

# DIE BAUTECHNIK

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Umbau der Moosbachbrücke bei Fieberbrunn.

Von Dr.-Ing. Rudolf Kern, Oberbaurat der Österreichischen Bundesbahnen, Mödling bei Wien.



Abb. 1. Umzubauende Brücke vom Jahre 1873. Die Bahn liegt 30 m über Talsohle. Im Hintergrunde der Wildseeloder.

Seit einigen Jahren bauchten sich die Flügel der Widerlager der alten, eisernen, 1873 erbauten Moosbachbrücke (Abb. 1 u. 2) vor und trennten sich von der Auflagermauer des Blechträgers. Solche Trennungsercheinungen sind bei einer 30 m hohen Brücke bedenklich. Als die Risse bis in die halbe Höhe des Bauwerkes reichten, wurde das Gleis gesperrt. Zunächst dachte man nur an eine Instandsetzung. Sie wäre jedoch teuer gekommen, und man war des Erfolges nicht ganz sicher. Daher entschloß man sich für einen vollständigen Umbau.

### 1. Das neue Bauwerk und der Bauanfall.

Aus einer Reihe von Vorentwürfen wurde die in Abb. 3 dargestellte gewölbte Brücke zur Ausführung bestimmt. Sie wurde absichtlich sehr kräftig gehalten. Der Hauptbogen ist bewehrt, die großen Sparöffnungen sind Dreigelenkbogen. Beim Endwiderlager der Nebenöffnung auf der Salzburger Seite war eine teilweise Wiederverwendung des alten Mauerwerkes beabsichtigt, das vorher durch Einpressen von Zementmörtel instand gesetzt werden sollte.

Im Jahre 1873 war die Baugrube des Wörgler Widerlagers wiederholt verschüttet worden, so daß man die Lehne als eine Rutschlehne bezeichnet

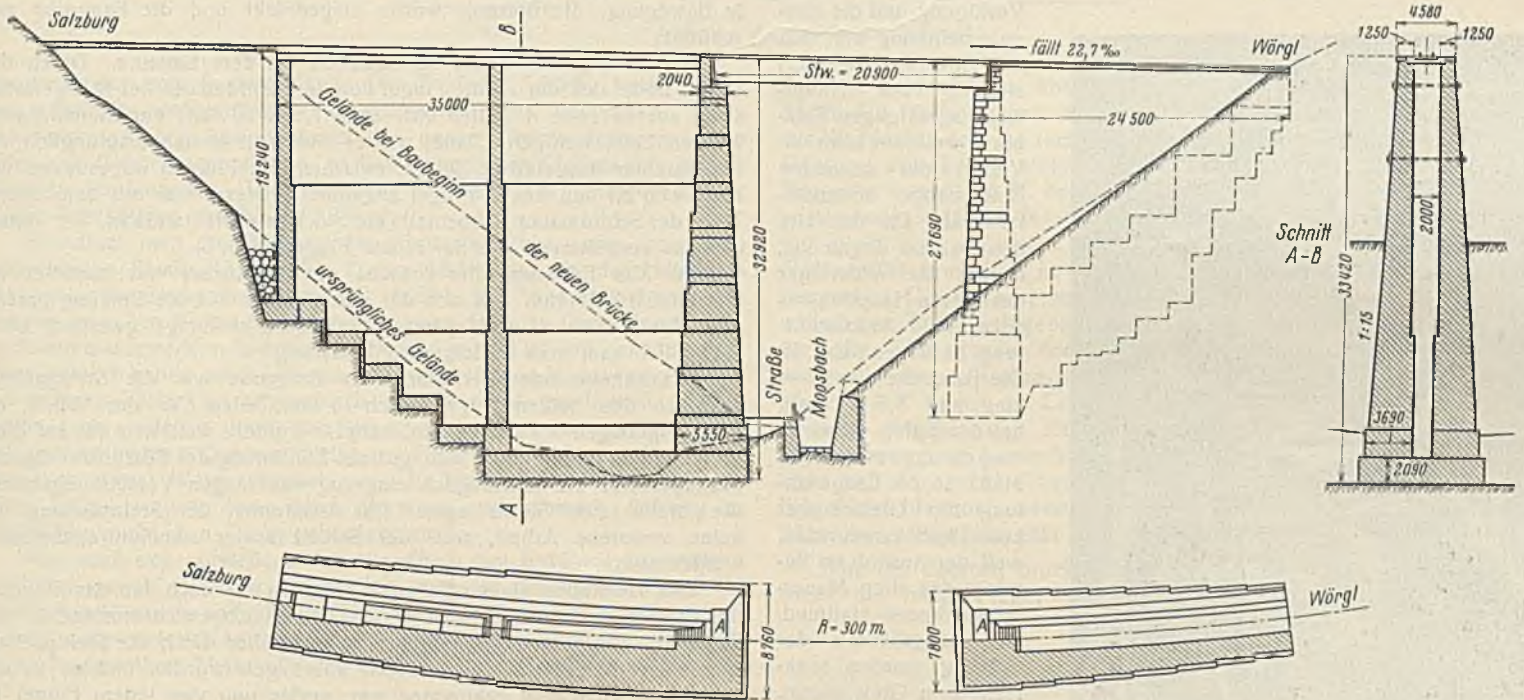


Abb. 2. Alte Brücke vom Jahre 1873.

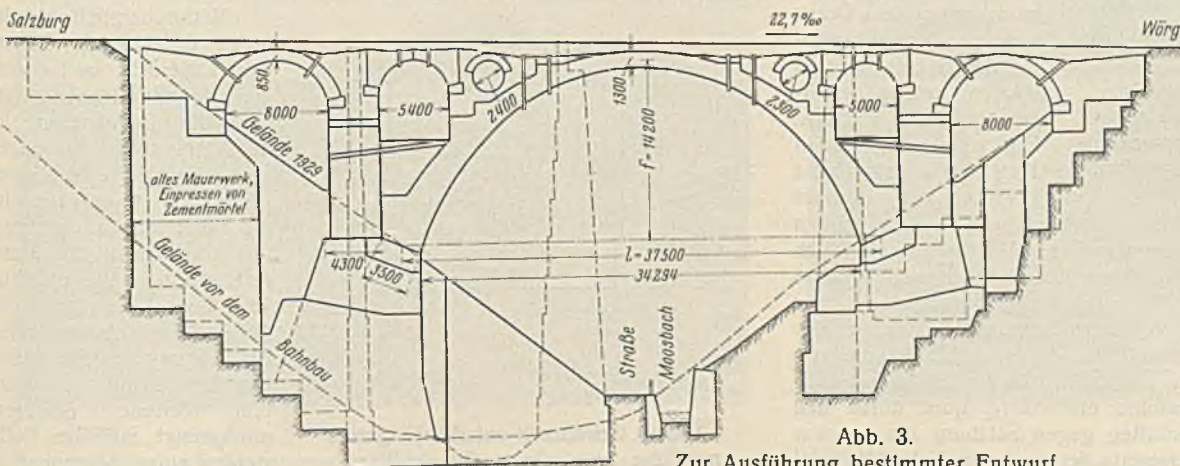


Abb. 3. Zur Ausführung bestimmter Entwurf.

hatte. Auf der Salzburger Seite hatte man damals große Mengen aus dem benachbarten Einschnitt abgelagert. Diese bis zu 16 m tiefe Anschüttung war nunmehr zu durchfahren. Auf beiden Hängen liegt der gewachsene Werfener Schiefer in geringer Tiefe unter dem ursprünglichen Gelände.

