

# DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 22. Juli 1932

Heft 32

## Das selbsttätige Schmutzwasserpumpwerk in der Kanalisation der Stadt Uelzen.

Alle Rechte vorbehalten

Von Stadtbaurat Schmah, Regierungsbaumeister a. D. in Uelzen/Hann.

Das Schmutzwasserpumpwerk der Stadt Uelzen hat drei getrennte Zuleitungen entsprechend den verschiedenen entwässerten Flächen.<sup>1)</sup> Von der Flußseite her kommt der Schmutzwasserkanal der 2,6 ha großen Fläche westlich des Flusses. Von der Fläche östlich des Flusses hat ein Siedlungsgebiet mit 15,5 ha eine Sonderbehandlung erfahren, insofern vorhandene Mischwasserkanäle verwendet wurden. Ihre Höhenlage war so ungünstig, daß die unmittelbare Ableitung zum Hauptsammler eine längere Leitung im Gefälle von 1:1000 erfordert hätte. Bei den geringen Schmutzwassermengen hätte dieser Kanal bei Trockenwetter als Kläranlage gewirkt und wäre im Betrieb nicht reinzuhalten gewesen. Deshalb wurde er im Gefälle 1:200 zum Pumpwerk geführt, erhielt aber außerdem eine Verbindung zum Notauslaß. Die unmittelbare Verbindung zum Pumpwerk von 350 mm Durchm. ist durch einen Schieber regelbar. Bei Regenwetter soll sich hier ein Aufstau bilden. Der Zuleitungskanal ist mit 60 cm Durchm. so gewählt, daß er bei Regenwetter mit ausreichender Geschwindigkeit beim Gefälle 1:1000 unmittelbar in den Nebensammler entwässert. Gegen Rückstau vom Notauslaß ist die Leitung durch eine selbsttätige Klappe gesichert. Diese Anordnung erspart die Pumparbeit für die größeren Regenwassermengen. Die dritte Zuleitung ist ein reiner Schmutzwasserkanal und entwässert die Restfläche von 41,9 ha. Dieser Kanal wurde getrennt von dem des zweiten Gebiets geführt, um jeden Rückstau von dieser Seite her auszuschließen. Die gesamte, durch das Pumpwerk entwässerte Fläche beträgt 60 ha. Die zum Abfluß kommenden Wassermengen errechnen sich wie folgt:

Art des Wassers	Wassermengen	
	zur Zeit sl	bei vollem Ausbau künftig sl
1. Schmutzwasser bei 1. M. 100 l/Kopf/Tag zur Zeit 2000 Einwohner . . . . . künftig 7350 Einwohner . . . . . (max. 2,78 sl/1000 Einwohner)	5,56	20,40
2. Zuschlag für eindringendes Regenwasser 0,4 sl/ha jetzt 30 ha 0,4 . . . . . künftig 60 ha 0,4 . . . . .	12,00	24,00
3. Zuschlag für eindringendes Grundwasser 3 sl auf 1000 m Kanal jetzt 3000 lfdm . . . . . künftig 5000 lfdm . . . . .	9,00	15,00
	26,56	59,40

Unter 2. der Tabelle sind die mit oder ohne Genehmigung in die Schmutzwasserkanäle eingeleiteten Regenwassermengen geschätzt. Erfahrungsgemäß läßt sich bei keinem Trennsystem der Zufluß von Regenwasser ganz verhindern. Auch ist in dieser Menge der Regenabfluß aus dem Siedlungsgebiet enthalten. Die Starkregen fließen, wie oben erwähnt, direkt zum Nebensammler.

Unter 3. sind die Grundwassermengen eingesetzt, die durch die Kanäle sowohl in den Leitungen als auch in den Schächten immer zutreten. Die Menge ist natürlich stark wechselnd. Es wird sich aber nie ganz vermeiden lassen, daß solches Wasser eindringt. Einen Anhalt für die Menge, die durch undichte Leitungen eintreten kann, geben Versuche, die ich unter ungünstigen Verhältnissen mit Steinzeugrohren anstellte<sup>2)</sup>. Danach kann die bei 1 m Wasserüberdruck täglich durch eine Muffe durchtretende Wassermenge etwa 120 l betragen, entsprechend etwa 1,35 sl auf 1000 m Kanal von 25 cm Durchm. Im praktischen Betriebe habe ich auf 1000 m Kanal von 25 cm Durchm. bei etwa 2 m Grundwasserüberdruck eintretende Grundwassermengen gemessen, die zwischen 0,5 und 8 sl schwankten.

Die von mir bei der Planung des Pumpwerks 1911 eingesetzten Grundwassermengen von 3 sl auf 1000 m Kanal von 25 cm Durchm. dürften eine Menge darstellen, mit der man vorsichtigerweise rechnen muß.

<sup>1)</sup> Die Notwendigkeit eines Schmutzwasserhebewerks und seine Anordnung im Lageplan habe ich in Bautechn. 1932, Heft 8 behandelt.

<sup>2)</sup> Gesund.-Ing. 1931, Nr. 27.

Höchstens ergab sich als Zufluß zum Pumpwerk eine Wassermenge, die von zur Zeit etwa 26,5 sl bei vollem Ausbau auf 60 sl ansteigen würde. Bei Trockenwetter wird der Zufluß etwas über der Hälfte dieser Werte liegen. Die Beschaffenheit des Abwassers dürfte die normale sein. Es war also mit der Anwesenheit sowohl von Fasern als auch Sinkstoffen und groben Sperrstoffen zu rechnen. Grundsätzlich sollen alle diese Stoffe nicht im Pumpwerk zurückgehalten werden. Die Beseitigung größerer Mengen Schmutzstoffe in einer bebauten Gegend ist immer unerwünscht. Ich entschied mich für Kreiselpumpen, die wenig Raum beanspruchen und auch die Förderung fast aller anfallenden Schmutzstoffe gewährleisten. Nur Stoffe, die Abmessungen über 30 mm haben, sollen zurückgehalten werden. Ihre Menge ist so gering, daß besondere Einrichtungen zu ihrer Zerkleinerung nicht lohnen. Die Beseitigung etwa alle 3 bis 4 Wochen mit Handkarren ist wirtschaftlicher.

Es wurden Pumpen gewählt, deren Kreislräder radial 46 mm, axial 42 mm geringste lichte Weite haben. Diese Pumpen haben einseitigen Wasserzutritt und ein offenes Laufrad, das im übrigen so konstruiert ist, daß ein Festsetzen von Faserstoffen in den Pumpen nicht möglich ist. Die äußere Ausrüstung mit Handlöchern sowie der ganze Aufbau der Maschinen, die von der Firma Borsig, Berlin, geliefert wurden, ist für die Förderung grobe Stoffe enthaltenden Kanalschmutzwassers eingerichtet. Bei dieser Weite der Kreislräder ergaben sich die aus Abb. 1 ersichtlichen Leistungen. Es wurde der Platz für drei Maschinen vorgesehen, von denen zunächst zwei aufgestellt wurden. Bei der großen Leistung der Maschinen von 1. M. 270 m<sup>3</sup> stündlich wird der rd. 35 m<sup>3</sup> Schmutzwasser enthaltende Sammelbehälter in etwa 10 Minuten entleert.

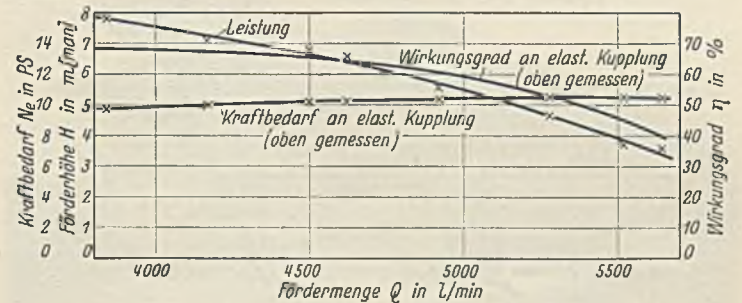


Abb. 1. Lüftungsdiagramm der Pumpen.

Auf keinen Fall durfte es im Betrieb eintreten, daß zwar die Pumpen tadellos selbsttätig arbeiten, zur Reinhaltung des Rechens aber eine ständige Bedienung nötig war. Deshalb in erster Linie waren die Pumpen übergroß gewählt worden, damit die Stabweite des Rechens möglichst groß, nämlich 30 mm, gewählt werden konnte. Eine empfindliche mechanische Reinigungsanlage für den Rechen kam nicht in Frage. Vielmehr wurde dem festen Rechen die aus der Abb. 3 ersichtliche Korbform gegeben. Diese gestattet eine verhältnismäßig große Rechenfläche so einzubauen, daß sie den größten Teil der Betriebszeit unter Wasser liegt. Hierdurch wird erreicht, daß sie sich selbsttätig freihält, weil besonders Papierfetzen und ähnliche Stoffe mit dem Wasserstrom zwischen den Stäben abfließen und nicht den Rechen verstopfen. Zum Zwecke der Reinigung ist der Rechenkorb, der in eingemauerten Differdinger I NP 12 geführt wird, durch ein im Maschinenraum angebrachtes Windwerk über die Straßenfläche hochzuziehen. Während der Reinigungszeit von etwa einer Stunde wird der Zufluß zum Pumpwerk abgesperrt. Daß diese Erwägungen richtig waren, hat der Betrieb ergeben. Der Rechenkorb wurde während eines Zeitraumes von vier Wochen in keiner Weise gewartet, ohne daß sich Verstopfungen zeigten. Nach Ablauf dieser Zeit mußten Rückstände von etwa 20 bis 40 l Menge entfernt werden. Das Säubern des Rechens geschieht normal mittels einer Abspritzpumpe, die mit 6 atü arbeitet. Diese Pumpe soll dazu dienen, auf dem Rechen abgelagerte Stoffe, die größer als 30 mm sind, alle 8 Tage etwa zu zertrümmern. Zur Vermeidung von Ablagerungen im Schmutzwasserbehälter wurde seine Sohle trichterförmig mit Neigungen von mindestens 30° ausgebildet. Es ist also im normalen Betrieb ein Besteigen des Schmutzwasserbehälters zum Entfernen von Sinkstoffen und von Rechengut nicht erforderlich.



