

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

19. JAHRGANG.

BERLIN, DEN 15. JULI 1922.

No. 12

Die Gründung der städtischen Untergrundbahn in der südlichen Friedrich-Straße in Berlin.

Von Magistratsbaurat a. D. E. Wambsgaß, Wiesbaden.

(Schluß). Hierzu die Abbildungen S. 92.



Für die Pfähle war quadratischer Querschnitt mit abgeschragten Ecken gewählt. Die Betonmischung bestand zu 4 Teilen aus gesiebttem Kies und zu 1 Teil aus Portlandzement. Die Mischung erfolgte in einer elektrisch angetriebenen Mischmaschine, die an der Einmündung der Hedemann-Str. in die

Friedrich-Str. Aufstellung gefunden hatte, und zwar unter reichlichem Wasserzusatz, so daß man den Beton in die liegenden Schalungen gießen konnte. Nach einer Erhärtungsdauer von 8 Tagen löste man die Schalungen und ließ die Pfähle weitere 8 Tage erhärten, um sie dann zu stapeln. Man stellte Pfähle von vier verschiedenen Längen her, und zwar von 6, 7, 8 und 9 m. Kurz vor Verwendung wurde die Isolierung aufgebracht, die aus einem Anstrich mit Biehn'scher Klebmasse, der Umhüllung des Pfahles mit Jute und zwei weiteren Anstrichen mit Isoliermaterial bestand, die heiß aufgebracht wurden. Die Isolierungsarbeiten erfolgten am äußersten Ende des Werkplatzes. Von dort wurden dann die Pfähle auf eigens zu diesem Zwecke angefertigten Wagen bis an die Verwendungsstellen herangeschafft.

Die Rammarbeiten wurden anfangs mit einer, dann mit 2, 3 und 4 Rammen ausgeführt. Die Rammen wurden in zwei Schichten besetzt, so daß also 16 Stunden täglich gearbeitet wurde. Allerdings richtete man die Arbeiten so ein, daß nicht mehr als zwei Rammen gleichzeitig ramnten, um die Anwohner nicht allzu sehr zu stören. An den beiden anderen Rammen wurden jeweils während dieser Zeit die übrigen Arbeiten ausgeführt. Als Rammen verwendete man die üblichen elektrischen Kettenrammen. Die Bären hatten Gewichte von 1 und 1,5 t. Die Rammjungfern, ebenso wie die Pfahlspitzen und Rammhülsen, lieferte die Beton- und Tiefbaugesellschaft Mast m. b. H. Die Rammjungfern hatten Längenabmessungen von 12—18 m Länge, die kürzeren waren aus Eichenholz, die ganz langen aus Kiefernholz. Die Beschaffung dieser Stämme bereitete zur damaligen Zeit große Schwierigkeiten, so daß man sich für die längeren Jungfern mit Kiefernholz begnügen mußte. Die großen Längen der Jungfern waren erforderlich, da die Abrammung von der vorläufigen Straßendecke aus erfolgte. Die Pfahlspitzen bestanden aus einem Blechrohr von 1,5 mm Blechstärke und 1,5 m Länge, in deren unteren Teil ein gedrehter Holzkern nach dem der Firma Mast geschützten Verfahren eingesetzt war, der im unteren Teil durch eine Eisenspitze bewehrt wurde. Sie wurden an ihren Standorten etwa 60 cm tief eingegraben und durch Umstampfen mit Sand in ihrer Lage gesichert. Inzwischen wurde auf der Baugrubendecke die Rammjungfer in die

wiedergewinnbare Hülse eingeführt und beides von der Winde der Ramme erfaßt, angehoben und in die Spitzenhülse abgesenkt. Dann wurden die Führungen für die Rammjungfer in die Baugrubendecke eingebaut und die Abrammung konnte nun vor sich gehen.

Es war von der Bauverwaltung vorgeschrieben worden, daß die Pfähle im allgemeinen 2,00 m tief im tragfähigen Sande stecken sollten. Mit der Rammung durfte nur früher aufgehört werden, wenn es unmöglich war, den Pfahl weiter herunterzubringen. Für die letzten 2 m der Solltiefe wurde für jeden Pfahl ein Rammregister geführt, nach dem die Standfestigkeit der Pfähle geprüft wurde. Entsprechend diese nicht den Anforderungen, dann wurde in der Rammung fortgefahren, bis man genügende Standfestigkeit erreichte. Letzteres war jedoch nur bei einigen wenigen Pfählen nötig. Die weitaus meisten hatten schon in der vorgesehene Tiefe ausreichende Tragfähigkeit.

Bei der Abrammung der ersten Pfähle traten insofern Schwierigkeiten ein, als nach Durchdringung der



Abb. 8. Rammarbeiten in der Friedrich-Straße.

wasserundurchlässigen Schichten das Grundwasser in den Zwischenraum zwischen Spitzenhülse und oberer Hülse eindrang und Sandteile mitriß, die nach Herausziehen der Rammjungfer die Spitzenhülse anfüllten. Das mußte auf alle Fälle verhindert werden, denn die Entziehung des Sandes aus dem Untergrund mußte in späterer Zeit Sackungen zur Folge haben. Man half sich sehr schnell dadurch, daß man in die Spitzenhülse an dem Holzkern einen Ring aus weichem Ton einlegte, in den sich die obere Hülse einpreßte. Die so geschaffene Abdichtung war vollkommen. Nach Erreichung der Rammtiefe wurde die Jungfer wieder mittels der Winde der Ramme herausgezogen und an Stelle dieser der isolierte Betonpfahl eingesetzt.

Die Rundeisenbewehrung der Pfähle war im oberen Teil auf eine Länge von 50 cm nicht einbetoniert, damit sie, später auseinandergebogen, die Bewehrung des pyramidenförmigen Pfahlkopfes bilden konnten. Zwischen den oberen Eisen war ein besonderes Eisen eingefügt, an dem das Zugseil der Winde zum Aufziehen der Pfähle befestigt wurde. Die Pfähle waren so berechnet, daß sie, an den äußersten Enden gelagert, sich nicht übermäßig durchbogen, so daß sie in einem Zuge von der Ramme angehoben werden konnten, ohne daß

der Isolierung zu verhüten. Nachdem der Betonpfahl in die Hülse abgesenkt war, füllte man Sand in den Zwischenraum zwischen Pfahl und Hülse und führte gleichzeitig ein Spülrohr bis auf den Ring der oberen Hülse, wie das die Abb. 6 — in Nr. 11, S. 81 zeigt. Die Hülse selbst wurde vollständig mit Wasser angefüllt, um einen Gegendruck gegen das Grundwasser zu erzeugen, das natürlicher Weise ohne diese Schutzmaßnahme sofort beim Anziehen der Hülse nachgeströmt wäre und die weitere Ausführung behindert hätte.