Die Arbeitsdurchführung war der Bauunternehmung Brüder Redlich & Berger in Wien freigestellt. Die Bahnverwaltung überwachte die Einhaltung der vorgesehenen Ausmaße und Gütevorschriften.

Als mit den Bauarbeiten im Mai 1929 begonnen wurde, stand,



Abb. 4. Bölung der großen Baugrube beim Salzburger Hauptwiderlager. Die Längshölzer haben sich stark nach oben durchgebogen. Einblick in den ausgeräumten Schlitz zwischen den Flügeln.



Abb. 6. Beide Flügel sind vorgegerutscht. Der rechte (im Bilde links) ist teilweise in den Schlitz zwischen den Flügeln abgesunken und hat sich an den linken Flügel angelehnt.

Druck in der Gleisrichtung auf, dem man durch Einbau von sehr starken Hölzern parallel zum Gleis zu begegnen suchte. Man hatte schließlich 80 m<sup>3</sup> Rundholz und 50 m<sup>3</sup> Pfosten eingebaut (Abb. 4). Das nachträgliche Einziehen dieser Bäume war bei der Tiefe der Baugrube schwierig.

Nach einer längeren Regenzeit von etwa einem Monat nahm der Druck in der Längsrichtung sehr schnell zu, die stärksten Bäume vermochten ihn nicht mehr aufzunehmen. Um 2 Uhr früh des 22. August 1930 wurde in 1,5 m Höhe über der Bausohle ein Riß R<sub>1</sub> quer durch den rechten Flügel bemerkt (Abb. 5). Er stieg gegen Salzburg hin an, war etwa 2 cm weit geöffnet, aus ihm rieselte feines, zermalmtes Material

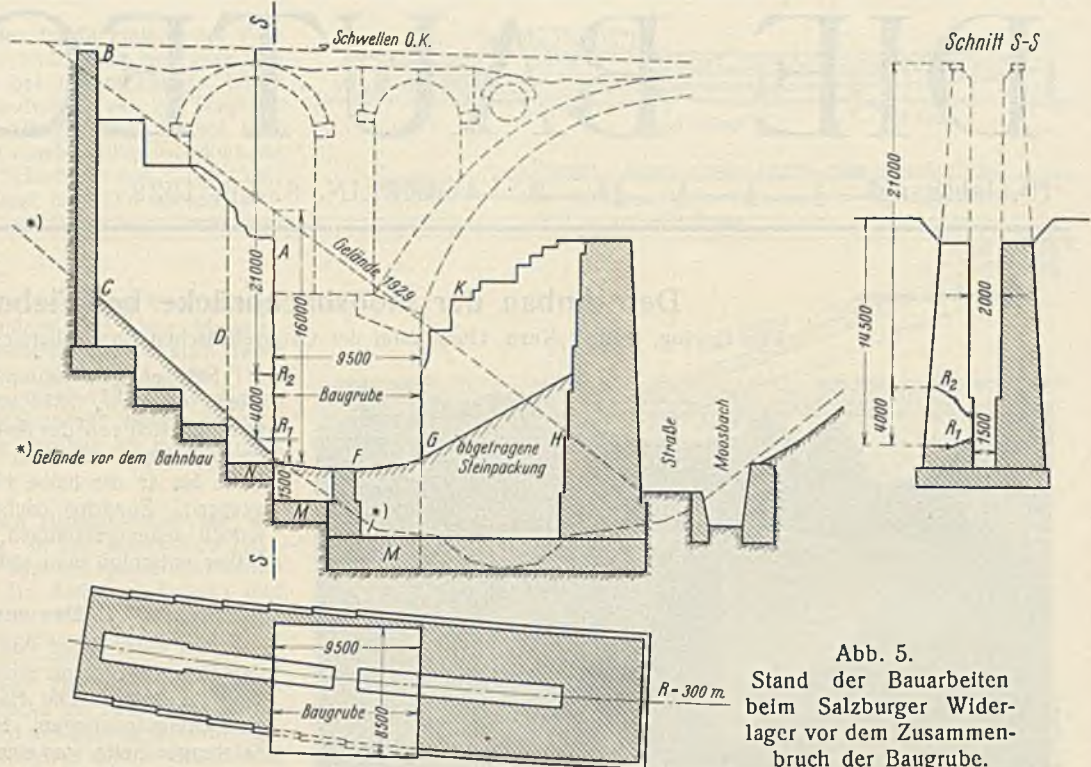


Abb. 5. Stand der Bauarbeiten beim Salzburger Widerlager vor dem Zusammenbruch der Baugrube.

da der Bau noch in demselben Jahre vollendet werden sollte, eine nur kurze Bauzeit zur Verfügung, und die Bauunternehmung warf sich mit Eifer auf die Herstellung des Hauptwiderlagers gegen Salzburg, weil hier etwa ein Viertel der gesamten Betonmenge herzustellen war. Da das alte Bauwerk im Bogen lag, kamen die Widerlager des neuen Hauptbogens teilweise in die Anschüttung zu liegen (Abb. 5). Die Baugrube war 9,5 m lang und 8,5 m breit, bei der tiefen Anschüttung ein ungewöhnliches Maß. In der Längsrichtung des Gleises war kein Druck zu erwarten, weil der Aushub im Bereiche des alten Mauerwerkskörpers stattfand. Die Längsbäume der Bölung wurden senkrecht zum Gleis gelegt, denn hier kam man in die Anschüttung und mußte mit großem Druck rechnen. Anfangs reichten die Hölzer aus und zeigten keinen außergewöhnlichen Druck. Erst von einer gewissen Tiefe an trat gegen alles Erwarten ein starker

heraus. Die obere Mauer hatte sich um etwa 10 cm vorgeschoben. Im Mauerwerk hörte man Knirschen und Knistern. Hierauf wurde die Belegschaft zurückgezogen. Gegen 1/8 Uhr morgens setzte sich der rechte Flügel samt der angrenzenden Anschüttung in der Richtung des Gleises in Bewegung, die Bölung wurde eingedrückt und die Baugrube verschüttet.