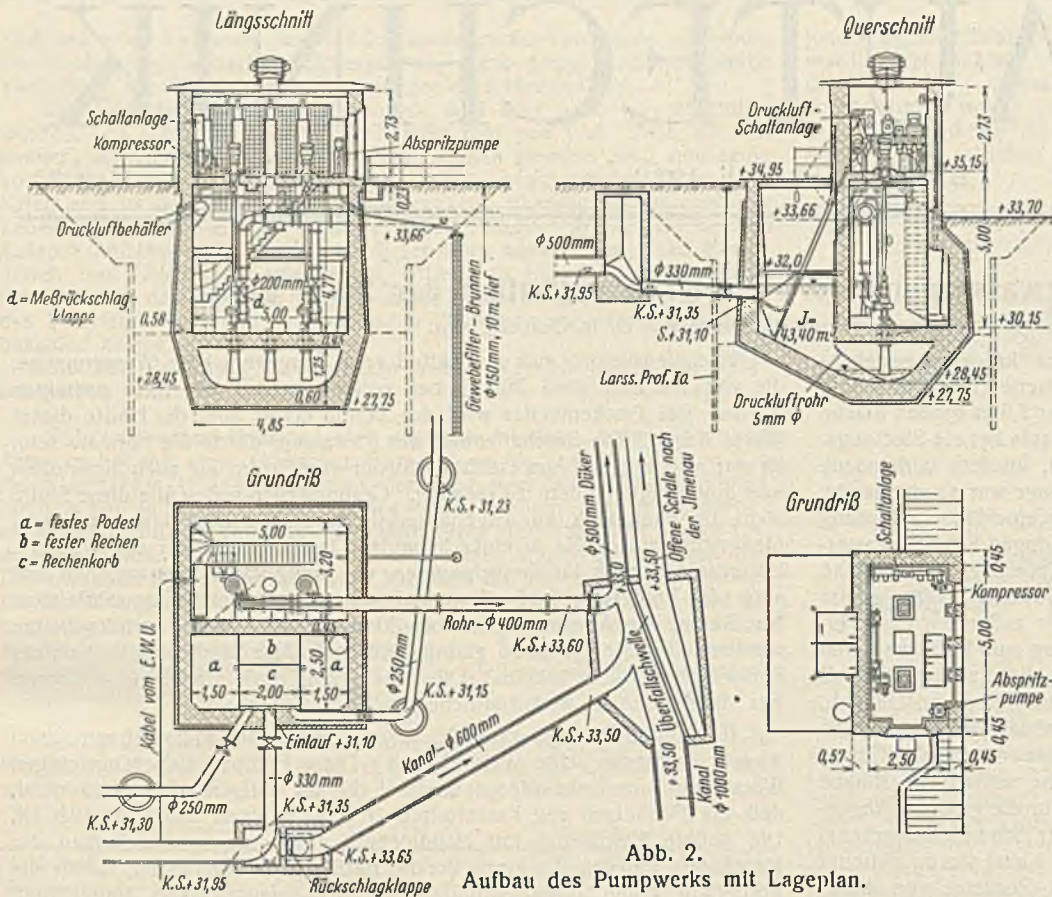


Abb. 2. Aufbau des Pumpwerks mit Lageplan.

spricht und dessen Stärke in einem Schauglase kontrolliert werden kann. Mit Schwachstrom betriebene Kontaktmanometer schalten vermittels besonderer Quecksilberrelais die Pumpen ein und aus. Diese selbsttätige Schaltung der Maschinen hat sich als sehr betriebssicher er-

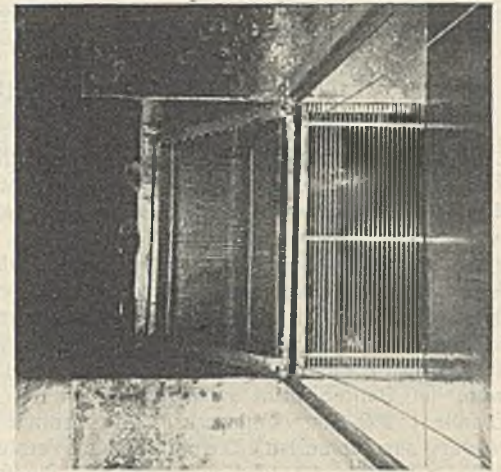


Abb. 4. Aufsicht auf die Rechenanlage senkrecht von oben.

wiesen. Die Genauigkeit, mit der der höchste und niedrigste Wasserstand eingehalten wird, ist sehr groß. Die Schwankungen betragen nur einige Zentimeter. Da das Pumpwerk nur alle vier Wochen zur Kontrolle betreten wird, mußte eine mit Ruhestrom arbeitende Alarmanlage eingebaut werden, die im Rathaus ein optisches und akustisches Signal gibt, wenn die Druckluftanlage nicht arbeitet oder die Kontaktmanometer bzw. Pumpen versagen, oder wenn der Strom weggeblieben ist.

Abb. 2 zeigt den Gesamtaufbau des Pumpwerks, Abb. 3 stellt den Rechenkorb mit seinem Aufzug im oberen Maschinenraum dar. Abb. 4 gibt eine Aufsicht auf den Rechenkorb vom Gelände aus. Man erkennt die Differdinger I NP 12, in denen der Rechenkorb rollt, und die Aufzugseile. In Höhe des Podestes liegt der feste Rechen. Auch die drei Zulaufkanäle sind zu erkennen. Abb. 5 ist eine Aufnahme des Rechenkorbes von der Sohle des Pumpensumpfes aus. Man sieht die dreieckigen Seitenbleche.

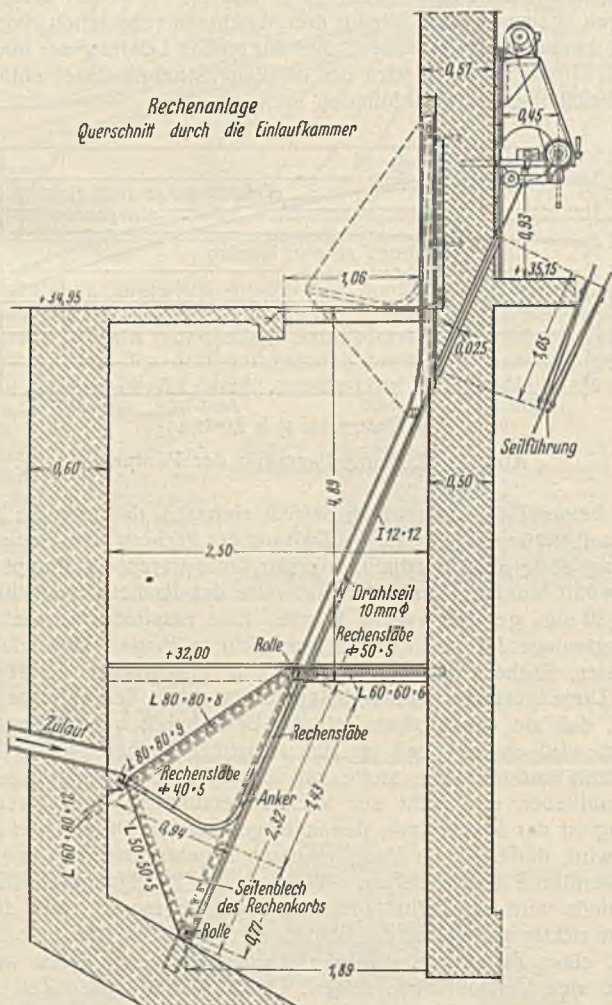


Abb. 3. Querschnitt der Rechenanlage.

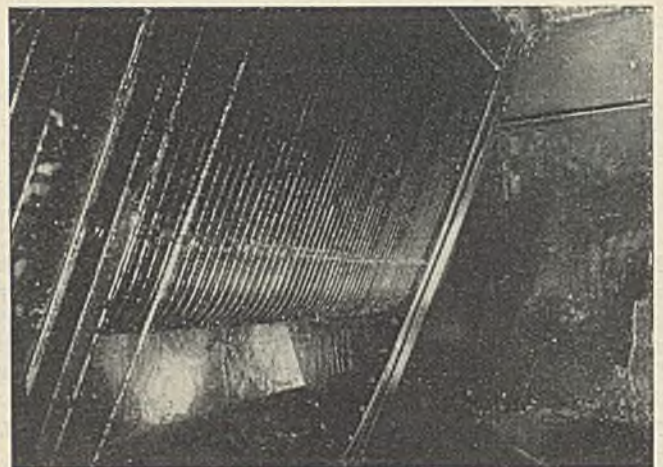


Abb. 5. Rechenkorb von unten gesehen.