Nachdem so alle Vorbereitungen getroffen waren, erfolgte das Ziehen der wiedergewinnbaren Hülse. Diese hatte zu diesem Zwecke im oberen Rande zwei Löcher, in die starke Bolzen eingezogen wurden. An diesen Bolzen wurde das Zuggerät befestigt. Das Herausziehen selbst erfolgte bei den kürzeren Hülzen von Hand mittels einer 10 t-Bauwinde, bei den längeren mittels Lokomotivwinden oder mit Hilfe einer elektrisch angetriebenen Trägerziehmaschine der Firma Siemens & Halske. Das Ziehen der Hülzen erfolgte unter ständiger Einfüllung von Sand und unter Zuleitung von Druckwasser, um an dem unteren Ring der Hülse den Sand gleichzeitig mit dem Ziehen einzuspülen. Es gelang stets, die rechnungsmäßig festgestellte Sandmenge, die den Zwischenraum zwischen Pfahl und gewachsenem Boden ausfüllen sollte, vollständig einzubringen, ein Zeichen, daß keine Sandmassen von unten eingespült waren.

Nebenstehende Abbildung 7 zeigt eine Aufnahme der Baustelle bei Ausführung der Gründung oberhalb der Baugrubendecke, während Abb. 8, S. 89 ein Straßenbild mit einer großen Zahl arbeitender Rammen vorführt. Die Abb. 9, S. 92 gibt einen Blick in die Tunnelstrecke mit fertiggestellten Pfählen, deren pyramidenförmige Köpfe noch nicht einbetoniert sind. Im ganzen wurden auf die beschriebene Art 731 Pfähle eingebracht mit einer Gesamtlänge von 4828,5 m von Pfahlkopf bis Pfahlspitze. Mit den Rammarbeiten wurde am 3. Januar 1921 begonnen, die gesamte Gründung wurde am 15. Juni 1921 fertiggestellt, obgleich die Arbeit durch einen volle 6 Wochen dauernden Streik der Bauarbeiter unterbrochen war.

Nach Fertigstellung der Pfahlgründung wurde dann der Bohlenbelag auf eine 0,20 m starke Sandschüttung aufgelegt, auf diesen dann die untere Isolierschicht für die Platte aufgebracht und mit dieser die Pfähle verbunden. (Vgl. Abb. 10, S. 92.) Dann erfolgte die Betonierung der Platte und die Errichtung des übrigen Tunnelkörpers in der üblichen Weise.

Dank der Umsicht der Bauleitung der Firma Siemens & Halske und der ausgezeichneten Organisation der Arbeiten ist dieses Werk der Technik in der verkehrsreichsten Straße der Stadt Berlin durchgeführt worden, ohne den Verkehr gänzlich abzusperren. Kleine Einschränkungen mußten sich die Anwohner allerdings gefallen lassen, aber durch die Bemühungen aller Beteiligten wurden diese Beeinträchtigungen der Verkehrsfreiheit doch auf ein möglichst geringes Maß herabgemindert. —



Abb. 7. Straßenbild über der Tunnelbaugrube.

man das Seil um den Pfahl selbst zu legen brauchte. Letzteres war deshalb zu vermeiden, weil jede derartige Befestigung die Isolierung der Pfähle beschädigt hätte.

Für die Einführung der Pfähle in die Hülzen setzte man auf diese einen besonderen Trichter, der mit Polstern versehen war, um auch hier jede Beschädigung

gehindert worden. —

Versuche mit einbetonierten Stahlrossen als Ersatz für Rundeiseneinlagen.

Nach dem Vortrag von Reg.-Bmstr. a. D. Prof. Colberg, Hamburg, auf der 25. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ 1922.

Nach dem Friedensschluß und im Zusammenhang mit der uns aufgezwungenen Entwaffnung sind große Massen an Stahlrossen seitens der Marineverwaltung zum Verkauf gestellt worden. Es liegt in hohem Maße in volkswirtschaftlichem Interesse, diese aus hochwertigstem Stahl hergestellten Trossen möglichst nutzbar zu verwerten. Angesichts der Knappheit an Eisen und der damit zusammenhängenden hohen Preise für Rundeisen

lag es nahe, die Geeignetheit solcher Stahlseile für Eisenbetonarbeiten zu untersuchen. Mit Unterstützung der Firma Carl Brandt, Hamburg, habe ich als Obmann für die bautechnischen Fächer beim Technischen Vorlesungswesen zu Hamburg Vorversuche angestellt, über deren Ergebnisse ich nachstehend berichte.

Die Versuche erstreckten sich auf Bruchfestigkeit der Trossen und der einzelnen Drähte, auf die Dehnungsvorgänge bei freien und bei einbetonierten Trossen, ferner

auf Ermittlung der Haftfestigkeit einbetonierter Trossen, sowie auf deren Verhalten in Eisenbetonbalken im Vergleich zu Balken mit Rundeiseneinlagen.

I. Bruchfestigkeit und Dehnungen der Trossen und der Drähte.

Trosse I besteht aus 4 Litzen von je 7 Manteldrähten und 3 Kerndrähten. Es wurden mittels Mikrometerschraube folgende Durchmesser gemessen:

	Litze 1	Litze 2
Manteldrähte: i. M. aus 7 Drähten . . .	2,004 mm	2,009 mm
Kerndrähte: i. M. aus 3 Drähten . . .	1,453 mm	1,410 mm

Daher wurde der mittlere Durchmesser der Manteldrähte zu 2,06 mm, derjenige der Kerndrähte zu 1,432 mm angenommen.

Litzenquerschnitt somit: $7 \cdot 2,006^2 \cdot \frac{\pi}{4} + 3 \cdot 1,432^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 27,0 \text{ mm}^2$.

Querschnitt der Trosse I somit $f_o = 4 \cdot 0,27 = 1,08 \text{ cm}^2$.

Trosse II besteht aus 4 Litzen von je 7 Drähten von 1,841 mm Durchm. i. M.

Querschnitt der Trosse II somit $f_o = 4 \cdot 7 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 0,1841^2 = 0,745 \text{ cm}^2$.

Feinmeßgerät stand nicht zur Verfügung. Zur Prüfung diente die Baustoff-Prüfungsmaschine von Mohr und Federhaff. Die Meßlänge betrug 51,55 cm. Die Dehnungen wurden an zwei Millimeterstäben, einander gegenüberstehend, abgelesen, deren Tragarme mittels Klemmschrauben an der Trosse befestigt waren. Bei dem Versuch mit Trosse I wurde nach Erreichung der Laststufen von 3, bzw. 5, 7 und 10 t die Zugkraft immer wieder auf 1,5 t zurückgestellt, um zu sehen, wie sich die Dehnungen hierbei verhielten. Über die gemessenen Dehnungen geben nachstehende Tafeln I u. II ein Bild. Trosse I $f_e = 1,08 \text{ cm}^2$.

Zugkraft	$\sigma_e =$	$1,39 \text{ t/cm}^2$	mittlere Dehnung	— mm
1,5 t	"	"	"	0,10 "
2,0 "	"	"	"	1,10 "
3,0 "	"	"	"	0,20 "
1,5 "	"	"	"	0,95 "
3,0 "	"	"	"	1,45 "
4,0 "	"	"	"	1,65 "
5,0 "	"	"	"	0,30 "
1,5 "	"	"	"	1,55 "
5,0 "	"	"	"	2,05 "
6,0 "	"	"	"	2,50 "
7,0 "	"	"	"	0,50 "
1,5 "	"	"	"	2,20 "
7,0 "	"	"	"	2,75 "
8,0 "	"	"	"	3,35 "
9,0 "	"	"	"	5,00 "
10,0 "	"	"	"	2,40 "
1,5 "	"	"	"	5,25 "
10,0 "	"	"	"	7,75 "
11,0 "	"	"	"	12,20 "
12,0 "	"	"	"	"
12,5 "	"	"	"	"

Bruch eines Drahtes, anschließend weiterer dgl., Bruch der Trosse.