Abb. 5 zeigt den Stand der Arbeiten vor dem Einsturz. Durch den Unfall hatte sich der rechte Flügel von der Schildmauer bei B abgetrennt, seine oberen Teile A hatten sich etwa 1,5 m talwärts verschoben, seine unteren Teile weniger. Dabei war er zum Teil in den ursprünglich von Klaubsteinen ausgefüllten Schlitz zwischen den Flügeln abgesunken und hatte sich an den linken Flügel angelehnt. Dieser war mit dem oberen Teile der Schildmauer B ebenfalls ein Stück talwärts gerutscht, war jedoch nicht so zertrümmert wie der rechte Flügel (Abb. 6).

Für die Erklärung der Ursache des Einsturzes war zunächst der Umstand irreführend, daß sich der ganze Druck auf die Bölung parallel zum Gleis, also in der späteren Bewegungsrichtung, geäußert hatte. Schließlich kam man zu folgender Erklärung.

Mit zunehmender Vertiefung der Baugrube war die Steinpackung zwischen den beiden Flügeln auch in den Teilen CD der Abb. 5, die nicht abgetragen werden sollten, entfernt worden, weil sich der auf diese Weise entstandene Schlitz sehr gut zur Einführung der Bölungshölzer eignete, besonders für die nachträglich eingezogenen langen Verstärkungshölzer, die parallel zum Gleis lagen. Das Ausräumen der Steinpackung war keine verlorene Arbeit, weil der Schlitz später ohnehin ausbetoniert werden sollte.

Das Herstellen eines offenen Schlitzes war jedoch für das folgende entscheidend, denn hierdurch wurde der Gleichgewichtszustand in den Parallelfügeln gestört. Der Erddruck, der bisher durch die Steinpackung von einem Flügel auf den anderen übertragen worden und so in sich selbst zum Ausgleich gekommen war, mußte nun von jedem Flügel für sich aufgenommen werden, da die gegenseitige Abbölung der Flügel (senkrecht zum Gleis) dem Aushube nicht folgte.

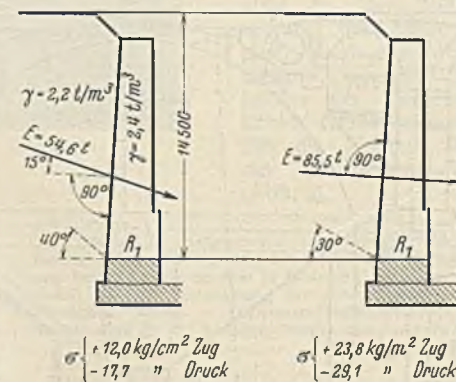


Abb. 7. Erddruck auf die Flügel nach der Ausräumung des Schlitzes.

Wahrscheinlich wurde durch den langen Regen der Erddruck noch vergrößert. Bezeichnend ist, daß die Bahngräben in Gleishöhe selbst bei stärkstem Regen kein Wasser führen, alles versinkt in die Tiefe. Bei den späteren Grabarbeiten in der alten Anschüttung vom Jahre 1873 wurden förmliche Quellen angeschnitten. Die Anschüttung besteht in der Hauptsache aus verwittertem Werfener Schiefer, untermengt mit den Rollsteinen eines beginnenden