Das Bauwerk wurde unter Grundwassersenkung in Eisenbeton ausgeführt. Das Grundwasser wurde mit drei Taschenfilterbrunnen um 6,20 m abgesenkt.<sup>3)</sup> Die Baugrube war im oberen Teil abgeboischt, im unteren Teil durch Spundwände aus Larsseneisen, Profil Ia, abgesteift. Die Eisen wurden mit der Dampftramme gerammt. Abb. 6 zeigt eine Ansicht des Pumpensumpfes in dem Baustadium, wo auf einer abgeputzten äußeren Ziegelflachsicht die Isolierung mittels Jute und Asphalt aufgebracht wird. Oberhalb der Spundwand sieht man die Baugruben und die Leitungen zweier Grundwasserabsenkungsbrunnen. Abb. 7 zeigt die Bewehrung des Pumpensumpfes. Das Bauwerk wurde statisch so berechnet, daß es bei

Der Behälter enthält auch keinerlei bewegliche Teile, die in Unordnung geraten können. Selbst die sonst zur Einschaltung der Pumpen erforderlichen Schwimmer wurden vermieden und durch ein fest eingebautes, starkwandiges Kupferrohr von 5 mm Durchm. ersetzt. Durch dieses fließt dauernd ein schwacher Luftstrom, dessen Druck dem Wasserstande ent-

<sup>3)</sup> Vergl. Schmah, Ein einfaches graphisches Verfahren zur Berechnung von Grundwassersenkungsanlagen usw. Gesund.-Ing. 1932, Nr. 17 bis 19, S. 210.





Abb. 6. Äußere Isolierung des Pumpensumpfes.

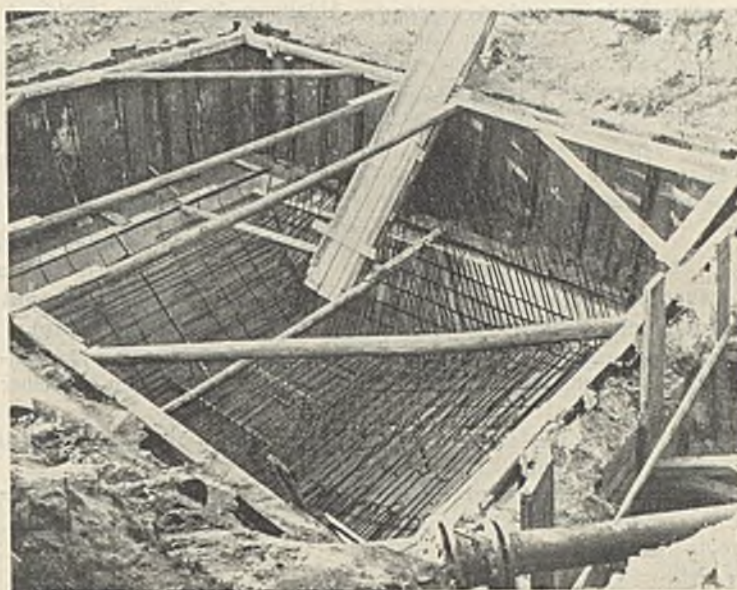


Abb. 7. Bewehrung des Pumpensumpfes.

völlig entleertem Pumpensumpf dem äußeren Wasserdruck standhält und auch so schwer ist, daß es durch den von unten nach oben wirkenden Wasserdruck nicht bewegt wird. Der Beton wurde aus Wesergrobkies und Kiessand aus der Baugrube gemischt. Die Mischung sollte sich nicht nur in bezug auf Korngröße möglichst der Fullerkurve anpassen, sondern auch einen Mindestbetrag an Porenvolumen aufweisen. Es ergab sich, daß eine Mischung von

4	T. Weserkies	und	6	T. Kiessand	23,0 %	Porenvolumen
5	"	"	5	"	18,7 %	"
5 1/2	"	"	4 1/2	"	21,0 %	"

hatte. Die aus dem Absieben sich ergebenden Kurven der Kornzusammensetzung sind in Abb. 8 dargestellt. Die Mischung von gleichen Teilen Wesergrobkies und Baugrubenkiessand ergab das geringste Porenvolumen. Sie wurde der Ausführung zugrunde gelegt. Der Baugrubensand hatte ein Porenvolumen von 28 %. Der Beton sollte möglichst wasserdicht werden. Gegen äußeren Wasserdruck war allerdings eine Asphaltisolation vorgesehen. Indessen war die Pumpenkammer gegen den Schmutzwassersammelraum nicht besonders abgedichtet. Hier mußte der Beton zusammen mit dem Putz die Abdichtung bewirken. Deshalb wurden die

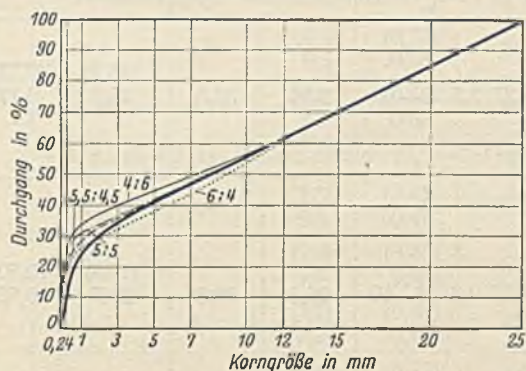


Abb. 8. Siebkurven.

Betonarbeiten so ausgeführt, daß Sohle und Wände der Pumpenkammer bis 2 m über Sohle in einem Arbeitsgang geschüttet wurden. Da Sohle und Wände ziemlich starke Eiseneinlagen enthielten, mußte der Beton reichlich weich angemacht werden, entsprechend einem Setzmaß von 6 bis 8 cm, gleich etwa 9 % Wasser. Es wird zur Erzielung wasserdichten Betons ausreichend angesehen, wenn die Kittmasse, bestehend aus Zement und Wasser, mindestens das 1,7fache der Hohlräume beträgt. Um dieser Forderung nachzukommen, mußten 325 kg Zement auf 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton verwendet werden. Das Gewicht eines Liters Zement wurde mit 1,216 kg festgestellt. 1 l Wasser und 1 l eingerüttelter Zement ergeben 1,43 l Zementbrei. 325 kg Zement entsprechen 325 : 1,216 = 266 l. Mit derselben Wassermenge vermischt ergeben diese 266 · 1,43 = 380 l Zementbrei. Bei 9 % Wasserzusatz und 2400 kg Gewicht von 1 m<sup>3</sup> fertigen Betons hätte die Mischung aber nur 216 l, also 50 l weniger Wasser enthalten. In 1 m<sup>3</sup> stehen also 380 — 50 = 330 l Zementbrei zum Füllen von 187 l Poren zur Verfügung, also das 1,75fache. Diese Art der Beurteilung kann indessen nicht ganz richtig sein, weil dann z. B. bei geringerem Wasserzusatz entsprechend etwa 2,5 cm Setzmaß und 7,5 % Wasserzusatz die Kittmasse nur das 1,5fache des Porenvolumens haben würde. Nach obiger Regel mußte der Beton dann undicht sein. Es wurde deshalb noch überlegt, wie bei der vorgesehenen Mischung das Verhältnis der reinen Zementmasse zu dem Porenvolumen sich stellen würde. Bei einem spez. Gewicht von erhärtetem Portlandzement von etwa 2,7 entsprechen die 325 kg etwa 120 l. Dazu kommen etwa 25 bis 30 % Abbindewasser, so daß die feste

Zementmasse 150 bis 155 l beträgt. In 1 m<sup>3</sup> Beton fehlen zum Füllen der Poren von 187 l also 32 bis 37 l. Wird die Zementmasse nur auf den Sandanteil bezogen, also auf 500 l Sand, die 500 · 0,28 = 140 l Poren enthalten, dann ergibt sich, daß sie zur Füllung der Poren des Mörtels ausreichen würde. Der tatsächlich vorhandene gebundene Wassergehalt würde über die Füllung der Poren hinaus zur Umhüllung der einzelnen Körner ausreichen. Somit müßte die Betonmischung nahezu wasserdicht werden, da es auf die Mörtelzusammensetzung in diesem doch wesentlich ankommt. Das fertiggestellte Bauwerk hat sich im wesentlichen als dicht erwiesen. Nur die Durchführung der Saugleitungen durch die Sohle gab

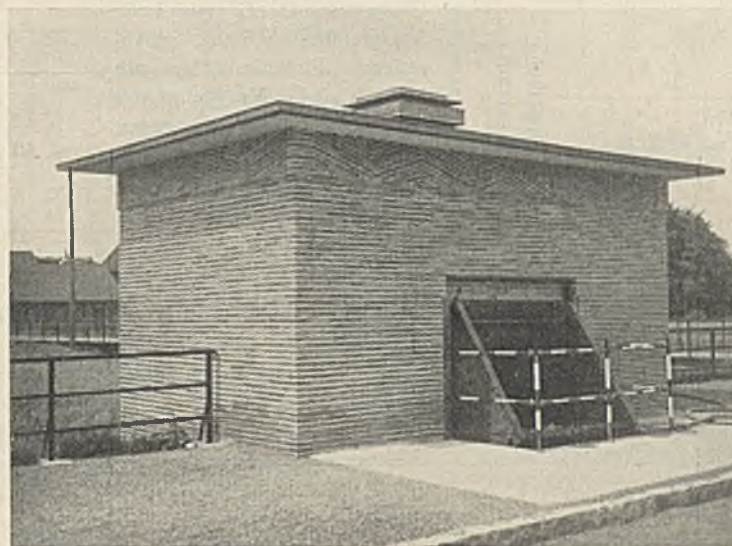


Abb. 9. Außenansicht mit hochgezogenem Rechenkorb.

zu Nacharbeiten Anlaß. Die Verbindung zwischen Eisenrohr und Beton war in bekannter Weise mit Einmuerflanschen und mit Igaskitt abgedichtet worden und hielt auch dicht. Nur der frische Beton hielt an dem alten nicht dicht. Hier mußten einige unbedeutende kleine Sickerungen nachträglich gedichtet werden.

