderte 500 000 Arbeitstage und einen Kostenaufwand von 18,4 Mill. Lire (Ann. Lav. Pubb., November 1940, S. 942 bis 946).

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

Bücherschau.

Dr. C. Kloucek: Das Prinzip der fortgeleiteten Verformung als Weg zur Ausschaltung der Unbekannten aus dem Formänderungsverfahren. 391 S., 167 Abb. Berlin 1941, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Preis geh. 18 RM.

In dem Buche wird bei der Berechnung mehrfach und auch hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke als Grundlage die Fortleitung der Verformung herangezogen, die die sonst beim Drehwinkelverfahren nötige Auflösung vieler Elastizitätsgleichungen und die aus dem Festpunktverfahren bekannte Fortleitung der Biegemomente ersetzt. Vorerst wird die ursprüngliche Verformung des belasteten und festgehaltenen Knotens bestimmt und dann die daraus folgende Weiterleitung der Verformung bis zu den benachbarten Knoten, für die einfache, gesetzmäßige Beziehungen abgeleitet werden. Hierbei erforderliche Beiwerte werden als Kettenbrüche entwickelt, die das Abklingen der Formänderungen in weiteren Bereichen zweckmäßig zum Ausdruck bringen. Der Rechnungsvorgang wird für die einzelnen Belastungsabschnitte wiederholt, wobei die an der gleichen Stelle auftretenden Verformungen nach dem Überlagerungsgesetz zusammengesetzt sind, um die Gesamtverformung zu

erhalten. Diese Endergebnisse decken sich mit den sonst durch Auflösung der Drehwinkelgleichungen erhaltenen Werten. Dabei ist es möglich, die Weiterleitung einzelner Verformungen zu verfolgen. Es kann auch die Zahl der Drehwinkel in der Rechnung eingeschränkt werden. Die Weiterleitung kann bei schon geringem Einflusse der Verformungen beliebig abgebrochen und damit der Rechnungsgang verkürzt werden, was für Näherlösungen in Betracht kommt, wobei der begangene Fehler sehr gering sein kann, wie durchgerechnete Beispiele zeigen. Waagerechte Knotenpunktverschiebungen werden nicht berücksichtigt.

Das Verfahren ist eine neue Lösung des Formänderungsverfahrens. Der Inhalt des Buches gliedert sich 1. in die Einleitung, 2. in die strenge Verfolgung des Formänderungsverlaufs, wobei auch die Umwandlung der geometrischen Reihen in geschlossene Ausdrücke und der Zusammenhang der Ergebnisse mit den Drehwinkelgleichungen gezeigt wird, 3. in die praktische Ausnutzung der abgeleiteten Beziehungen mit dem Nachweis des Ungenauigkeitsgrades bei abgekürztem Rechnen und beim Nachprüfen der Rechnung. In den Abschnitten 4 bis 7 werden Durchlaufträger, Mehrfeldrahmen, geschlossene Rahmen und Stockwerkrahmen mit zahlreichen Beispielen behandelt, die die verschiedenen Anwendungen der Rechenverfahren klarlegen.

Das Buch ist eine für den Ingenieur wichtige Neuerscheinung, da das dargelegte Verfahren die bei mehrfach statisch unbestimmten Tragwerken des Stahlbeton- und Stahlbaues sonst erforderliche Rechenarbeit wesentlich abkürzt. Es kann auch Studierenden warm empfohlen werden.

Dr. Hawranek.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Generalinspektor für Wasser und Energie. Wasserwirtschaftsverwaltung. Ernann: Regierungsbaurat Hofmeyer, Zichenau, zum Oberregierungs- und -baurat; Regierungsbaurat Fath, Stettin, zum Oberbaurat; die Regierungsbauräte Scherer, Berlin, Voß, Schleswig, Hinrichsen, Lübeck, und Herbst, Zichenau, zu Regierungs- und Bauräten.

Versetzt: Oberregierungs- und -baurat Matz vom Regierungspräsidenten in Königsberg zum Oberpräsidenten daselbst.