Die Zeit spielt bei solchen Versuchen eine nicht zu unterschätzende Rolle. Wie ersichtlich geben die Dehnungen beim Zurückstellen der Zugkraft auf 1,5 t bis nach Erreichung von $\sigma_e = 6470 \text{ at}$ auf Maße zurück, die sich von den Dehnungen bei 1,5 t früher nicht um ein Vielfaches unterscheiden. Wenn man länger gewartet hätte, wären die Dehnungen bei 1,5 t wahrscheinlich noch weiter zurückgegangen. Die größeren, bleibenden Dehnungen scheinen erst nach Inanspruchnahme der Trosse auf 10 t Zugkraft gleich 9270 at aufzutreten, da nach Zurückgehen der Zugkraft auf 1,5 t hier 2,40 mm Dehnung erscheint, die sich aber ebenfalls bei längerem Zuwarten noch vermindert haben dürfte.

Trosse II. Zugkraft	$\sigma_e =$	$1,34 \text{ t/cm}^2$	mittlere Dehnung	— mm
2 "	"	"	"	0,15 "
3 "	"	"	"	0,70 "
4 "	"	"	"	1,25 "
5 "	"	"	"	1,70 "
6 "	"	"	"	2,00 "
7 "	"	"	"	2,90 "
8 "	"	"	"	3,80 "
9 "	"	"	"	5,15 "
10 "	"	"	"	12,05 "
10,4 "	"	"	"	"

Hier rissen 2 Drähte und kurz darauf eine ganze Litze. Beim Weiterdrehen rissen zwei weitere Litzen, deren Tragkraft durch Zurückdrehen auf 5,4 t festgestellt wurde. Von einer Litze wurde noch eine Last von 2,6 t getragen. Beide letzten Ergebnisse entsprechen somit genau der $\frac{1}{2}$ bzw. $\frac{1}{3}$ fachen Tragkraft der ganzen Trosse, denn es ist $4 \times 2,6 = 10,4 \text{ t}$.

Das Dehnungsbild gestaltet sich bei Trosse II wie in Abb. 1 dargestellt ist.

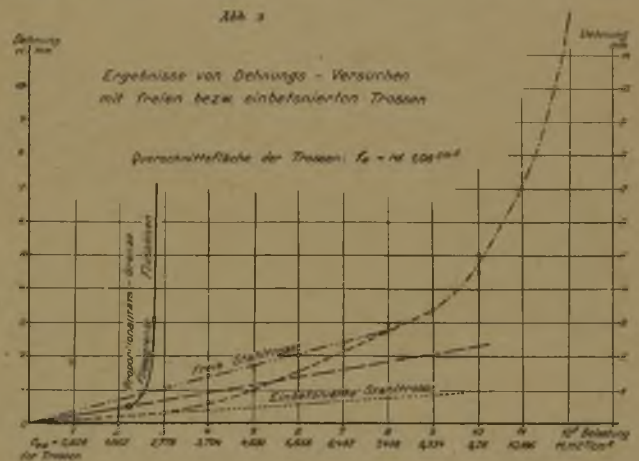
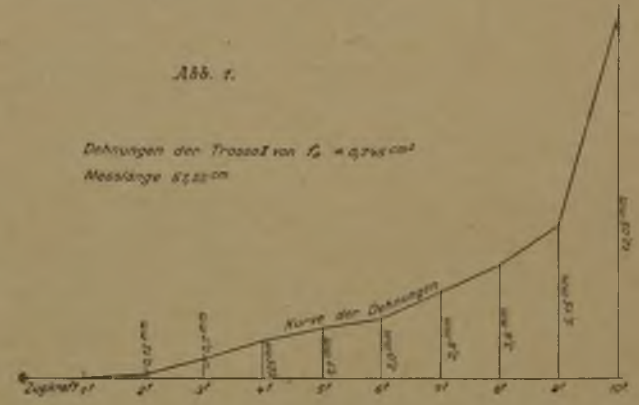
Das Dehnungsbild der Trosse I ist in Abb. 3 mitgehalten.

Die Bruchfestigkeit eines Drahtes von 1,69 mm Durchmesser, $f_o = 2,24 \text{ mm}^2$ betrug 412 kg, somit

$$k_x = \frac{0,412^2}{0,0224 \text{ cm}^2} = 18,4 \text{ t/cm}^2.$$

Die Formänderungszahl der freien Trosse läßt sich innerhalb der Spannungen bis zu 6000 at oder selbst 7000 at etwa zu $E = \frac{\sigma \cdot l}{A \cdot \delta} = \text{rd. } 1.400.000 \text{ at}$ ermitteln, denn es

stellt sich bei $P = 7000 \text{ kg}$ $\sigma = \frac{P}{f_o} = \frac{7000}{1,08} = 6481 \text{ at}$, somit $E = \frac{6481 \cdot 51,55}{0,295} = \text{rd. } 1.400.000 \text{ at}$.



II. Einbetonierte Trosse.

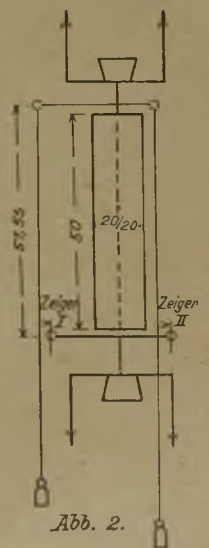
Demgegenüber wurde ein Versuch mit einer gleichstarken Trosse wie Trosse I, in einen Prismenkörper von quadratischem Querschnitt von 20 cm Kantenlänge einbetoniert, vorgenommen. Mischungsverhältnis 1 Rt Zement zu 4 Rt Kiessand von 60% Sandgehalt. Der Betonkörper war hierbei 50 cm lang. In möglichst naher Entfernung von den Endflächen wurden die Klemmvorrichtungen der beiden Zeiger angebracht, sodaß die Meßlänge 51,55 cm betrug (s. Abb. 2). Die Enden der Trossen wurden hier zwecks festerer Fassung auseinandergesplißt und so in Bleikeile vergossen, die alsdann in die Backen der Zerreißmaschine eingespannt wurden.

Die Dehnungen und die Spannungen zeigten hierbei folgendes Bild (vergl. auch Abb. 1):

Last P in t;	Dehnungen in mm:	σ_{bz}	σ_e
1,5 t	—	3,4 at	128 at
2 "	0,05	4,6 "	172 "
3 "	0,3	6,8 "	255 "
4 "	0,65	9,2 "	348 "
5 "	0,95	11,4 "	428 "
6 "	1,55	13,7 "	515 "
7 "	2,15	16,0 "	600 "
8 "	2,95	18,3 "	685 "
9 "	3,35	20,5 "	770 "
10 "	4,70	22,8 "	860 "
11 "	7,00	25,1 "	940 "
12 "	11,70	27,4 "	1030 "

Bruch mehrerer Drähte oben.
12,2 Bruch der Trosse an der Eintrittsstelle in den Beton.