Der Pumpensumpf ist gegen die untere Pumpenkammer völlig wasserdicht abgeschlossen. Auch das Eintreten von Dünsten ist kaum möglich, da die Luft nur an der Durchführung der Aufzugseile durch die Zwischenwand treten kann. Zur Vorsicht wurde eine Entlüftung vorgesehen. Diese wirkt durch einen auf dem Dach angebrachten Lüftungsaufsatz. Die Zuführung frischer Luft geschieht durch Rohre, die in den Zwischenpfeilern der Fenster liegen und nach dem unteren Pumpenraum führen. Der obere Maschinenraum ist mit der unteren Pumpenkammer durch eine Eisenbetontreppe verbunden, deren Zugang in der oberen Podesthöhe durch eine eiserne Klappe, die gleichzeitig als Geländer dient, abgeschlossen ist. Da der obere Maschinenraum in Straßenhöhe liegt, mußten seine Abmessungen möglichst eingeschränkt werden. Die inneren Abmessungen mit 2,5 · 5 m haben aber zum Unterbringen der Maschinen voll ausgereicht. Der über Tage liegende Teil des in Klinkern hergestellten



Bauwerks wurde besonders gegen die Ableitung der Wärme gesichert. Die eineinhalb Stein starken Wände erhielten Hohlschichten, die Decke wurde mit einer Luftschicht und mit Heraklithplatten isoliert. Die eiserne Tür erhielt eine innere Isolierung, die von der Luxfer-Prismen-Gesellschaft gelieferten festen Fenster sind aus einzelnen Glaskörpern mit innerem

Lufthohlraum gebildet. Abb. 9 zeigt die äußere Ansicht des Bauwerkes mit hochgezogenem Rechenkorb.

Das ganze Bauwerk einschl. der Anschlüsse der Schmutzwasserleitung und der Grundwassersenkung, sowie sämtlicher Maschinen, Schaltanlagen usw. hat 58 212,68 RM gekostet.

Alle Rechte vorbehalten.

### Dauerversuche mit Schweißverbindungen.

Von Otto Graf, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart.

(Schluß aus Heft 30.)

#### 2. Dauerzugfestigkeit $D_{zu}$ von Körpern nach Abb. 7 (Flacheisen mit Flankenkehlnähten; normengemäße Abmessungen der Nähte).

Es seien zunächst die Körper nach Abb. 7, die normengemäße Flankenkehlnähte besaßen, herangezogen. Es sind dies die Körper mit einer

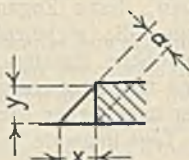
Raupenlänge von 60 mm. Die Schweißung ist in gleicher Weise vorgenommen worden wie bei den Versuchen unter Ziffer 1, wie ein Vergleich der Angaben der Zusammenstellung 2 mit denen in der Zusammenstellung 1 erkennen läßt.

#### Zusammenstellung 2. Zugversuche mit Probekörpern

Festigkeitseigenschaften der Flacheisen 40 × 10 (Zugversuche nach DIN 1605, lange Proportionalstäbe); Zugfestigkeit der Flacheisen 70 × 16, ermittelt durch Kugeldruckversuche nach

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Reihe	Her-gestellt durch	Schweiß-art	Angaben über die Herstellung der Schweißverbindungen	An-schluß-länge der Laschen $l$ <small>(Dicke der Schweiß-nähte <math>a =</math> rd. 7 mm)</small> mm	Bezeichnung der Probekörper	Gewöhnliche Zugversuche			Ver-hält-nis $\frac{\max \rho}{\max \sigma}$	Bemerkungen
						Zug-anstren-gung der Laschen an der Streck-grenze $\sigma_S$ kg/mm <sup>2</sup>	Zug-anstren-gung der Laschen $\max \sigma$ kg/mm <sup>2</sup>	Scher-anstren-gung der Schweiß-nähte $\max \rho$ kg/mm <sup>2</sup>		
IV a (6441 b)	Werk G	Gasschmelzschweißung; Azetylen-Sauerstoff	Gasgemisch $O_2 : C_2 H_2 = 1 : 1$ ; Azetylendruck 0,5 atü; galvanisierte Flußeisenstäbe mit 0,05% C, 0,4% Mn, Spuren von Si, < 0,03% P und S, bezogen von „Griesogen“, Griesheimer Autogen-Verkaufs G. m. b. H., Frankfurt a. M.-Griesheim. Rechtsschweißung in einer Lage; Schweißbrenner mit 750 bis 1250 l/h Azetylenverbrauch.	rd. 25	W 37. 2,3. 1—2	—	24,6	(28,9) 26,7	(1,17) 1,09	Schweißnähte gebrochen
				rd. 40	W 37. 2,3. 9—10	27,0	33,5	(25,2) 25,7	(0,75) 0,77	Laschen gebrochen; Bruchfläche grobkörniges Gefüge
				rd. 60	W 37. 2,3. 18—19	26,8	39,8	(19,8) 20,7	(0,50) 0,52	Laschen gebrochen
III a (6441 b)	Werk D	Lichtbogenschweißung; Gleichstrom	Gleichstrom mit 20 V Spannung und 150 Amp. Stromstärke; blanke Seelenelektroden Union KS 37 mit 4 mm Durchm.; Schweißung in 2 bis 3 Lagen	rd. 25	W 37. 2,3. 2—3	—	26,7	(34,3) 34,7	(1,28) 1,30	Schweißnähte gebrochen
				rd. 40	W 37. 2,3. 10—11	28,8	39,8	(29,2) 28,5	(0,73) 0,72	Schweißnähte gebrochen
				rd. 60	W 37. 2,3. 19—20	28,0	41,2	(20,8) 20,4	(0,50) 0,50	Laschen gebrochen

\*) Wenn Schweißnähte gebrochen, dann mit Scherquerschnitt der gebrochenen Schweißnähte berechnet, im übrigen mit dem Querschnitt der Schweißverbindungshälfte mit den schwächsten Schweißnähten.



Bei Schweißnahtlänge  $l$  sind die Kraterenden nicht mitgerechnet. Bei den Zahlen in Klammer ist Schweißnahtlänge  $l' = l$  (Anschlußlänge der Laschen) gesetzt.

Bei den gasgeschweißten Nähten wurden vom Hersteller die Enden wegemeißelt.



Über die Ergebnisse der gewöhnlichen Zugversuche geben die Spalten 6 bis 11 der Zusammenstellung 2 Auskunft. Hiernach ist die in den Normen geforderte Widerstandsfähigkeit in allen Fällen überschritten worden.

Die Ergebnisse der Dauerzugversuche finden sich in den Spalten 12 bis 19 der Zusammenstellung 2. Hiernach wurde die Dauerzugfestigkeit  $D_{zu}$  mit Gasschmelzschweißung zu 14 kg/mm<sup>2</sup>, mit Lichtbogenschweißung zu 8 kg/mm<sup>2</sup>, also sehr verschieden groß ermittelt.

Die Werte der Lichtbogenschweißung mit 8 kg/mm<sup>2</sup> liegen nahe den Werten, die bei den früheren Versuchen mit Körpern gleicher Bauart festgestellt worden sind<sup>7)</sup>.

Abb. 8 enthält die Einzelwerte der Dauerversuche mit den Stäben nach Abb. 7 bei  $l = 60$  mm; der Linienzug  $G$  gilt für die Stücke mit Gasschmelzschweißung, der Linienzug  $L$  für die Stücke mit Lichtbogen-

Lehrreich ist weiter Abb. 9. Hiernach trat der Bruch stets im Flacheisen, nicht in der Schweißraupe auf; bei oftmals wiederholter Belastung brachen die Flacheisen immer am Eintritt in die Schweißstelle, wie schon bei den früheren Versuchen zu berichten war<sup>9)</sup>.

Werden die Dauerfestigkeiten der Stücke mit Flankenkehlnähten nach Abb. 7 (14 bzw. 8 kg/mm<sup>2</sup>) verglichen mit den Werten für die Stücke mit Stumpfnähten nach Abb. 1 (Höchstwert 16 kg/mm<sup>2</sup>, Kleinstwert 10 kg/mm<sup>2</sup>, vgl. Ziffer 1) so zeigt sich hier eine Überlegenheit der Stumpfnähte.

### 3. Dauerzugfestigkeit $D_{zu}$ von Körpern nach Abb. 7 mit kurzen Flankenkehlnähten.

Bei den unter Ziffer 2 besprochenen Versuchen mit Körpern nach Abb. 7 waren normengemäße Abmessungen der Nähte vorhanden; der

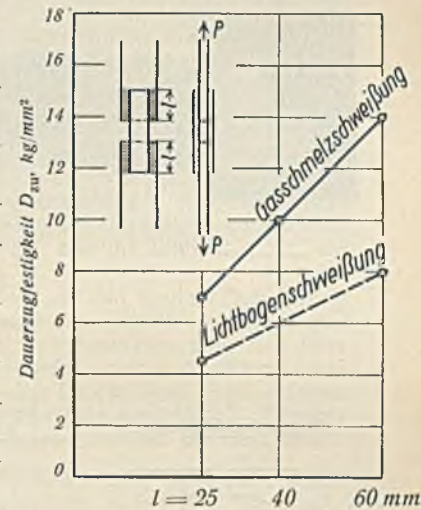
Bruch trat bei oftmals wiederholter Belastung immer im Flacheisen am Eintritt der Schweißung ein. Es war deshalb u. a. zu untersuchen, ob die Nähte verkürzt werden können. Dazu sind gleichzeitig mit den unter Ziffer 2 benutzten Körpern noch solche mit Nahtlängen von  $\frac{2}{3}$  und  $\frac{1}{10}$  der normengemäßen ausgeführt worden (vgl. die Zahlenreihen in Abb. 7, rechts, sowie in Zusammenstellung 2, Spalte 5).

aus St 37 nach Abb. 7.