Reichswasserstraßenverwaltung. Übernommen: die Bauassessoren Abel beim Wasserstraßenamt Schweinfurt, A. Wagner, z. Z. beurlaubt, Loheide bei der Wasserstraßendirektion Potsdam, Honroth beim Wasserstraßenamt Waren i. M., Weis beim Hafenamt Regensburg als Regierungsbaupräsidenten; — die Assessoren des Vermessungsdienstes Kullman beim Wasserstraßenbauamt Münster, Pohl beim Wasserstraßenbauamt Braunschweig, Sander beim Wasserstraßenamt Emden, Hein bei der Wasserstraßendirektion Münster, Plötze beim Wasserstraßenbauamt Halle a. d. S. als Regierungsvermessungsassessoren.

Versetzt: Oberregierungsbaupräsident Nesper vom Wasserwirtschaftsamt Feldkirch in Bregenz unter Übernahme in die Reichswasserstraßenverwaltung an die Wasserstraßendirektion Wien; — Regierungs- und Baurat Bodenschatz vom Wasserstraßenbauamt Braunschweig an die neuerrichtete Wasserstraßenbauverwaltung Nürnberg als Leiter; — die Bauamtsdirektoren Haubmann vom Wasserstraßenamt Regensburg und Pickl vom Wasserstraßenamt Nürnberg-Süd, Regierungs- und Baurat Rütjerodt vom Wasserstraßenamt II Magdeburg, Regierungsbaupräsident Colbus vom Wasserstraßenbauamt Braunschweig sämtlich an die Wasserstraßenbauverwaltung Nürnberg; — die Regierungsbaupräsidenten Braß vom Hafen- und Flußbauamt Nürnberg an das Wasserstraßenamt Nürnberg-Süd als Vorstand, Gährs, bisher beurlaubt, an das Wasserstraßenamt Nürnberg-Nord als Vorstand, Sunckel, bisher beurlaubt, an das Wasserstraßenamt Nürnberg-Süd, Leibler vom Wasserstraßenamt Mainz an das Wasserstraßenamt Regensburg als Vorstand, Roloff vom Wasserstraßenbauamt Eschwege an das Wasserstraßenamt II in Magdeburg als Vorstand, Rütther vom Wasserstraßenmaschinenamt Regensburg an das Wasserstraßenamt Meppen, Neumann vom Wasserstraßenamt Wesel unter Aufhebung der Abordnung nach Orsova (Rumänien) an die Wasserstraßendirektion Königsberg (Pr.), Lossier vom Wasserstraßenamt Stolpmünde an die Wasserstraßendirektion Stettin.

Abgeordnet: Die Regierungsbauräte Schroeder vom Wasserstraßenamt Rostock an das Wasserstraßenamt Landsberg a. d. W., Raetsch von der Wasserstraßendirektion Koblenz nach Orsova (Rumänien), H. Zimmermann vom Wasserstraßenamt Driesen an die Regierung des Generalgouverneurs, Abt. Wasserstraßen, in Krakau, Gerstenberger vom Wasserstraßenbauamt Leipzig an die Wehrmachtverkehrsdirektion, Abt. Wasserstraßen, in Paris, Schoppe vom Wasserstraßenbauamt Troppau an die Wehrmachtverkehrsdirektion, Abt. Wasserstraßen, in Paris, Gährs vom Wasserstraßenamt Nürnberg-Nord an die Wehrmachtverkehrsdirektion, Abt. Wasserstraßen, in Brüssel mit dem Sitz in Lüttich.

Ausgeschlossen: Regierungs- und Baurat Detig vom Wasserstraßenamt Meppen infolge Ernennung zum ordentlichen Professor an der Technischen Hochschule Darmstadt, Regierungsbaurat F. Schmidt vom Wasserstraßenamt Rheine auf eigenen Antrag.

INHALT: Die Grundwassersenkung beim Bau des Masttunnels in Rotterdam. — Grundsätzliches über Modellmessungen der Formänderungen und Spannungen von verankerten Hängebrücken. (Schluß des Abschnittes III.) — Vermischtes: Tagung des Arbeitsringes Zement. — Die Bautechnische Auskunftsstelle (B. A.). — Die Entwässerung des toskanischen Valdichiana. — Bücherschau. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.