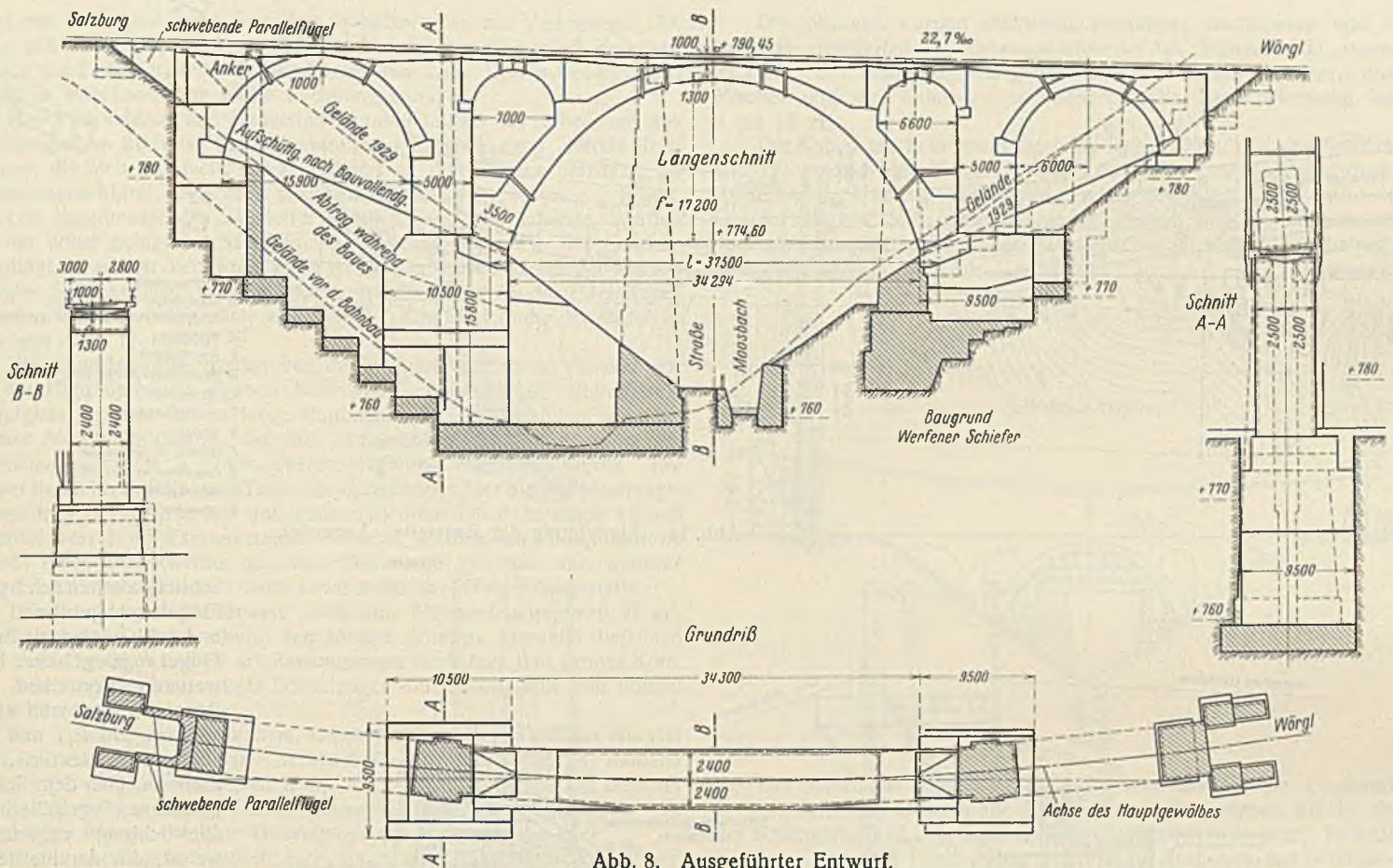


Abb. 8. Ausgeführter Entwurf.

Konglomerates (sog. Sommergrer). Der Werfener Schiefer hatte sich in eine schmierige, erdige Masse von rotbrauner Farbe verwandelt. Wenn man beim späteren Ausbetonieren des neuen Hauptwiderlagers einen Laden der Zimmerung entfernte, so floß an manchen Stellen eine breiige Masse in die Baugrube. Die Bauleitung ermittelte das Raumgewicht der nassen Anschüttung mit 2,2 bis 2,3 t/m<sup>3</sup>.

Berechnet man die Wirkung des Erddruckes von außen auf einen freistehenden Parallelfügel (Abb. 7), so erhält man in der Höhe des Risses  $R_1$  eine Zugspannung von 12 kg/cm<sup>2</sup>, bei Vernachlässigung der Reibung zwischen Erde und Mauerwerk sogar fast das Doppelte, was für Bruchsteinmauerwerk in Romazementmörtel zu viel ist und daher zu Zugrissen geführt haben wird. Hierzu kommt, daß das Mauerwerk, das in den unteren Teilen im allgemeinen gut war und geschossen werden mußte, doch vielleicht durch das Sprengen gelockert worden war, oder daß vielleicht ältere Zugrisse vorlagen. Es scheint, daß nur der rechte Flügel in dieser Weise zerstört war. Er legte sich nicht gegen den linken Flügel, weil er daran durch die wenn auch schwache Böhlung im Schlitz (senkrecht zum Gleis) gehindert wurde.

Man muß sich vorstellen, daß die durch den Erddruck entstandene Bruchfuge gegen Salzburg zu anstieg, was für den vorderen Teil bei  $R_1$  festgestellt wurde und für den hinteren Teil gegen die Schildmauer  $B$  zu sehr wahrscheinlich ist, da die verbliebene Steinpackung im Bauwerkinnern in derselben Weise wie das Gelände gegen Salzburg anstieg, so

daß die Erddruckhöhe überall nahezu gleich groß war. Nun sog sich durch den langen Regen die alte Anschüttung wie ein Schwamm voll, der Erddruck, der ja auch auf die Schildmauer  $B$  und somit in der Richtung des Gleises wirkte, wurde verstärkt. Gleichzeitig wurde die Baugrube vertieft, d. h. der Fuß  $F$  entfernt, mit dem sich die beiden ansteigenden Flügelteile  $CD$  gegen die an der Straße verbliebenen Flügelteile  $GH$  abstützten. Schließlich setzte sich der abgetrennte Flügel  $CD$  parallel zum Gleis in Bewegung und zerdrückte die Böhlung in der Baugrube. Diese war zum Schluß außerordentlich stark, aber zu verschiedenen Zeiten eingebaut, daher unter ungleicher Spannung. Man darf die Widerstände der Bolzen nicht zusammenzählen. Überdies waren die oberen Kränze der Böhlung schief, weil man den Mauerwerkskörper bei  $K$  wegen des Lehrgerüsts schon abgetragen hatte. Die leichte Böhlung zwischen den Flügeln senkrecht zum Gleis wurde bei der Abwärtsbewegung des rechten Flügels verdreht, sie fiel herunter, und nun legte sich der rechte Flügel gegen den linken (Abb. 6). Ob der linke Flügel erst hierdurch zerstört und mitgerissen wurde oder ebenfalls schon früher beschädigt war, läßt sich nicht angeben.

Von der eisernen Brücke im Nebengleis aus wurde beobachtet, daß zuerst der rechte Flügel langsam in der Längsrichtung abgerutscht ist



Abb. 9. Lehrgerüst für den Hauptbogen. Bach und Straße werden durch den abgesenkten alten Blechträger überbrückt.



Abb. 10. Das fertige Bauwerk. Dahinter die Pfeiler im 2. Gleis.

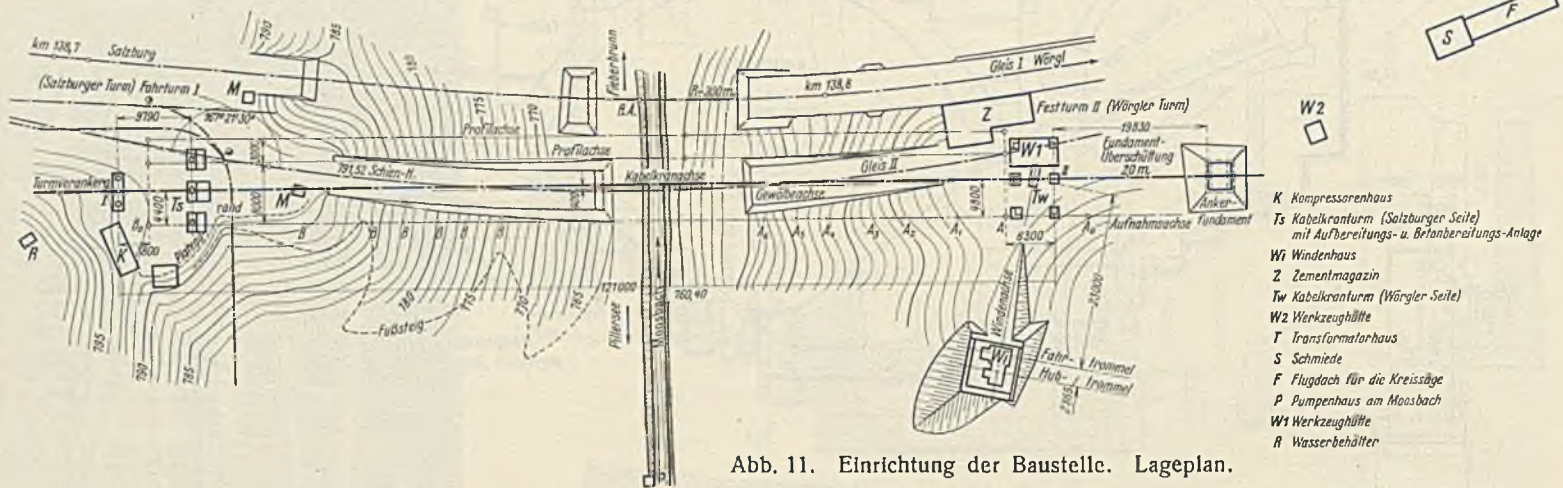


Abb. 11. Einrichtung der Baustelle. Lageplan.