$\sigma_s = 33,2$  kg/mm<sup>2</sup>;  $\sigma_B = 41,8$  kg/mm<sup>2</sup>;  $\delta_{10} = 28$  %;  $\varphi = 62$  %.

DIN 1605:  $\sigma_B = 49$  kg/mm<sup>2</sup> ( $H_n = 137$  kg/mm<sup>2</sup>).

Bezeichnung der Probekörper	Rechnungsmäßige Zuganstrengung der Laschen an der unteren Belastungsgrenze		Rechnungsmäßige Scheranstrengung der Schweißnähte an der oberen Belastungsgrenze		Verhältnis $\frac{\rho_u}{\rho_o}$	Zahl der Lastwechsel bis zum Bruch bzw. bis zum Ende des Versuchs	Bemerkungen	Dauerzugversuch $\sigma_o$ Gewöhnlicher Zugversuch max $\sigma$
	$\sigma_{zu}$	$\sigma_o$	$\rho_u$ <sup>1)</sup>	$\rho_o$ <sup>1)</sup>				
	kg/mm <sup>2</sup>	kg/mm <sup>2</sup>	kg/mm <sup>2</sup>	kg/mm <sup>2</sup>				
Dauerzugversuche, $n = rd. 350$ Lastwechsel/min								
W 37. 3. 26—29	0,5	20,0	0,5	(20,6) 19,6	(1,03) 0,98	1 000	Schweißnähte gebrochen	0,81
W 37. 2. 3. 3—4	0,5	12,0	0,5	(14,3) 12,6	(1,19) 1,05	174 300	Schweißnähte gebrochen, an Laschen Risse	0,49
W 37. 4. 6. 7—8	0,5	8,0	0,5	(9,2) 8,1	(1,15) 1,01	1 321 900	Laschen gebrochen	0,33
Dauerfestigkeit wahrscheinlich $D_{zu} = 7$ kg/mm <sup>2</sup>								
W 37. 1. 9—12	0,5	14,0	0,3	(10,3) 9,5	(0,74) 0,68	564 600	Laschen gebrochen	0,42
W 37. 4. 6. 9—10	0,5	12,0	0,3	(8,3) 7,8	(0,69) 0,65	987 900	Laschen gebrochen	0,36
Dauerfestigkeit wahrscheinlich $D_{zu} = 10$ kg/mm <sup>2</sup>								
W 37. 1. 30—33	0,5	20,0	0,2	(9,5) 9,5	(0,47) 0,47	233 600	Laschen gebrochen	0,50
W 37. 2. 3. 24—25	0,5	16,0	0,2	(7,4) 7,4	(0,46) 0,46	522 500	Laschen gebrochen	0,40
W 37. 4. 6. 18—19	0,5	15,0	0,2	(7,2) 6,9	(0,48) 0,46	622 100	Laschen gebrochen	0,38
W 37. 4. 6. 22—23	0,5	14,0	0,2	(6,6) 6,6	(0,47) 0,47	2 003 000	Probekörper nicht gebrochen	0,35
W 37. 4. 6. 4—5	0,5	11,1	0,6	(14,0) 13,6	(1,26) 1,23	221 400	Laschen gebrochen	0,42
W 37. 6. 6—9	0,5	7,0	0,6	(8,5) 8,3	(1,21) 1,19	769 400	Laschen gebrochen	0,26
Dauerfestigkeit wahrscheinlich $D_{zu} = 4$ bis 5 kg/mm <sup>2</sup>								
W 37. 1. 27—30	0,5	16,0	0,2	(8,5) 8,2	(0,53) 0,51	241 500	Laschen gebrochen	0,39
W 37. 2. 3. 25—26	0,5	13,0	0,2	(6,5) 6,2	(0,50) 0,48	547 700	Laschen gebrochen	0,32
W 37. 4. 6. 23—24	0,5	10,0	0,2	(5,0) 5,1	(0,50) 0,51	1 080 900	Laschen gebrochen	0,24
W 37. 4. 6. 19—20	0,5	9,0	0,2	(4,7) 4,7	(0,52) 0,52	1 437 600	Laschen gebrochen	0,22
Dauerfestigkeit wahrscheinlich $D_{zu} = 8$ kg/mm <sup>2</sup>								



$$\frac{\sigma}{\sigma_o} = rd. 1,1 \quad 0,7 \quad rd. 0,5$$

Abb. 10. Einfluß der Raupenlänge auf die Dauerzugfestigkeit  $D_{zu}$  der Körper nach Abb. 7.

Über die Ergebnisse gibt Zusammenstellung 2 Auskunft. Die Dauerfestigkeiten  $D_{zu}$  sind in Abb. 10 zusammen mit den unter 2. mitgeteilten zeichnerisch dargestellt. Hieraus erhellt, daß die Länge der Schweißnähte hier einen bedeutenden Einfluß hatte. Mit Zunahme von  $l$  ist  $D_{zu}$  erheblich gewachsen. Überdies läßt der Verlauf der Linienzüge erwarten, daß die Widerstandsfähigkeit der Verbindung bei Verlängerung von  $l$  über das normengemäße Maß hinaus noch zunimmt. Zu-

gehörige Versuche sind vorgesehen.

Abb. 11 u. 12 zeigen Proben von Körpern, deren Nahtlänge  $\frac{1}{10}$  der normengemäßen beträgt; der Anschluß ist hier offensichtlich zu kurz.

Im übrigen kann auf Zusammenstellung 2 verwiesen werden.

<sup>7)</sup> Vgl. die Schrift in Fußnote 1, S. 42.

<sup>9)</sup> Vgl. die in Fußnote 1 genannte Schrift, S. 38 ff.



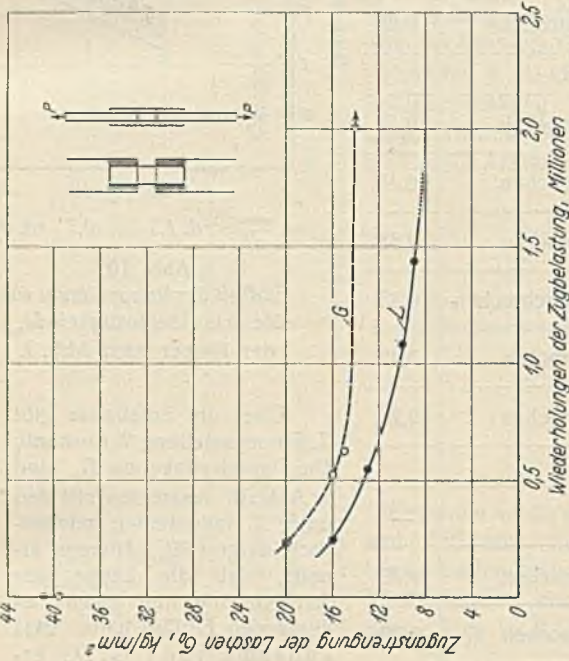
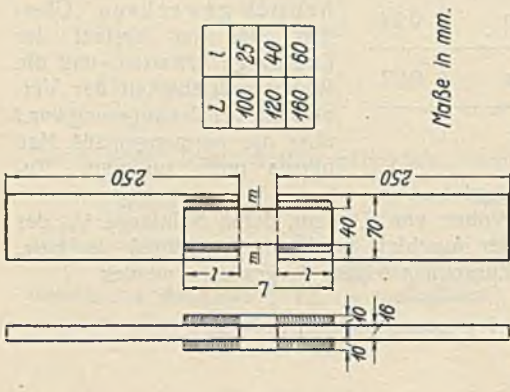
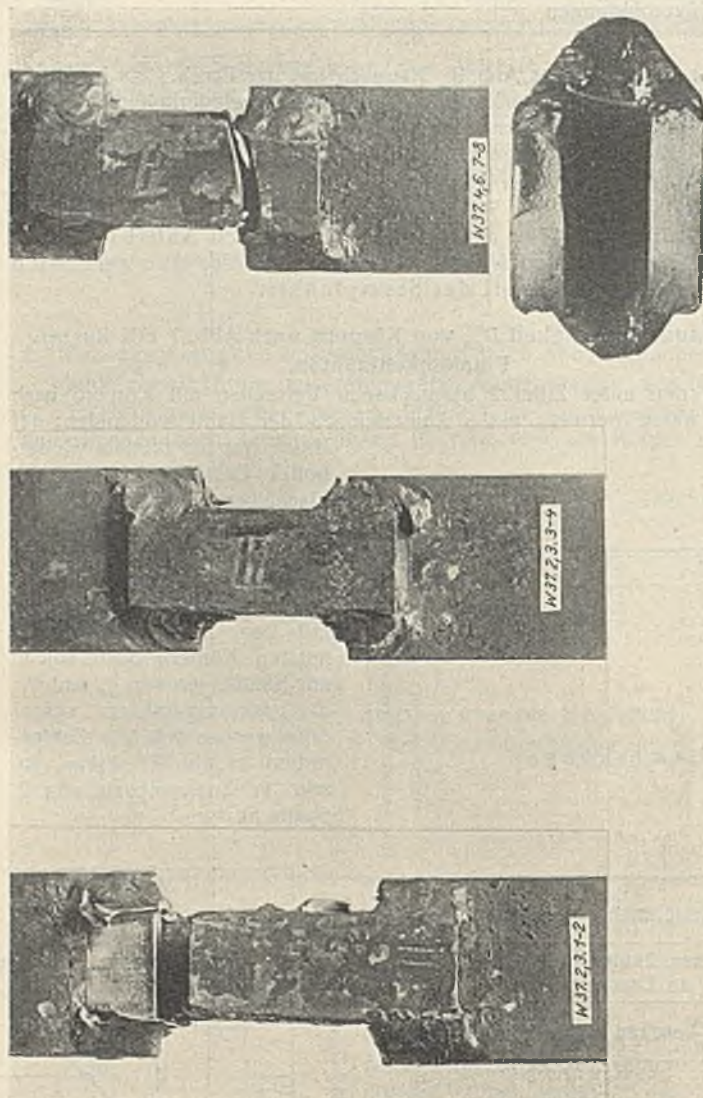


Abb. 8. Abhängigkeit der Widerstandsfähigkeit von Körpern nach Abb. 7 ( $l = 60$  mm) von der Zahl der Wiederholungen der Last.



bei Gasschmelzschweißung  
bei Lichtbogen-schweißung  
Querschnitt m-m

Abb. 7.