Die Spannung betrug hier somit $\frac{12.200}{1,08} = 11.300 \text{ at}$.



An der Eintrittsstelle in den Beton wirkt zweifellos ungünstig eine Torsionskraft, denn hier kann der einbetonierte Teil der Trosse den Drehungsbestrebungen der Trosse seinerseits nicht entsprechend folgen.

Bei der vorstehenden Tafel wurde die Bestimmung der Spannungen im Sinne der österreichischen Bestimmungen getroffen, nach denen im Gegensatz zu den deutschen Bestimmungen für allgemeine Fälle die Formänderungszahl für Beton auf Zug nicht gleich der auf Druck angenommen wird, ein Verfahren, das der Natur viel näher kommt.

Man setzt bekanntlich in Österreich die Formänderungszahl für Beton auf Zug mit $E_z = 56\,000 \text{ at}$ an, diejenige auf Druck wie in Deutschland auf $E_d = 140\,000 \text{ at}$, sodaß sich eine Verhältniszahl ergibt von

$$m = \frac{E_{bz}}{E_{bd}} = m = \frac{56\,000}{140\,000}$$

$= 0,4$, somit $E_{bz} = 0,4 \cdot E_{bd} = \frac{1}{37,5} \cdot E_b$. Die ideelle Querschnittsfläche des mit der Trosse I bewehrten Prismas von $20 \times 20 \text{ cm}$ Querschnitt ist somit $f_e = 20 \cdot 20 + 37,5 \cdot 1,08 = 440,5 \text{ cm}^2$. Besondere Beachtung verdienen nun die Gegenüberstellungen der Dehnungserscheinungen der freien bzw. der einbetonierten Trosse, wie sie sich aus der folgenden Übersicht ergeben.

t	Einbetonierte Trosse, $f_e = 1,08 \text{ cm}^2$	Last Dehnung σ_{bz} kg/cm ²	σ_s kg/cm ²
3	0,030	6,8	255
4	0,065	9,2	345
5	0,095	11,4	428
6	0,155	13,7	515
7	0,215	16,0	600
8	0,295	18,3	685
9	0,335	20,5	770
10	0,470	22,8	860

Freie Trosse, $f_e = 1,08 \text{ cm}^2$.

Die freie Trosse dehnt sich daher gegenüber der einbetonierten Trosse:

Dehnung cm	σ_e kg/cm ²	E	Trosse:
0,103	2 780	1 390 000	3,5 fach
0,145	3 700	1 315 000	2,2 „
0,160	4 630	1 492 000	1,7 „
0,205	5 560	1 398 000	1,3 „
0,235	6 480	1 423 000	1,1 „
0,275	7 400	1 389 000	0,9 „ (?)
0,335	8 330	1 282 000	1,0 „
0,513	9 260	933 000	1,1 „

Hiernach sind die Dehnungen innerhalb der Spannungen bis zu etwa 6500 at bei der einbetonierten Trosse erheblich geringer. In diesem Punkt liegt der Schwerpunkt der Versuche überhaupt, denn es gilt ja den Nachweis zu führen, ob die Verwendung von Stahltrossen an Stelle der Rundeseisen irgend eine Gefahr hinsichtlich vorzeitiger Bildung von Rissen befürchten läßt. Die Unterschiede bei den Spannungen über 7000 at sind zu gering, um daraus Schlüsse ziehen zu können vollends mit Rücksicht auf die ungenügende Feinheit der Messungen überhaupt. Risse am Prisma sind überhaupt nicht festgestellt worden. In den Belastungsstufen von 3 bis 7 t gingen bei völliger Entlastung die Dehnungen auf annähernd 0 zurück, traten also nur elastische Formänderungen ein. Angesichts des Umstandes, daß an den beiden Enden des Prismas noch ein geringer Zwischenraum zwischen den Stirnflächen desselben und dem Meßzeiger vorhanden war (beiderseits je 8 mm), ist das gezeigte Ergebnis zweifellos noch ungünstiger als wenn die Trosse auf die ganze Länge der Meßstrecke einbetoniert gewesen wäre.

Diese Ergebnisse werden teilweise bestätigt durch diejenigen, die sich bei den Balkenversuchen zeigten.

Die Formänderungszahl des Verbundkörpers zu bestimmen ist auf Grund der beschriebenen Versuche nicht wohl angängig. Wollte man etwa im Sinne der amtlichen Bestimmungen unter Vernachlässigung der Zugspannungen

im Beton einen E-Wert errechnen, so würde sich dieser bei Spannungen bis zu 3000 at , einem $f_e = 1,08 \text{ cm}^2$ und einer Dehnung von $0,03 \text{ cm}$ auf $E = 4\,800\,000 \text{ at}$ stellen, d. h. auf einen Wert, der natürlich nicht ernst zu nehmen wäre.

III. Haftfestigkeit einbetonierter Trossen.

Den Grenzwert hierfür zu bestimmen ist leider nicht gelungen, da es in keinem Fall möglich war, die Last so weit zu steigern, daß die Trosse zum Gleiten kam. Es wurden in Würfel von 20 cm und von 30 cm Kantenlänge



Abb. 10. Aufbringung der Betonsohle des Tunnels.



Abb. 9. Tunnelstrecke mit fertig abgesenkten Pfählen (Pfahlköpfe noch nicht einbetoniert).

Die Gründung der städtischen Untergrundbahn in der südlichen Friedrich-Straße in Berlin.

schwache und starke Trossen einbetoniert unter Beibehaltung der Mischungsverhältnisse wie bei den Prismabalken. Die halbstarke Trosse mit einem $f_e = 0,847 \text{ cm}^2$ und einem mittels umgelegten Bandes gemessenen Umfang von $4,3 \text{ cm}$ wurde mit $10\,750 \text{ kg}$ belastet, somit $\sigma_s = 12\,700 \text{ at}$. Bei einer Kantenlänge des Würfels von 30 cm ergab sich somit eine Haftspannung von $\frac{10\,750}{30 \cdot 4,3} = 83,5 \text{ at}$, ohne daß Gleiten eingetreten war. In dieser Hinsicht sind also die Trossen den Rundeseisen ganz außerordentlich überlegen. Da die

Balken „A“.