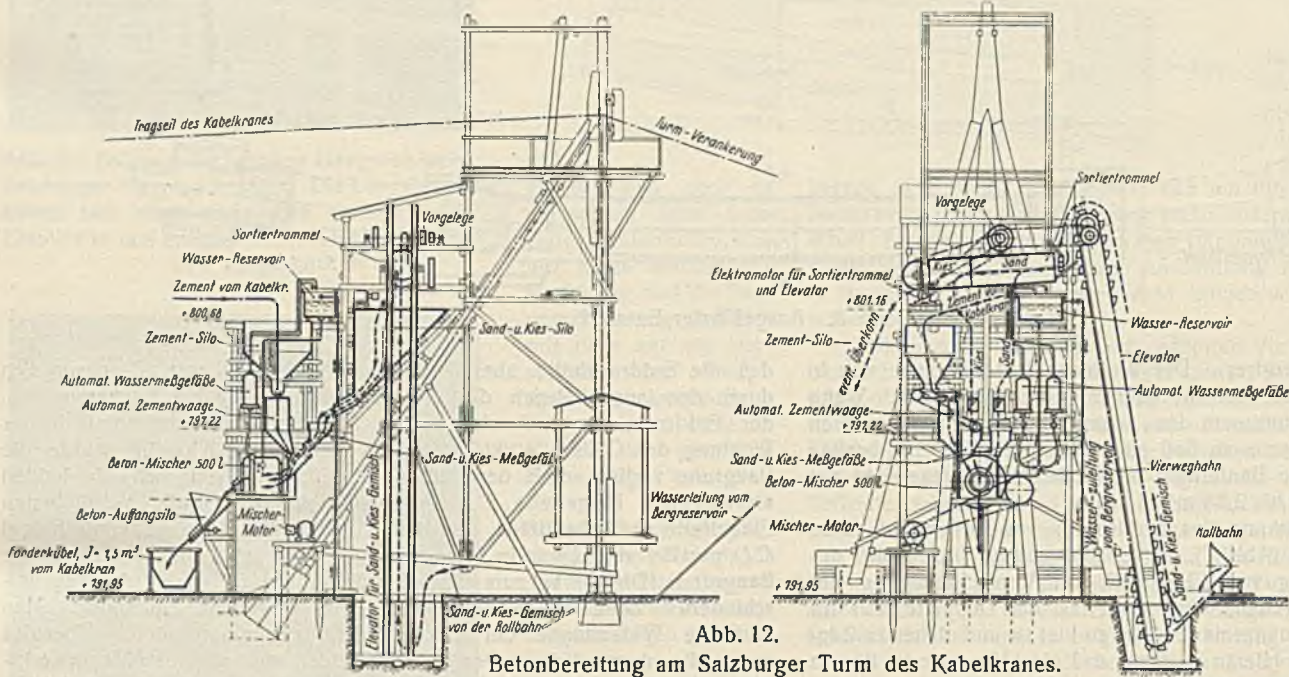


Abb. 12. Betonbereitung am Salzburger Turm des Kabelkranes.

Schlitz zwischen den beiden Flügeln abgerutscht war und sich an den linken Flügel angelegt hatte. Beim weiteren Vortreiben der Baugrube kam man wieder auf den Riß  $R_1$ , und hier zeigte sich deutlich, daß zwar die über dem Riß befindlichen Flügelteile in der Gleisrichtung vorgerutscht waren, die darunterliegenden Flügelteile aber samt ihrem Fundament  $N$  sich nicht bewegt hatten.

Nach dem Unfall wurden selbstverständlich auch die Widerlager im benachbarten Gleis untersucht, und wiewohl man oberhalb des Geländes keine Bewegung feststellen konnte, doch, um ganz sicher zu gehen, am Salzburger Widerlager ein Schacht bis auf den gewachsenen Werfener

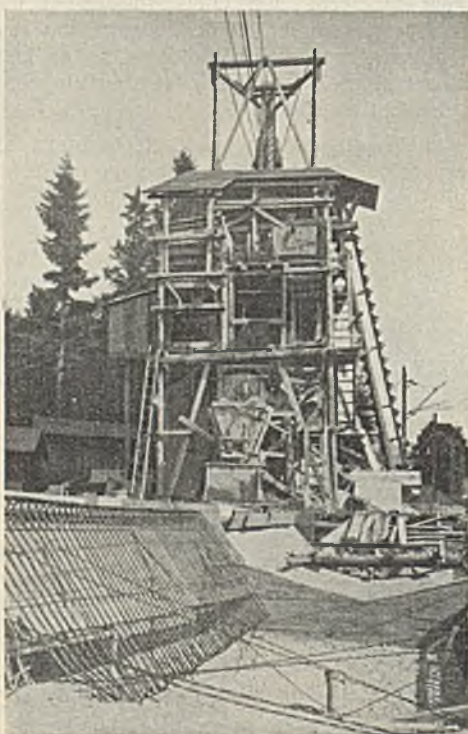


Abb. 13. Salzburger Turm des Kabelkranes mit Betonbereitungsanlage.

und die Bölung in der Baugrube zerdrückte. Erst dann hat er sich verdreht und gegen den anderen Flügel gelegt. Anfänglich bestand die Anschauung, daß die ganze Lehne abgerutscht sei. Es standen aber die oberen Flügelteile  $CD$  mit den an der Straße gelegenen Flügelteilen  $GH$  noch durch das unter der Baugrube gelegene Fundament  $M$  in Verbindung. Eine Bewegung der ganzen Lehne hätte sich daher auch unten an der Straße auswirken müssen. Hier ist aber alles in Ruhe geblieben. Bei dem neuerlichen Ausheben der verschütteten Baugrube wurde festgestellt, daß sich im rechten Flügel ein Riß  $R_2$  gebildet hatte (Abb. 5), über den der ganze darüberliegende Mauer- teil in den ausgeräumten

Schiefer abgeteuf, und als man alles in Ordnung gefunden hatte, wieder zubetoniert. Auch das ist ein Beweis, daß die Rutschung an der Oberfläche geblieben war und sich nicht in die Tiefe erstreckte.