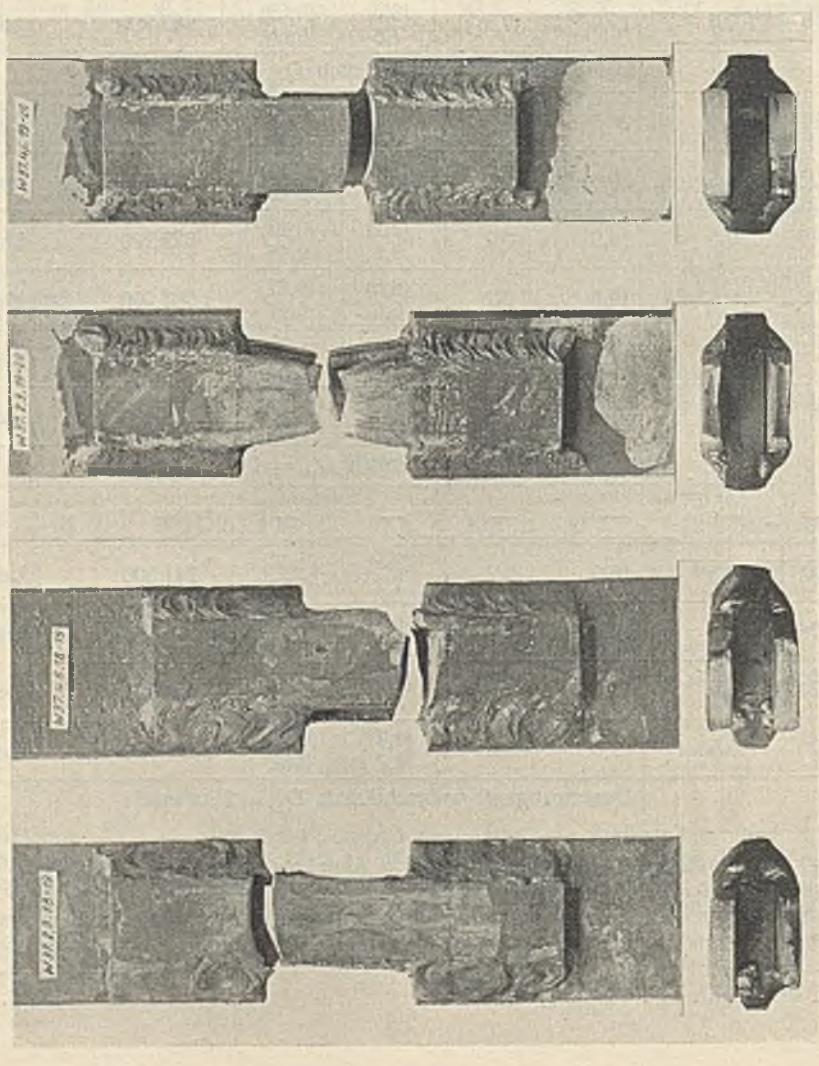


Gewöhnlicher Zugversuch  
max  $\delta$  24,6  
Bruch nach  
zwischen  $\delta = 0,5$  und  
 $\delta : \delta = 1,1$

Dauerzugversuch  
174 300  
12,0  
1,0

Dauerzugversuch.  
kg/mm<sup>2</sup>  
1 321 900 Lastwechseln  
8,0  
kg/mm<sup>2</sup>  
1,0

Abb. 11. Zugversuche mit Gasschmelzschweißungen.



Gewöhnlicher Zugversuch  
max  $\delta$  39,8  
Bruch nach  
zwischen  $\delta = 0,5$  und  
 $D_{zu} (\alpha = 2 \cdot 10^6)$   
 $\delta : \delta =$

Gewöhnlicher Zugversuch  
41,2  
rd. 0,5

Dauerzugversuch  
kg/mm<sup>2</sup>  
1 437 600 Lastwechseln  
9,0  
kg/mm<sup>2</sup>  
8,0  
kg/mm<sup>2</sup>  
rd. 0,5

Abb. 9. Zugversuche mit Schweißverbindungen.

Gewöhnlicher Zugversuch  
max  $\delta$  20,7  
Bruch nach  
zwischen  $\delta = 0,5$  und  
 $\delta : \delta = 1,3$

Dauerzugversuch  
221 400  
11,1  
rd. 1,2

Dauerzugversuch  
kg/mm<sup>2</sup>  
769 400 Lastwechseln  
7,0  
kg/mm<sup>2</sup>  
rd. 1,2

Abb. 12. Zugversuche mit Lichtbogenschweißungen.



Aus den mitgeteilten Versuchen läßt sich folgendes entnehmen:

1. Mit Gasschmelzschweißung sind höhere Dauerzugfestigkeiten (Ursprungsfestigkeiten) ermittelt worden als mit Lichtbogenschweißung.
2. Stumpfnähte liefern höhere Dauerzugfestigkeiten als Verbindungen nach Abb. 7 mit normengemäß bemessenen Kehlnähten.
3. Die Länge der Kehlnähte war von erheblichem Einfluß auf die Dauerzugfestigkeit, auch wenn der Bruch nicht in der Kehlnaht, sondern am Eingang der Schweißstelle begann.
4. Bei Verbindungen nach Abb. 7 mit normengemäß bemessenen

Kehlnähten trat der Bruch beim Dauerversuch stets am Beginn der Schweißstelle ein.

5. Die Ergebnisse zeigen wieder, daß es nötig ist, der Durchbildung der Schweißverbindungen durch den Konstrukteur und der Wahl des Schmelzmaterials sowie der Behandlung der Schweißstelle erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen, wenn es sich um Verbindungen handelt, die stark wechselnden Belastungen unterworfen werden.

Berichtigung: In Heft 30 ist unter Abb. 4 zu setzen „Stumpfschweißungen“ (anstatt Rumpfschweißungen); die Unterschriften der Abb. 2 u. 3 sind miteinander zu vertauschen.

## Vermischtes.

**Reichsverband Deutscher Baumeister.** Vom 2. bis 5. Juni d. J. hielt der Reichsverband Deutscher Baumeister — Bund der Absolventen Höherer Technischer Lehranstalten — seine 7. Reichstagung in Darmstadt ab. In Anwesenheit von Vertretern zahlreicher Spitzenbehörden wurden über nachstehende Angelegenheiten der Bauwirtschaft und des Verbandes Vorträge gehalten:

Durchführung der Baumeisterverordnung; Anforderungen für die Aufnahme in die Höheren Technischen Lehranstalten; Architekten- und Bauanwaltsgesetz; Der Zusammenbruch der Bauwirtschaft und Möglichkeiten der Wiederbelebung; Die Gewerbefreiheit und ihre nachteiligen Auswirkungen in der Bauwirtschaft.

Es wurden Beschlüsse zur Durchführung der in den Vorträgen ausgesprochenen Forderungen gefaßt. Die darauf folgende geschäftliche Tagung wurde abgeschlossen mit einem Vortrage über „Wissenschaft, Bauwissenschaft, Bauschulen“ und einer Besichtigung der Ausstellung von Arbeiten der Studierenden der Höheren Landesbauschule Darmstadt.

Sitz des Reichsverbandes ist ab 1. Juli d. J. Berlin; Vorsitzender ist Stadtbaumeister Siebke, Berlin-Steglitz, Klingsorstr. 22.

**III. Teilbericht über den Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Paris.** Das Arbeitsgebiet Baugrundforschung war zum ersten Male Gegenstand der Erörterung. Das erste Referat hierüber fiel Herrn Prof. Dr. v. Terzaghi zu; er behandelte „Die Tragfähigkeit der Flachgründungen“<sup>1)</sup>.