Aus Abb. 6 sind die Durchbiegungen der Balken „A“ ersichtlich, d. s. Balken von $b = 12\text{ cm}$ Breite und $h = 20\text{ cm}$ Höhe, bewehrt mit einer Trosse von $f_e = 0,847\text{ cm}^2$ Querschnitt, bzw. bei den Rundeisenbalken einem Rundeisen von $1,13\text{ cm}^2$ Querschnitt als nächst gleichgroßem unter den greifbaren Handeisen, also einem Rundeisen von 12 mm Durchm. Die Betondeckung betrug bei beiden Balken 2 cm . Das Bewehrungsverhältnis im Sinne der Tafel II der deutschen Musterbeispiele betrug bei den Trossenbalken $m = \frac{b \cdot h}{f_e} = \frac{12 \cdot 17,2}{0,847} = 241$, bei den Rundeisenbalken entsprechend $m = 184$, oder in Hundertstel des vollen Betonquerschnitts ausgedrückt bei den Trossenbalken $\frac{100 \cdot F_b}{F_e} = \frac{100 \cdot 0,847}{12 \cdot 20} = 0,35$ v. H. von F_b bzw. bei den Rundeisenbalken $\frac{100 \cdot 1,13}{12 \cdot 20} = 0,47$ v. H. von F_b . Dieser Unterschied ist leider etwas groß, um so schärfer aber sind demzufolge die Dehnungserscheinungen zu bewerten bei den gegenüber den Rundeisen wesentlich schwächeren Trossen; so erhalten die Trossen nach dem gewöhnlichen Rechnungsverfahren ($\sigma_{bz} = 0$) beispielsweise bei 500 kg Last eine Spannung von rd. 2200 kg

Tafel IV. Balken „A“.

Balken „A“		Deutschland	Österreich	σ_{bz} unberücksichtigt
Alter 28 Tage $\sigma_{bz} = 12-172$ $\sigma_{bz} = 12-172$ $\sigma_{bz} = 12-172$		$\sigma_{bz} = 12-172$ $\sigma_{bz} = 12-172$ $\sigma_{bz} = 12-172$	$\sigma_{bz} = 12-172$ $\sigma_{bz} = 12-172$ $\sigma_{bz} = 12-172$	$\sigma_{bz} = 12-172$ $\sigma_{bz} = 12-172$ $\sigma_{bz} = 12-172$
$J = 8710\text{ cm}^4$		$J = 8710\text{ cm}^4$	$J = 1880\text{ cm}^4$	$J = 233\text{ cm}^4$
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz}
σ_{bz}	σ_{bz}	σ_{bz} </tr		

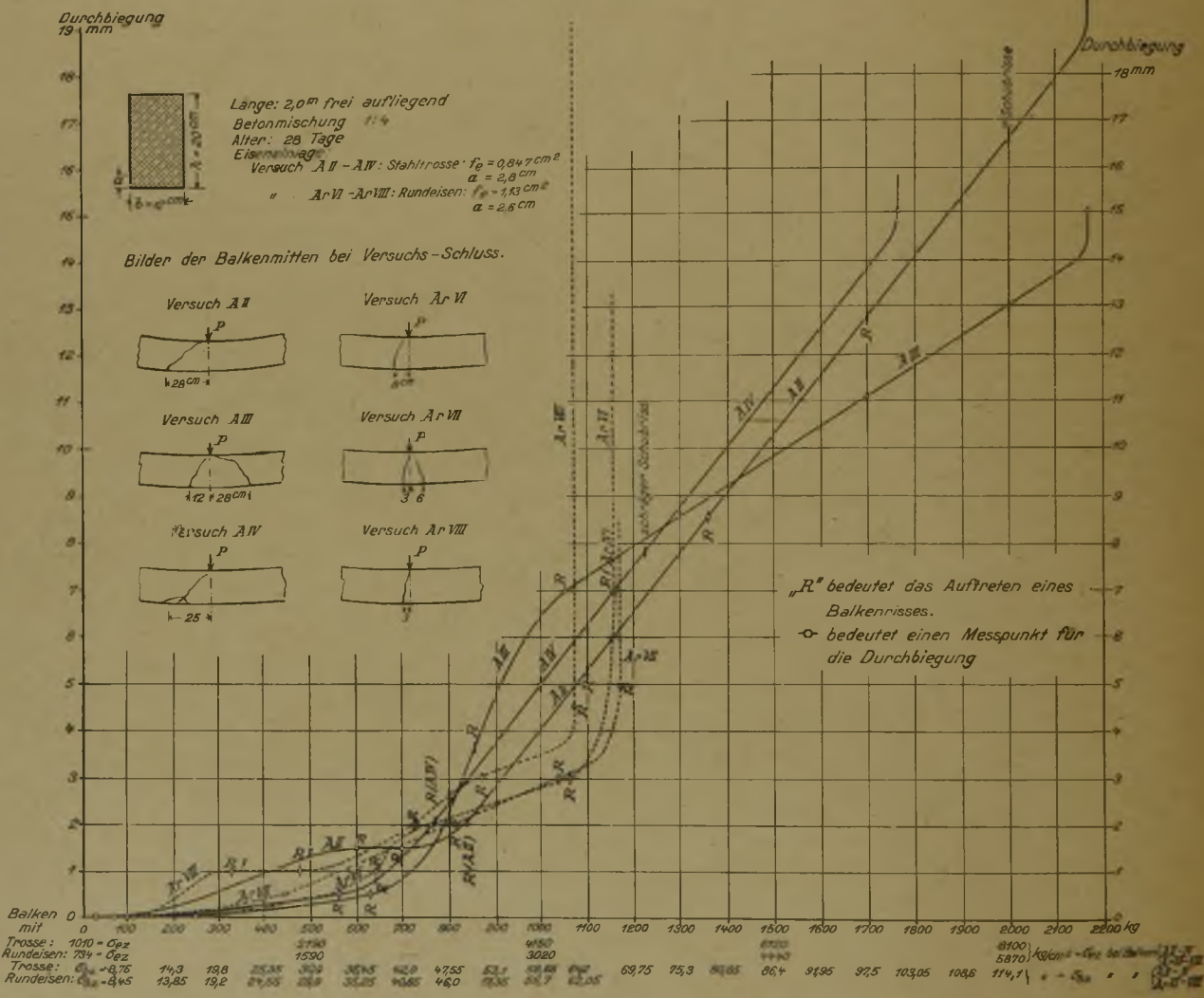


Abb. 6. Biegeversuche mit Eisenbetonbalken „A“.

gegenüber nur rd. 1600 kg bei den Rundeisen. Wenngleich die Meßvorrichtungen nur sehr einfach waren, so liegen die Werte doch verhältnismäßig noch gut zusammen, wenn man von zwei Balken einmal absieht (Ar II und Ar VIII). Jedenfalls schneiden die Trossenbalken keineswegs schlechter ab als die Rundeisenbalken, was bei dem bereits erwähnten Unterschied in den Bewehrungsziffern besondere Beachtung verdient. Je weiter die Spannungen zunehmen, desto günstiger gestalten sich die Durchbiegungsverhältnisse für die Trossenbalken. Wie nicht anders zu erwarten war, versagten die Rundeisenbalken in der Nähe der Bruchgrenze der Rundeisen, die Zerstörungsbilder zeigen deutlich, daß bei den Rundeisenbalken die Überwindung der Zugfestigkeit die Zerstörung veranlaßte. Anders bei den