Um bei der Wiederaufnahme der Bauarbeiten die Durchfahrung des Gemisches von Mauerwerktrümmern, Erde und Bauholz zu erleichtern und den starken Druck ganz auszuschalten, wurde oberhalb der Baugrube in der Gleisrichtung eine 8 bis 9 m tiefe Rinne ausgehoben (Abb. 8), die sich bis in die Gleishöhe erstreckte und nach Vollendung des Baues teilweise wieder verschüttet wurde. Außerdem wurde die Baugrube im unteren Teile in zwei Schächten ausgehoben.

Der in Abb. 3 dargestellte Bauentwurf entsprach nicht mehr den geänderten Verhältnissen. Er wurde in den in Abb. 8 gezeigten Entwurf umgeändert, der ohne weiteren Zwischenfall ausgeführt wurde. Bei diesem Entwurf sind sämtliche Gewölbe bewehrt. Der Hauptbogen hat nach der österreichischen Vorschrift eine Mindestbewehrung von 0,4%. Der wirkliche Eisenaufwand stieg auf 46,4 kg für 1 m<sup>3</sup> Beton.

Abb. 9 zeigt das Lehrgerüst des Hauptbogens, wofür man den alten, abgesenkten Blechträger verwendet hatte. Abb. 10 zeigt das fertige Bauwerk<sup>1)</sup>.

2. Die Einrichtung der Baustelle.<sup>2)</sup>

Hierfür war folgendes zu beachten: Die Geräte, Bauhölzer und sämtliche Baustoffe wurden mit der Hauptbahn zugeführt; abgetragenes Mauerwerk und Erdaushub konnten rechts der Bahn an beiden Talhängen geschüttet werden. Für die Bedienung der fast 100 m langen Baustelle

<sup>1)</sup> Weitere Angaben über die Brücke bringen das Jahrbuch des Österreichischen Beton-Vereins, Wien 1930, S. 119, und die Technischen Mitteilungen, Wien.

<sup>2)</sup> Die Einzelheiten wurden von Herrn Ing. Emil Hopfgartner, Direktor der Bauunternehmung Brüder Redlich & Berger in Wien, in freundlicher Weise zur Verfügung gestellt.

stand ein Kabelkran vom Bau des Stubachwerkes zur Verfügung. Die Bahn fällt von Salzburg her 22,7‰, der Höhenunterschied zwischen Anfang und Ende der Baustelle beträgt ungefähr 2 m. Diesen Bedingungen wurde in wohlüberlegter Weise Rechnung getragen.

Mauerwerkabtrag und Erdaushub wurden mittels des Kabelkrans aus den Baugruben bis über das Gelände gehoben und dann mittels Rollbahnen, die sich senkrecht zur Hauptbahn an den Lehnen hinstellten, in Stufen angeschüttet, es wurde also keine überflüssige Hebung geleistet.

Die Hauptmasse der Baustoffe, nämlich Sand und Schotter, wurden auf der höher gelegenen Salzburger Seite verarbeitet. Für das Zementhauptlager war hier kein Platz mehr vorhanden, es mußte auf der tieferen Wörgler Seite angelegt werden, woran sich die Plätze für das Eisenblegen und den Bau der Lehrgerüste anschlossen. Die Einrichtung der Baustelle geht aus Abb. 11 hervor.

Die Zuschlagstoffe wurden von dem 14 km entfernten Grieselbach auf der Hauptbahn mit eigenen Bauzügen herangefahren. Neben dem Hauptgleis lag eine 220 m lange Rollbahn. Die Muldenkipper waren in solcher Anzahl vorhanden, daß sie den ganzen Inhalt eines Bauzuges aufnehmen konnten, wodurch Zwischenlagerung vermieden wurde. Die Kipper liefen im Gefälle zum Turm des Kabelkrans, der die Aufbereitungsanlage trug (Abb. 12 u. 13), und entleerten ihren Inhalt in einen kleinen Behälter von 1 m<sup>3</sup> Fassungsraum. Hierauf wurden die Zuschlagstoffe mittels eines Becherwerkes zu einer Siebanlage gehoben, ihr weiterer Weg führte ununterbrochen nach abwärts bis zur Verwendungsstelle.

Das 14 m hohe Becherwerk hatte eine Stundenleistung von 28 m<sup>3</sup>, die Siebtrommel eine Lochung von 15 und 30 mm. Darunter befanden sich zwei Behälter von 20 m<sup>3</sup> Fassungsraum für feines und grobes Korn. Die Zuleitung geschah mittels Schnurzug durch Meßgefäße von normal 200 l Inhalt.

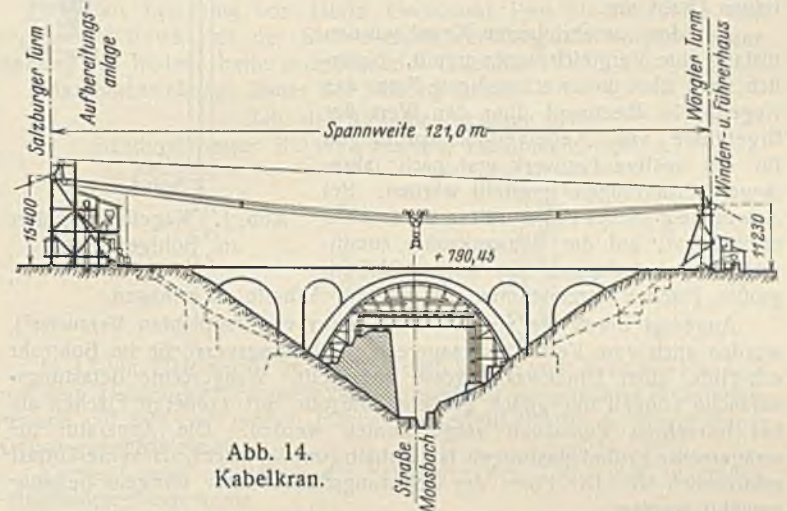
Der Zement wurde von dem erwähnten Hauptlager auf der Wörgler Seite mittels des Kabelkrans herüberbefördert und in einen Behälter von 7 t Fassungsraum geschüttet, der in gleicher Höhe wie die Behälter für die Zuschlagstoffe lag. Eine Schnecke führte den Zement in die selbsttätige Waage, die eine Genauigkeit von 2‰ aufwies.