Auf dem Kongreß gab der Referent nur einen kurzen Nachtrag zu seinem Bericht, der bereits gedruckt sich in den Händen der Kongreßteilnehmer befand, und teilte dabei folgendes mit:

Ingenieur Bernatzik (Wien) hat die Formänderungen von zylindrischen Sandkörpern bei dreiaxigem Spannungszustand untersucht und u. a. gefunden, daß der Wert der Poissonschen Ziffer bei gegebener Dichte des Sandes allein von der Größe der bezogenen Zusammendrückung abhängt. Er untersuchte auch auf mittelbarem Wege, auf Grund der Ergebnisse von Sandzellenversuchen, die Größenordnung der im Untergrunde belasteter Flächen herrschenden waagerechten Drücke. Er fand, daß die Verteilung dieser Drücke von der nach Boussinesq für den elastischen Halbraum ermittelten Verteilung stark abweicht. — O. K. Fröhlich (im Haag) berechnete mit Hilfe einer verallgemeinerten Fassung der Boussinesqschen Theorie die Last, bei der im (kohäsionslos gedachten) Untergrunde der Mohrsche Grenzzustand zum ersten Male überschritten wird. Er fand, daß diese „kritische“ Last vom Durchmesser der Lastfläche unabhängig ist und im geraden Verhältnis mit der Gründungstiefe zunimmt. — Terzaghi erläuterte an dem Beispiel eines langen Silobehälters, daß der Wert der „Bettungsziffer“ in hohem Maße von der „Wellenlänge“ der elastischen Linie eines elastisch gestützten Fundamentkörpers abhängt; falls diese elastische Linie Wellen erster und zweiter Ordnung aufweist, muß man bei der Berechnung der Verbiegungen sehr verschiedene Bettungsziffern einführen. T. schloß seine Ausführungen mit der Beschreibung eines einfachen halbempirischen Verfahrens zur Einschätzung des Wertes der Bettungsziffer. —

Als erster Redner bei der Aussprache zergliederte Prof. Dr.-Ing. Kögler (Freiberg, Sa.) die Hauptursachen für die Einsenkung eines Lastkörpers auf dem Baugrunde: die Zusammendrückung des Bodens einerseits und sein Ausweichen nach der Seite hin andererseits. Diese beiden Ursachen lassen sich in allen heute vorliegenden Versuchsergebnissen deutlich erkennen und unterscheiden, z. T. auch schon voneinander trennen. Zunächst wurde an Hand von neueren Messungen gezeigt, wie Sandboden auch bei geringem Bodendruck unter dem Rande der Lastplatte nach der Seite hin ausweicht. Unter diesem Gesichtspunkte diskutierte der Vortragende die eigenartige Form der Kurven, die die Abhängigkeit der Einsenkung  $s$  von der Größe  $F$  der Belastungsfläche wiedergeben<sup>2)</sup>. Sie läßt sich ohne weiteres erklären, wenn man den Einfluß der beiden genannten Ursachen je für sich getrennt ermittelt und beide addiert. Eine noch genauere Anpassung der theoretisch ermittelten Kurven an die Versuchsergebnisse läßt sich erreichen, wenn man der Tatsache Rechnung trägt, daß die Bodenziffer  $E$  nach der Tiefe hin zunimmt. Der Redner legte ferner dar, wie man die beiden Hauptursachen für die Einsenkung, die Zusammendrückung und das Ausweichen, auch im gewöhnlichen Senkungs-Druck-Diagramm wiedererkennen kann.

Endlich gab Prof. Kögler noch weitere neue Ergebnisse bekannt, die eine besonders klare Trennung der beiden Hauptursachen ermöglichen, nämlich Versuche über die Einsenkung von Lastkörpern bei verschiedener „Gründungstiefe“ unter Sandoberfläche. Es zeigt sich dabei folgendes: Die Einsenkung nimmt mit wachsender Gründungstiefe  $t$  im Vergleich

zu der bei Gründung an der Oberfläche ( $t=0$ ) selbstverständlich ab, und zwar für kleine Lastflächen viel mehr als für größere. Die Abnahme ist nahezu ausschließlich auf das Geringerwerden des Ausweichens mit wachsender Gründungstiefe zurückzuführen, da wohl anzunehmen ist, daß die reine Zusammendrückung des Bodens von der Gründungstiefe so gut wie unabhängig ist. Alle Betrachtungen zeigen deutlich, daß man die Einsenkung eines Lastkörpers keinesfalls mit Hilfe einer einzigen Bodenziffer vorausbestimmen kann, sondern daß man deren mindestens zwei verwenden muß, nämlich eine für das Zusammendrücken, eine andere für das Ausweichen des Bodens. Für sehr große Flächen und für große Gründungstiefen tritt die zweite Bodenziffer erheblich zurück, doch kann sie bei einem Boden mit geringer innerer Reibung andererseits auch den Ausschlag geben.

Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck (Berlin) trägt Diskussionsbemerkungen der Berliner Forschungsstellen vor:

a) An Stelle des nicht anwesenden Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Hertwig (Technische Hochschule Berlin) erläutert er kurz das von der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (D. F. G. f. B.) ausgearbeitete Verfahren, die Tragfähigkeit des Baugrundes unter der Wirkung periodischer Kräfte zu untersuchen, die den Baugrund in einem großen Bereich in Schwingungen versetzen. Diese Arbeiten werden in dem demnächst erscheinenden Heft der Gesellschaftsberichte ausführlich beschrieben werden. Ferner wies er darauf hin, daß zwei Sätze in der von Dr.-Ing. Paul Müller eingereichten Abhandlung „Vorschläge für die Klassifizierung des Baugrundes auf Grund der Schwingungsmessungen“ wohl zum ersten Male von Prof. Hertwig in einem Vortrage vor der Akademie des Bauwesens am 16. Oktober 1931 und in einem öffentlichen Vortrage am 26. November 1931 ausgesprochen worden sind, nämlich daß die Federkonstante oder die Eigenschwingungszahl der als Massenpunkt aufgefaßten erregenden Maschine auf elastischer Grundlage ein Maß für die statische Tragfähigkeit des Bodens sei, und die Dämpfungszahl ein Maß für die dynamische Tragfähigkeit.

b) Für den nicht anwesenden Regierungs- und Baurat Ehrenberg (Preussische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin) gibt Dr.-Ing. Ellerbeck die Ergebnisse von Belastungsversuchen und ihrer Nachrechnung über die Druckverteilung im Boden unter senkrechten Lasten bekannt (Messung mittels elektromagnetischer Druckdosen). Sie bestätigen die Ergebnisse der Versuche von Strohschneider, Goldbeck, Kögler usw. Als passende Annäherung für den Grenzwinkel  $\varphi_0$  nach Strohschneider<sup>3)</sup> wird die Beziehung vorgeschlagen:  $\varphi_0 = 50^\circ + 5 \cdot \frac{Z}{D}$ , worin  $D$  = Durchmesser der Lastplatte,  $Z$  = Tiefe unter ihr. Auch diese Versuche bestätigen, daß die Wirkung einer großen Lastfläche in größere Tiefe reicht als die einer kleinen Lastfläche, und daß der Wert von Probelastungen mit kleinen Flächen deshalb recht unsicher ist<sup>4)</sup>. —

Prof. Dr. Mautner (Frankfurt a. M.) gab einen Beitrag zur Frage der Setzungsgröße in Abhängigkeit von der Größe der Belastungsfläche: Anlässlich der Errichtung zweier Eisenbetonschornsteine von 140 m Höhe bot sich Gelegenheit, vergleichende Messungen der Setzungen unter probelasteten Pfeilern kleiner Grundfläche ( $50 \times 50$  cm) und der Setzungen unter der fortschreitenden Eigengewichtslast des Bauwerkes, das eine Grundfläche von  $520$  m<sup>2</sup> hatte, anzustellen. Die Ergebnisse dieser Messungen vom Jahre 1928 stellen den ersten größeren Bauversuch dieser Art dar. Eine Trennung der Meßergebnisse in den elastischen, unelastischen und Gleitsenkungs-Beitrag konnte naturgemäß nicht vorgenommen werden, so daß nur auf Grund von Wahrscheinlichkeitsschlüssen ein Vergleich der beiden erstgenannten Beiträge an beiden Versuchskörpern untereinander möglich war. Vom Vergleich wurden die Bodenpressungen ausgeschaltet, die zum mindesten für den Probelastungskörper in den Bereich der Gleitsenkung fallen. Der Vergleich ergibt das vom Referenten erwähnte sowie aus früheren Veröffentlichungen bekannte Ergebnis, daß zum mindesten die elastischen Senkungen sich mit wachsender Bodenfläche vergrößern. Bei der gleichen Bodenpressung von  $1,8$  kg/cm<sup>2</sup> war das Verhältnis der Senkung am Probepfeiler (3 Pfeiler,  $50 \times 50$  cm, sog. Dreipfeilermethode) und am Bauwerk wie 1:10. Die Nachrechnung nach den in der Literatur gegebenen Formeln für die elastische Senkung würde im gegebenen Falle das Messungsergebnis nicht bestätigen, weil der Baugrund in einer bestimmten Tiefe eine starre (Mergel-) Schicht aufwies. Redner zeigte, wie die oben angedeutete Rechnung mit Rücksicht auf diese starre Schicht abgeändert werden müßte, um das Messungsergebnis in Einklang mit der Rechnung zu bringen. Er hob dann noch kurz hervor, daß von einer Bettungsziffer im allgemeinen nicht gesprochen werden kann, sondern daß sie abhängt von der Größe der Bodenfläche, was mit den Ausführungen des Referenten übereinstimmt.

<sup>1)</sup> Abgedruckt im offiziellen Vorbericht des Kongresses, der später in der Bautechnik besprochen werden soll.

<sup>2)</sup> Vgl. u. a.: Baugrund-Probepbelastungen, Bautechn. 1931, Heft 24, S. 357 bis 361.

<sup>3)</sup> Vgl. Bautechn. 1927, Heft 29 ff.

<sup>4)</sup> Vgl. Fußnote 2.



Dr. phil. W. Späth (Barmen) führte folgendes aus: Die Vorgänge bei der Belastung von Gründungen können nicht immer als rein statisch angesehen werden. Besonders die Setzungen einer Gründung im Laufe der Zeit sind als Zusammenwirkung von statischer Vorlast und zusätzlicher dynamischer Beanspruchung darzustellen. Die Fundamente für Maschinen, die Bettungen von Eisenbahngleisen, die Gründungen von Häusern, die starken Verkehrserschütterungen ausgesetzt sind, sind eindruckliche Beispiele.

Darüber hinaus vermag eine dynamische Prüfung der Gründungen eine schnellere und eingehendere Kennzeichnung der Verhältnisse zu geben. Diese Prüfung ist heute durch Schwingungsmaschinen des Losenhausewerkes möglich geworden, die zusammen mit der D. F. G. f. B. (Prof. Hertwig) für diesen Zweck entwickelt wurden. Die Versuche lassen eine wesentliche Bereicherung unserer Kenntnis der Bodenmechanik erhoffen.