Trossenbalken, bei denen die Zugfestigkeit zwar im Beton überwunden wurde, die Zerstörung aber erst infolge Überwindung der Schubfestigkeit eintrat, ein Vorgang, der schlechthin bei einfachen Balken überhaupt nicht einzutreten pflegt, der eben nur zu erklären ist durch die außerordentliche Zugfestigkeit der Bewehrung mittels der Trossen. Man vergleiche ferner die errechneten Werte auf Tafel IV. Die Beobachtung der Risse erfolgte in der beschriebenen Weise mit Lupe und Taschenlampe, doch wurde in der Maschine zweimal ein Ruck gespürt, der auf Ribbildungen hinwies. So gab die Maschine in einem Falle einen Ruck bei einem der Rundeisenbalken, ohne daß jedoch ein Rib entdeckt werden konnte, während die Wahrscheinlichkeit hierfür vorlag. Unter Berücksichtigung dieses Risses

gilt der Wert 492, bzw. unter Vernachlässigung desselben der Wert 625 kg als Last bei Eintreten des ersten Risses als Mittel aus drei Balken. Je nachdem dem Ruck in der Maschine einem Riß entsprach oder nicht, traten die Risse beim Rundeisenbalken wesentlich früher auf als beim Trossenbalken, oder aber beim Trossenbalken erschienen die Risse um 25 kg Last früher, als Mittel aus drei Versuchen. Die höchsten σ_b -Werte sind bei Berechnung nach deutschem Verfahren rd. 40 at, nach österreichischem Verfahren knapp 50 at, welcher Wert der wahrscheinlicher sein dürfte. Die σ_{bz} -Werte stellen sich nach deutschem Verfahren auf rd. 36 at, nach österreichischem auf 25 at i. M. Auffallend ist der Unterschied zwischen den σ_e -Werten nach den beiden Rechenverfahren im Augenblick der ersten Risse, 385 at gegenüber 734 bzw. 715. Und hierauf zielt die vorerwähnte Bemerkung bezüglich des Mangels der deutschen Vorschriften ab. Die errechneten Werte für die Schubspannungen für den Bruchzustand sind natürlich zu gering, da im Augenblick des Eintretens der Risse eine derartige Verschiebung der neutralen Faser nach oben eintritt, daß diese Schubspannungen in dem noch zusammenhängenden Teil viel größer ausfallen. Beim Eisenbalken war mit $\sigma_e = 3380$ at der Balken zerstört, die Werte für σ_b , τ_0 und τ_1 sind belanglos für die Zerstörung. Bei den Trossenbalken aber war in einem Falle die Betondruckfestigkeit überwunden, bei den anderen Balken erfolgte die Zerstörung durch Schub.

Auf den ersten Blick erscheint die Forderung der Hamburger Baupolizei in Punkt 2 erschwerend für die Aussicht auf nutzbringende Verwendung der Stahltrossen, indem die Betonzugspannungen vorläufig nachzuweisen sind. Bei näherer Untersuchung jedoch ist diese Forderung gar nicht so schwerwiegend. Sie bedeutet nicht etwa, daß die σ_{bz} -Werte bei Verwendung von Stahltrossen nicht größer ausfallen dürfen, als dem Grenzwert von σ_{bz} bei Rundeisen, also $\sigma_{bz} = 24$ at, entspricht. Die Bestimmung besagt vielmehr, daß die σ_{bz} -Werte die bei Rundeisen „möglichen“ Werte nicht überschreiten sollen. Denn, wäre das Erstere der Fall, dann hätte ja die Verwendung von Stahltrossen überhaupt nur wenig Wert, da sie nicht über die Grenze von Rundeisen beansprucht werden dürften, wenigstens wäre der Vorteil nur in dem hierbei zwangs-

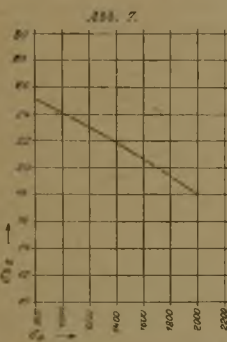


Abb. 7. Verlauf der Betonzugspannungen für verschiedene Eisenspannungen.

Betonquerschnitt bei großem ausnutzbaren Moment unter Festhaltung eines Grenzwertes von $\sigma_e = 40$ at ermittelt wurden. Wie ersichtlich, tritt bei wachsendem σ_e zwar eine Zunahme von σ_{bz} ein, bis zu einem Höchstwert von $\sigma_{bz} = 70$ at, der indessen erst bei einem $\sigma_e = 2000$ at eintritt, über diesen σ_e -Wert hinaus nehmen die σ_{bz} -Werte wieder ab. Ferner ist von Belang, daß, während die σ_e -Werte innerhalb der Grenzen von 1200 at bis 1600 at um je etwa 30 v. H. zunehmen, die bezügliche Zunahme der σ_{bz} -Werte nur jeweils etwa 10 v. H. ausmacht. In dieser letzten Feststellung liegt der Schwerpunkt überhaupt, denn diese Tatsache zeigt deutlich, daß die zugestandene Hoherbeanspruchung der Stahl-trossenquerschnitte in Bezug auf die Einwirkung auf die σ_{bz} -Werte durchaus unbedenklich ist. Dem letztgenannten rechnerischen Nachweis war das oben genannte baupolizeiliche Zugeständnis als erstes auf dem beschriebenen Wege zu danken.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß die Verwendung von Stahl an sich durchaus keine Neuerung darstellt, indem nicht nur die Amerikaner, sondern auch deutsche Firmen schon längst Stahleinlagen als Bewehrung verwenden. Überdies hat Herr Dr. ing Professor Kleinlogel bereits vor etwa einem Jahr auf Grund von umfangreichen Versuchen die Zweckmäßigkeit der Verwendung von Stahleinlagen eingehend nachgewiesen.

Ich frage: „Wenn die Zweckmäßigkeit der Verwendung von Stahleinlagen selbst bei höheren Einkaufspreisen gegenüber Rundeisen schon nachgewiesen und auch in Deutsch-

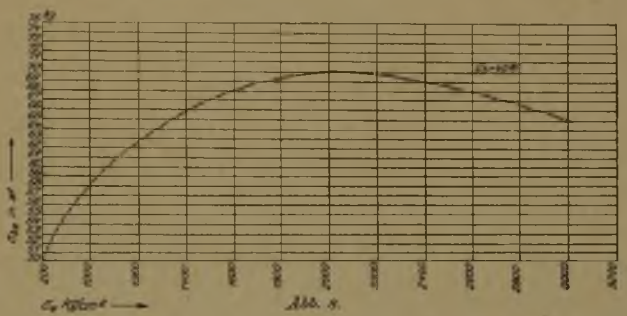


Abb. 8. Höchstwerte der Betonzugspannungen für Plattenbalken (die größeren Werte treten auf bei M_{max} , $d = x$, der geringsten Stegbreite und der kleinsten zulässigen Balkenhöhe).

Tafel V. Höchstwerte der Betonzugspannungen für Plattenbalken.

Die größten Werte treten auf bei $max. M$, $d = x$, der geringsten Stegbreite und kleinsten zulässigen Balkenhöhe.