Die Wasserzugabe geschah auch durch eine selbsttätige Vorrichtung. Bei Frost wurde das Kühlwasser des Kompressors, das eine Wärme von 25° C hatte, verwendet, Zuschlagstoffe und Zement wurden jedoch nicht vorgewärmt. Gefrorene Stücke wurden schon vor dem Becherwerk ausgeschieden.

Eine Racco von Roll-Mischmaschine von 500 l Trommelinhalt warf das Mischgut in einen festen Behälter, aus dem es in eiserne Kübel von 1,5 m<sup>3</sup> Fassungsraum floß, die vom Kabelkran zur Verwendungsstelle befördert wurden.

Die Motoren wurden elektrisch betrieben; Becherwerk und Siebtrommel erforderten 10, Zubringerschnecke 1,5, Mischer 10, zusammen 21,5 PS. Zur Bedienung der ganzen Aufbereitungsanlage waren nur ein Mischer und ein Zumesser erforderlich. Die Stundenleistung betrug 8 bis 10 m<sup>3</sup>.

Der Kabelkran hatte zwei ortsfeste Türme (Abb. 14), eine Spannweite von 121 m und eine Tragkraft von 4,6 t. Die Laufgeschwindigkeit der Katze betrug 4 m/sek, das Heben geschah voll mit 0,5, leer mit 1 m/sek Geschwindigkeit. Für den Fahrmotor wurden 53, für den Hubmotor 40,5 kW benötigt. Bei einer Stundenleistung von 8 m<sup>3</sup> betrug der Energiebedarf 3,5 kWh für 1 m<sup>3</sup> Beton.



Der Kabelkran leistete im Bereiche der Brücke alle Förderungen. Er beförderte das abgetragene Mauerwerk in Steinkörben auf die Kipper der Schüttgleise und hob dabei Quadern bis zu 3,5 t Gewicht. Er bediente die eng verbölzten Fundamentschächte beim Ausheben und beim Zu- und Wegschaffen der Böhzhölzer. Bei den Nebenöffnungen von 16 und 12 m Lichtweite versetzte er die fertig abgebundenen Lehrgerüstbinder und die Körbe der fertig gestrickten Bewehrung. Er versetzte die schweren eisernen Maste für die Fahrdrableitung der Hauptbahn und führte das Mischgut für etwa 5300 m<sup>3</sup> Fertigbeton an den Verwendungsort.

Kabelkran und Betonaufbereitungsanlage haben sich sehr gut bewährt, sie stehen in gleicher Anordnung schon wieder bei einem anderen großen Brückenbau in Verwendung.

## Baugrundprobelastungen, ihre Auswertung und die an den Bauwerken gemessenen Setzungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Heinr. Preß, Berlin.

Über die Durchführung von Probelastungen des Baugrundes hat der Deutsche Ausschuß für Baugrundforschung zwar Vorschläge und Richtlinien<sup>1)</sup> herausgegeben, über die Auswertung der Probelastungen ist jedoch darin nichts mitgeteilt.

Solange noch nicht zuverlässig von der Probelastung auf die Tragfähigkeit des Baugrundes unter der späteren Gründungssohle — wenn auch nur bei kohäsionsarmen Böden — geschlossen werden kann, wird auch die Auswertung überhaupt nicht mit Sicherheit möglich sein.

Erst planmäßiges Erforschen der Zusammenhänge und Einflüsse der verschiedensten Faktoren<sup>2)</sup> wird das Problem der zuverlässigen Auswertung von Probelastungen zu einem befriedigenden Vorwärts bringen.

Selbstverständlich sind auch nur auf der Bauwerksohle durchgeführte Probelastungen ohne Kenntnis der Tragfähigkeit beeinflussenden Faktoren der Bodenschichten bis zur Tiefe, die zumindest der Breite der späteren Gründungsfläche gleich ist, von sehr geringem Nutzen.

Vielfach wird es wenigstens bei kohäsionsarmen Böden, deren Tragfähigkeit in hohem Maße von der Lagerungsdichte abhängt, neben einer kurzen Beschreibung der Böden<sup>3)</sup> und Mitteilung der Höhenlage des Grundwasserspiegels genügen — um so mehr, als die Geräte zur einwandfreien Entnahme möglichst ungestörter Bodenproben noch sehr ver-

besserungsbedürftig sind —, Probelastungen unter den gleichen Bedingungen wie an der Bauwerksohle in den verschiedensten Tiefen im Bohrloch durchzuführen und im Laboratorium nur die beachtlichsten aus den Bohrlöchern entnommenen Böden zu untersuchen. Für die Tragfähigkeit sandiger und kiesiger Böden sind überdies Schwankungen in der Zusammensetzung von geringer, die örtlich auftretenden Schwankungen in der Lagerungsdichte jedoch von beträchtlicher Bedeutung.

Je nach ihrer Entstehungsgeschichte sind kohäsionsarme Ablagerungen aus verschiedenen dichten Schichten zusammengesetzt. So ergab z. B. die von Meter zu Meter durchgeführte Dichten-Ermittlung einer Sandablagerung im Osten Groß-Berlins Schwankungen bis zu rd. 30%. Andererseits geben selbstverständlich Probelastungen im Bohrloch nur für die Beurteilung der ungefähr dem Lastplattendurchmesser entsprechend gleich starken Bodenschicht Vergleichswerte. Es ist daher erforderlich, bei kohäsionsarmen Böden zahlreiche Dichte-Bestimmungen bzw. Belastungsversuche im Bohrrohr durchzuführen, um über den Wechsel in der Lagerungsdichte und somit über die Tragfähigkeit des Bodens zuverlässig unterrichtet zu werden.

Verfasser hat in letzter Zeit zahlreiche Probelastungen in Bohrloch durchgeföhrt. Unter anderem wurden — neben lotrechten Belastungsversuchen von Kreisflächen im Bohrrohr<sup>4)</sup> — Belastungsversuche mit einem Kegel von 8 cm Durchm. und 6,5 cm Höhe, der am Bohrgestänge bzw. am Bohrer zu befestigen war, vorgenommen. Wie Abb. 1 zeigt, wird beim Belastungsversuch das Gestänge durch aufgelegte Ge-

<sup>1)</sup> Zu beziehen durch die Deutsche Gesellschaft für Bauwesen, Berlin NW 7.

<sup>2)</sup> Vgl. die in der Bautechn. 1930, Heft 42, u. 1931, Heft 50, veröffentlichten Versuche des Verfassers über Einfluß der Lastflächengröße bei gleicher Form und Einfluß der Form bei gleichbleibender Lastflächengröße auf die Tragfähigkeit.