Die neueste Type dieser Maschinen ist auf einem lafettenartigen Fahrgestell fahrbar. Die Grundplatte des Schwingers hat 1 m<sup>2</sup> Fläche. Mit Hilfe von Zusatzeinrichtungen kann man indes auch andere Auflagerflächen einstellen, ebenso kann durch Gewichte die Masse des Schwingers verändert werden. —

Prof. ir. A. S. Buisman (Technische Hochschule Delft) bemerkte, daß man in Holland den Einfluß der Kapillarität auf die Festigkeit des Sandes schon früher ziffernmäßig festgestellt hatte, jedoch Schwierigkeiten fand, als man für Tone und Lehme den gleichen Weg gehen wollte. Die Arbeiten von Terzaghi haben diese Schwierigkeiten beseitigt und eine Fülle neuer wertvoller Gedanken gebracht.

Wegen Zeitmangels sich auf das Formänderungsgesetz der seitlich begrenzten Bodenmasse beschränkend, erwähnte er, daß er dieses Gesetz in seiner vereinfachten Form (die Formänderungen bei Belastung und bei Entlastung sind dem Logarithmus des Druckes proportional) sehr oft für niederländische Böden bestätigt fand. Die Druckverteilung im Baugrunde unter einer Lastplatte werde angenähert von dem genannten Elastizitätsgesetze des Bodens beherrscht, in dem Gebiete, wo seitliches Ausweichen nicht stattfindet. Man solle dabei das Terzaghische Elastizitätsgesetz in der Weise anwenden, daß man in jeder Richtung ein anderes  $E$  einführt. Buisman wies hin auf die Versuche von Strohschneider, Goldbeck, Kögler-Scheidig u. a., wobei das waagerechte  $E$  kleiner, und auf holländische Versuche im natürlichen Gelände, wo es größer war, was auf die Druckverteilung und die Setzungen großen Einfluß hat, wie ziffernmäßig gezeigt wurde.

Dem Hinweise des Redners auf die Verdienste, die Prof. Dr. v. Terzaghi sich um die Förderung der Baugrundforschung erworben hat, stimmte die Versammlung durch lebhaften Beifall zu.

So sehr es zu begrüßen ist, daß auf dem Kongreß Gelegenheit gegeben war, auch Baugrundfragen zu erörtern, so entspricht der Erfolg, das muß offen ausgesprochen werden, doch leider nicht ganz den Wünschen der Beteiligten und der Wichtigkeit des Themas: Der Grund liegt darin, daß die Zeit zu knapp bemessen war.

F. Kögler.



Abb. 1.

St. Johns-Brücke über den Willamette-Fluß in Portland, Ore. Am 13. Juni 1931 wurde nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1931, Bd. 107, Nr. 20 vom 12. November, S. 779, die St. Johns-Brücke über den Willamette-Fluß in Portland, Ore., in Verkehr genommen. Sie ist durch ihre besondere architektonische Ausbildung, sowie als die weitestgespannte Hängebrücke an der Westküste Nordamerikas und durch die Verwendung von Stahlkabeln aus Litzen bemerkenswert (Abb. 1).

Über die wichtigsten Abmessungen der Brücke (Hauptöffnung rd. 367 m, Seitenöffnungen je 131 m) ist in der Bautechn. 1930, Heft 39, S. 584, bereits berichtet worden. Es ist daher nur noch einiges über die Herstellung der Tragkabel und der Betonpfeiler der Ostrampe hinzuzufügen.

Die Tragkabel verlaufen im Abstände von 15,81 m über die drei Öffnungen und haben eine ausgestreckte Länge von rd. 825 m zwischen ihren Befestigungen an den Verankerungen. Jedes dieser Kabel besteht aus 91 Stück 1,5" starken Litzen, die ihrerseits aus 51 Stück kalt gezogenen, galvanisierten Einzeldrähten von 0,1 bis 0,196" Durchm. gefertigt sind. Die einzelnen Litzen sind unter starker Anspannung gestreckt, unter einer der Eigengewichtsspannung der Brücke entsprechenden Dehnung abgelängt, auf Holztrommeln aufgewickelt und zur Baustelle geschafft. Für den Einbau solcher Brückenkabel soll nach der obengenannten Fachschrift nur 60% der für Kabel mit parallelen Drähten erforderlichen Zeit nötig sein. Außerdem wird auch während des Einbaues kein durchgehender Laufsteg benötigt, sondern lediglich ein System von Tragsellen und ein Zugseil zum Herüberholen der Kabellitzen. Diese Vorrichtungen für den Kabeleinbau sind in Abb. 2 zu erkennen. Die auf den Holztrommeln auf-

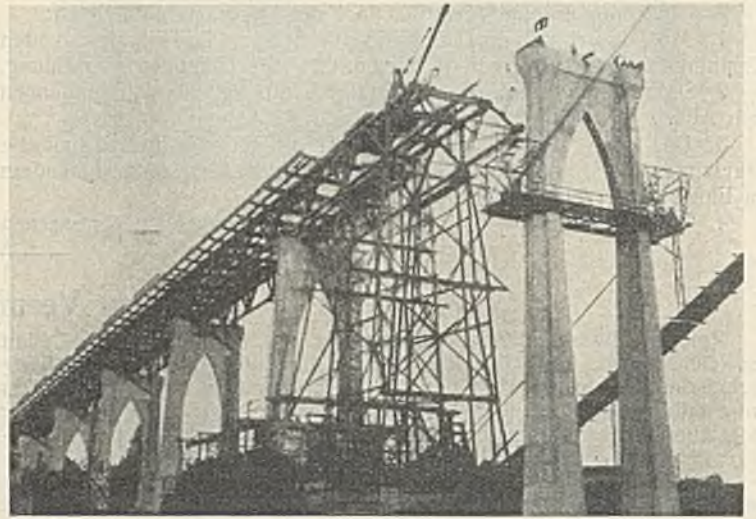


Abb. 3.

gewickelten Kabelnitzen wurden am Ostufer in ein Trommellager eingelegt, dann wurde das Zugseil mittels einer besonders ausgebildeten Seilklemme befestigt. Das Herüberholen über die Türme geschah mittels elektrischer Winden herüber zur Westverankerung, wo die Litzenenden nach genauer Einstellung auf den vorgesehenen Durchhang befestigt wurden. Die Hängeselle wurden ebenfalls unter Spannung ausgestreckt und dabei den Eigengewichtskräften der Brücke entsprechend auf die Montagelänge geschnitten.

Die Versteifungsträger wurden in fertigen Stücken von rd. 11 m entsprechend der doppelten Feldweite von Kähen aus durch Hochwinden an den Tragkabeln eingebaut, und zwar, um größere Ausschläge der Türme zu vermeiden, gleichzeitig von Mitte der Hauptöffnung und den Enden der beiden Seitenöffnungen ausgehend.

Die Brückenrampen, von denen die westliche 77 m, die östliche rd. 460 m lang ist, werden aus einfachen Fachwerkträgern von rd. 33 bis 55 m Länge gebildet. Am Ostufer wurde ein etwa 70 m langes U-förmiges Widerlager zum An-

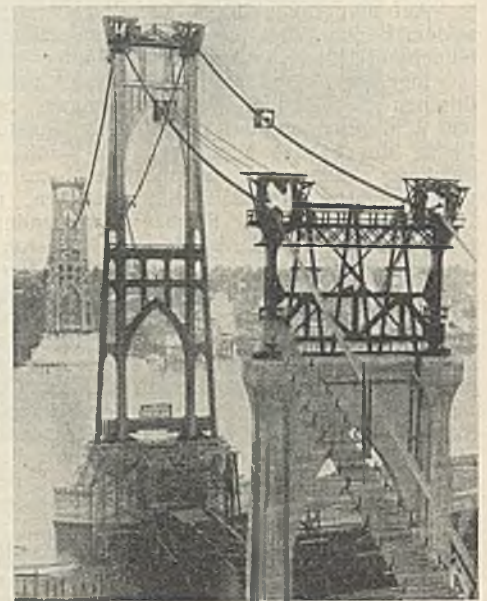


Abb. 2.

schluß an die bestehenden Straßen erforderlich. Am Westufer mündet die Brücke auf einem Hügel ungefähr 36 m oberhalb der anzuschließenden Uferstraße, so daß nach beiden Seiten abfallende Rampen am Abhang angelegt werden mußten (vgl. Abb. 1). Das Tragwerk der Rampen enthält 1945 t Konstruktionsstahl. Abb. 3 zeigt die Aufstellung von einem der 33 m weit gespannten Tragwerke unter Benutzung eines Turmgerüsts. Die gleiche Abbildung läßt auch die architektonische Ausbildung der Rampenpfeiler erkennen, die im Innern mit einem steifen Stahlgerippe bewehrt sind. Die Betonierung wurde absatzweise in angehängter Schalung mit Hilfe eines stählernen Förderturmes ausgeführt.

Die Bauleistungen und Lieferungen waren auf sieben verschiedene Firmen vertraglich verteilt. Die gesamten Bauausführungen wurden in 21½ Monaten erledigt.

Technische Hochschule Berlin. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem Regierungsbaumeister a. D. Friedrich Eiselen, Berlin, in Anerkennung seiner bedeutenden Verdienste um die Förderung der technischen Wissenschaften.

INHALT: Das selbsttätige Schmutzwasserpumpwerk in der Kanalsation der Stadt Uelzen. — Dauerversuche mit Schweißverbindungen. — Vermischtes: Reichsverband Deutscher Baumeister. — III. Teilbericht über den Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Paris. — St. Johns-Brücke über den Willamette-Fluß in Portland, Ore. — Technische Hochschule Berlin.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.