σ_e kg/cm ²	σ_b kg/cm ²	x	e	$M_{zul.}$	$d = x$	f_e	x	I_x	W_i	σ_{bz} kg/cm ²
800	40	0,400 h	0,800 h	25,60 h ³	0,400 h	0,0400 h ²	0,437 h	0,287 h ⁴	0,510 h ³	50
1000	40	0,350 "	0,816 "	22,85 "	0,350 "	0,0280 "	0,399 "	0,2405 "	0,400 "	58,1
1200	40	0,311 "	0,829 "	20,60 "	0,311 "	0,0207 "	0,373 "	0,2083 "	0,332 "	62,1
1400	40	0,270 "	0,843 "	18,80 "	0,270 "	0,0159 "	0,356 "	0,1837 "	0,286 "	65,9
1600	40	0,255 "	0,848 "	17,25 "	0,255 "	0,0127 "	0,342 "	0,1668 "	0,254 "	67,8
1800	40	0,233 "	0,855 "	15,95 "	0,233 "	0,0103 "	0,333 "	0,1535 "	0,230 "	69,1
2000	40	0,216 "	0,861 "	14,90 "	0,216 "	0,0086 "	0,326 "	0,1440 "	0,213 "	70,00

ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

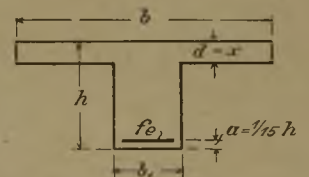
mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen für gleiches Moment und gleichen Querschnitt wie links

weisen Verkauf gebrauchter Trossen billigeren Ankaufspreis zu suchen. Der Zweck der Versuche war ja aber gerade nachzuweisen, daß die Verwendung von Stahltrossen selbst bei erheblich höheren Beanspruchungen der Stahleinlage gegenüber dem Rundeisen unbedenklich erscheint, da die σ_{bz} -Werte selbst bei höheren σ_e -Werten nicht in demselben Verhältnis wachsen. Hierüber geben zwei Tafeln Aufschluß, die ich Herrn Obergeringenieur Greiner von der Firma Carl Brandt verdanke. Aus Abb. 7 sind zunächst die σ_{bz} -Werte bei Platten ersichtlich, bzw. bei Balken, für verschiedene Werte von σ_e , aber unter Festhaltung des Wertes $\sigma_b = 40$ at, für Momente, die zunächst unter Vernachlässigung der Betonzugspannungen ermittelt wurden. Man ersieht, daß bei der vollen Platte mit wachsendem σ_e bei gleichbleibendem σ_b die σ_{bz} -Werte abnehmen, und zwar weil die Momentenfähigkeit infolge Höherrückens der neutralen Faser abnimmt.

Endlich ist in Schaubild 8 und Tafel V ein Bild der σ_{bz} -Werte gegeben, für Plattenbalken, die im Sinne der amtlichen Vorschriften mit zulässig kleinstem Aufwand an

land praktisch erprobt worden ist, ist es dann in volkswirtschaftlichem Interesse angängig, hochwertige Stahltrossen, die zu erheblich billigeren Preisen zwangsweise auf den Markt geworfen werden müssen, verschrottet oder zu ganz untergeordneten Zwecken verwendet und verrotten zu sehen?"

Zusammenfassung: Der Zweck der Versuche war in erster Linie in volkswirtschaftlichem Interesse festzustellen, ob sich die Möglichkeit bieten könnte, große Massen von hochwertigem Material nutzbringender zu verwenden, sie zu vollgültigen Bestandteilen von Tragwerken zu machen, anstatt sie dem Verschrotten anheimfallen zu



$$b_1 = \frac{2}{3} \cdot h = \frac{h}{2} \quad (\text{nach den amtlichen Bestimmungen § 16 Abs. 9})$$

$$a = \frac{1}{15} \cdot h, \quad h - a = \frac{14}{15} h$$

$$M = K \cdot h^3, \quad K \text{ wird berechnet}$$

$$e = s \cdot h \quad \text{für } \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$$

Zu Tabelle V.

lassen oder sie zu ganz untergeordneten Zwecken verwendet und allmählich verrotten zu sehen. Unsere wirtschaftliche Lage, vor allem die ungeheure Knappheit an Eisen, fordert gebieterisch diese Frage einer wohlwollenden Behandlung entgegen zu führen. Es wäre geradezu eine Versündigung an unserem Volksvermögen, wenn nicht diese Möglichkeit bis zur Erschöpfung klargestellt würde.

Ich bin mir der Mängel meiner Versuche voll bewußt, obwohl die Herstellung der Balken an sich, die ich persönlich mit durchführte, einwandfrei erfolgte. Auch die maschinellen Vorrichtungen waren trotz des Umbaus durchaus zweckentsprechend. Dagegen waren die Messungen etwas grob, sie gingen nur bis zur Genauigkeit, die das Auge bzw. der Millimetermaßstab boten. Gleichwohl glaube ich, daß brauchbare Feststellungen gemacht wurden, die an sich z. T. unmittelbar verwertet werden können, die aber überdies Fingerzeige geben können für weiter zu beschreitende Wege. Vor Allem wären die Versuche zu erweitern auf Plattenbalken, denn nur hier kann die Frage restlos geklärt werden, wie sich die Formänderungen in auf Biegung beanspruchten Bauteilen, insbesondere aber die trossenbewehrten dünnen Stege hinsichtlich der Neigung zu Rissebildungen verhalten. Bei Platten und Balken erscheint diese Frage schon durch die vorgeführten Versuche insoweit geklärt, als die Trossenbewehrung kaum ungünstiger abschneidet als diejenige mit Rundeisen. Die Versuche lassen aber auch hierüber hinaus die Wahrscheinlichkeit zu, daß auch bei Platten-

balken nicht nur innerhalb der sonst als zulässig erkannten Zugspannungen im Eisen, sondern selbst über diese Werte hinaus eine Trossenbewehrung hinsichtlich Rissebildungen unbedenklich erscheint, wenn im Übrigen sachgemäß konstruiert und bei der Ausführung entsprechend verfahren wird. Ich habe hierbei besonders Richtlinien im Auge, wie sie dem Verfahren von Mörsch für die Bestimmung des Eisenquerschnitts und der Betonabmessungen zur Einhaltung von begrenzten σ_{bz} -Werten entsprechen. Aufgrund der vorher erwähnten Darlegungen empfehle ich aber alsdann das österreichische Verfahren zu Grunde zu legen. Als erster Erfolg der vorgeführten Versuche konnte gebucht werden, daß die Hamburger Baupolizei „bis auf weiteres“, also zunächst auf Widerruf, die Verwendung von Stahltrassen als Eiseneinlagen unter folgenden Bedingungen gestattet hat:

1. Der Stahlquerschnitt kann bis zu 1600 ^{at} auf Zug beansprucht werden, wenn eine Bruchfestigkeit von mindestens 10 ^{1/cm²} nachgewiesen wird.

2. Die Betonzugspannungen sind vorläufig in allen Querschnitten nachzuweisen und dürfen die bei Rundeseisenbeton möglichen Werte nicht überschreiten.

3. Trossen dürfen nicht zur Verstärkung des Druckgurtes verwendet werden.

4. Der für Trossen verwendete Beton muß nach 28 Tagen eine Würfel Festigkeit von 180 ^{at}, nach 45 Tagen von 210 ^{at} aufweisen. —

Vermischtes.

Für die praktische Tätigkeit der Studierenden des Bauingenieur-Wesens hat der „Deutsche Beton-Verein“ bekanntlich sich als einer der ersten der Unternehmer-Verbände eingesetzt und die nötigen Schritte im Kreise seiner Mitglieder für die Ermöglichung dieser Betätigung getan. Unter Vermittlung der „Deutschen Gesellschaft für Bauingenieur-Wesen“ haben sich dem auch die anderen Verbände, „Reichsverband für das Tiefbaugewerbe“, „Deutscher Eisenbauverband“ usw. zusammengeschlossen, um eine gemeinsame Regelung dieser wichtigen Frage zu ermöglichen. Es sind gemeinsame Grundsätze dafür aufgestellt und namentlich ist auch die den Studierenden während ihrer Beschäftigung von den Baufirmen zu gewährende Beihilfe in gewissen Grenzen einheitlich geregelt. Der „Deutsche Beton-Verein“ hat jetzt ab 1. Juli die monatliche Beihilfe bis auf weiteres für seine Mitglieder auf 1500 bis 2000 M. festgesetzt.

Es wird darauf aufmerksam gemacht, daß die Praktikanten der Unfall- und Krankenversicherung unterworfen sind, dagegen können sie nach § 1238 der Reichsversicherungsordnung auf Antrag an das für den Wohnsitz des Praktikanten zuständigen Versicherungsamt befreit werden. Nach einem vom „Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband“ eingeholten Gutachten unterliegt die den Studierenden gewährte Beihilfe dem Steuerabzug vom Arbeitslohn. —

Über Anwendung des Torkret-Bauverfahrens in ihrem Betriebe berichtet die Siemens-Bauunion G. m. b. H. in Berlin in ihren regelmäßigen Mitteilungen Nr. 1 d. I. Über dieses Beton-Spritzverfahren, das von Amerika übernommen und dann noch weiter verbessert worden ist, haben wir in den Betonmitteilungen Jhrg. 1921 S. 73 ff. eingehend berichtet nach einem auf der 24. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ gehaltenen Vortrag. Die Stimmung gegenüber dem Verfahren war in der Versammlung damals noch sehr zurückhaltend, nach der vorliegenden Mitteilung scheint es nun doch in Deutschland auch Boden zu finden. Gegenüber dem älteren amerikanischen Verfahren bedeutet die Konstruktion des hier benutzten, als „Tektor“ bezeichneten Preßluftapparates, der zum Verspritzen des Zementmörtels dient, insofern eine Verbesserung, als die trockene (aber nicht staubtrockene) Mischung aus Zement und Kies erst beim Austritt aus der Düse des Apparates den nötigen Wasserzusatz erhält, wodurch eine gleichmäßige Mischung und ein gleichmäßiges Arbeiten des Apparates gesichert ist. Es wird mit auf 2 bis 3 ^{at} gespannter Preßluft gearbeitet, wobei dem Material bis zur Austrittsdüse eine Geschwindigkeit bis zu 100 m/sek. erteilt wird. Das Wasser tritt dabei in die Düse in einem besonderen Schlauch durch feine Öffnungen, die senkrecht auf den Materialstrom gerichtet sind, ein. Die so fertig gemischte Masse wird durch den Druckluftstrahl mit großer Kraft gegen die Antragsfläche geschleudert und erhält eine außerordentliche Verdichtung und Festigkeit. Es können mit diesem Verfahren sowohl Ausbesserungen an schadhafte Bauwerken, wie auch Neubauten hergestellt werden.

Besonders geeignet ist das Verfahren zur Ausführung eines festen und wasserdichten Putzes auf allen Arten von Mauerflächen, die nach Bedarf durch Aufrauhern oder Überlegen eines Drahtgeflechtes zur Aufnahme des Putzes geeigneter gemacht werden können. Die Siemens-Bauunion hat das Verfahren zuerst beim Bau des Untergrundbahntunnels an der Jannowitzbrücke, später beim Bau der städt. Nord-Süd-Untergrundbahn, hier in Berlin, sowie beim Bau des Heimbach-Kraftwerkes bei Glatten angewendet. In letzterem Bau sind auf diese Weise die Druckstollen ausbetoniert worden. Auch bei der Ausführung der Schwarzenbach-Talsperre soll das Verfahren zur Anwendung kommen.

Es sind in dieser Ausführungsweise von der Firma auch ganze kleinere Bauwerke in Eisenbeton hergestellt worden, so ein Umformer-Häuschen in Berlin-Siemensstadt. Die Holzschalung wurde hierbei außen um das Bauwerk gestellt, um gleich die richtige architektonische Form dadurch herzustellen. In dieser Form stand das mit Drahtgeflecht verbundene Eisengerüst und die Torkretierung erfolgte dann von Innen. Zum Schluß wurde auch eine dünne Außenhaut aufgespritzt (die Herstellung stärkeren Putzes als 3—4 cm zur Bildung von Wandkörpern muß in mehreren Lagen erfolgen, da sonst der weiche Mörtel durch seine eigene Schwere herabfällt, ehe er erhärten kann). —

Über die Verstärkung eines eisernen Standrohres durch Zementumhüllung mittels der Zementkanone berichtet die Zeitschrift „Eng. News-Record“ Nr. 8, 1922. Das etwa 26,5 m hohe Standrohr von 6,5 m Durchmesser, das seit 20 Jahren in Betrieb stand, zeigte sehr starke Verrostungen, die seine Standfestigkeit beeinträchtigten. Es wurde zunächst mittels des Sandstrahlgeblases gereinigt, wobei sich bereits einige Löcher in der Blechhaut zeigten. Dann wurde es im Innern mit Mörtel umhüllt, im Äußeren nach der Reinigung lediglich gestrichen. Zur Reinigung mit Sandstrahl wurde ebenfalls die Zementkanone benutzt, der zu diesem Zweck ein anderes Mundstück eingesetzt wurde. Vor Aufbringung der Zementhaut wurden in etwa 35 cm Abstand kleine Eisenwinkel auf die Blechhaut geschweißt, an deren Schenkeln ein schweres Drahtnetz als Träger des Putzes befestigt wurde. An besonders schwachen Stellen wurden noch Rundeisen eingelegt. Die Mörtelhaut wurde in drei Lagen aufgebracht, deren jeder 12—24 Stunden Zeit zum Abbinden gelassen wurde. Die Stärke dieser Haut nimmt von oben nach unten zu und beträgt mindestens 5 cm. Die Ausführung der Verkleidung erfolgte von einem inneren Hangegerüst aus; 7 Stunden nach Aufbringung der letzten Gunitschicht wurde das Standrohr mit Wasser gefüllt und erwies sich als völlig dicht. Die ganze Arbeit nahm 30 Tage in Anspruch. —

Inhalt: Die Gründung der städtischen Untergrundbahn in der südlichen Friedrich-Straße in Berlin. (Schluß). — Versuche mit einbetonierten Stahltrassen als Ersatz für Rundeiseneinlagen. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H. in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
W. Büxenstein Druckereigesellschaft, Berlin SW.