<sup>3)</sup> Über die zu ermittelnden Größen s. a) Vorschläge und Richtlinien für Probelastungen, Abschn. IV, und Vorschläge für die einheitliche Benennung der Bodenarten, Deutsche Gesellschaft für Bauwesen; b) Preß, Versuch der Festlegung der Bezeichnungen und der zu untersuchenden, für den Grundbau wesentlichen Eigenschaften der Böden, Geologie und Bauwesen 1929, Heft 4.

<sup>4)</sup> Bei lotrechten Belastungsversuchen im Bohrrohr wird, da der Boden nicht oder nur gering entspannt ist, infolge des kleinen Raumes zwischen Lastfläche und Bohrrohr, hauptsächlich der Widerstand des Bodens gegen Verdrängen durch Verdichten gemessen, nicht aber der zunächst bei freiliegender Belastungsplatte auftretende Widerstand gegen Hochpressen. Lotrechte Belastungsversuche im Bohrrohr geben mithin zumeist kein klares Bild über den mit der Tiefe sich verändernden Verdrängungswiderstand.

wichtsscheiben belastet und die Einsenkung unter der Belastung beobachtet.

Die Belastungsversuche, von Meter zu Meter durchgeführt, besonders wenn der Kegelprüfer am Bohrer angebracht ist und dadurch das Ab- und Wiederaufsetzen des Bohrers erspart bleibt, gehen schnell vonstatten. Das Ablesen der Einsenkungswerte geschieht am einfachsten an dem auf dem Gestänge angebrachten Maßstabe von einem über das Bohrrohr als Nullmarke gespannten feinen Draht aus.

Mit dem beschriebenen Kegel wurden bislang gute Vergleichswerte erzielt. Natürlich kann über die zweckmäßigste Form des Kegels wie überhaupt über den Wert der Ergebnisse von Kegelvergleichsprüfungen für das spätere Bauwerk erst nach jahrelangen Erfahrungen geurteilt werden. Bei Anwendung dieses Kegelprüfers ist es stets erforderlich, auf der Bauwerksohle zumindest Probelastungen mit  $31,6 \times 31,6$  cm großen Flächen vorzunehmen, um weitere Anhalte zu erlangen.

Angeregt durch die von Dr. Emperger veröffentlichten Versuche<sup>5)</sup>, wurden auch vom Verfasser waagerechte Belastungsversuche im Bohrrohr mit Hilfe einer Druckwasserpresse angestellt. Waagerechte Belastungsversuche können bei gleich großem Bohrrohr mit größeren Flächen als bei lotrechten Versuchen vorgenommen werden. Die Apparatur für waagerechte Probelastungen ist verhältnismäßig leicht, da keine Totlast erforderlich ist. Die Form der Belastungsfläche kann übrigens beliebig gewählt werden.

Beim waagerechten Belastungsversuch im Bohrrohr kann der Boden neben den Lastflächen hochquellen. Die erzielten Einsenkungswerte sind jedoch nicht unabhängig von der Überlagerungshöhe. Auch werden bei stark wechselnden und verschieden gelagerten Schichten für die Auswertung mitunter unbrauchbare Belastungsversuche durchgeführt. Bei genauer Beachtung des entnommenen Bodens sollten jedoch derartige Fehlversuche fast vermeidbar sein.

Bislang wurde die auf dem Bohrer befestigte, mit zwei Druckflächen versehene Presse am Gestänge mit dem Bohrer heruntergebracht und, da die ersten Versuche nur in geringen Tiefen stattfanden, auf optischem Wege die beiderseitige Lastflächeneindringung bei jedem Pressendruck abgelesen.

Auch für dieses Belastungsgerät muß erst eine große Anzahl von Versuchen und Setzungsmessungen an Bauwerken vorliegen, ehe über seine Brauchbarkeit geurteilt werden kann.

Nachstehend seien zunächst einige Probelastungen, ihre Auswertung und die an den betreffenden Bauwerken gemessenen Setzungen mitgeteilt.

**Bau 1.** In Berlin O auf der Baugrubensohle eines Wohnungsblocks durchgeführte Belastungsversuche mit  $a = 10 \times 10$  cm,  $b = 20 \times 20$  cm und  $d = 30 \times 30$  cm großen Belastungsflächen lieferten die in Abb. 2<sup>6)</sup> dargestellten Setzungswerte. Der Baugrund bestand in Sohlenhöhe aus im Grundwasser liegendem Feinsand<sup>7)</sup> großer Gleichmäßigkeit. Die Farbe des Sandes war gelbgrau. Die Körner waren zumeist rund und glatt. Der Boden war gering kalk- und lehmhaltig; auch enthielt er geringe Bestandteile an Kohle. Das Raumgewicht des trockenen Bodens in natürlicher Lagerung betrug 1,5, der Hohlraumprozentsatz war 43,7. — Die Werte der Kurve *c* wurden im gleichen Boden in 2,3 m unter Sohle bei einem Raumgewicht von 1,51 und einem Hohlraumprozentsatz von rund 43 mit einer  $30 \times 30$  cm großen freiliegenden Belastungsfläche erzielt.

In der Tiefe von 4,15 m unter Baugrubensohle besaß der fast gleichartige Boden ein Raumgewicht von 1,53 und einen Hohlraumprozentsatz von 39,8.

In der zu 12,8 m erbohrten Tiefe wurde bei dem dort auftretenden ungleichmäßigen Feinsand<sup>7)</sup> fast gleicher Zusammensetzung das Raumgewicht zu 1,56 und der Hohlraumprozentsatz zu 36,8 bestimmt.

Das in drei 1,5 m breiten Längsstreifen von je 29 m und fünf gleichfalls 1,5 m breiten, gleichmäßig auf 29 m verteilten Querstreifen von 12 m Einzellänge aufgelöste Wohnhausblockfundament setzte sich gleichmäßig unter den rechnerisch ermittelten Lasten um die in Kurve *e* aufgetragenen Werte.

<sup>5)</sup> Dr. Emperger, Die zulässige Belastung des Baugrundes, Bautechn. 1926, Heft 16.

<sup>6)</sup> In den Abbildungen sind der verhältnismäßig geringen Streuungen wegen nur die Werte einer Versuchsreihe aufgetragen und von diesen auch nur die zweiten nach bestimmter Zeit stattgefundenen Ablesungen.

<sup>7)</sup> Korngröbeneinteilung nach Merkblatt des Deutschen Ausschusses für Baugrundforschung, Bauing. 1929, Heft 46.

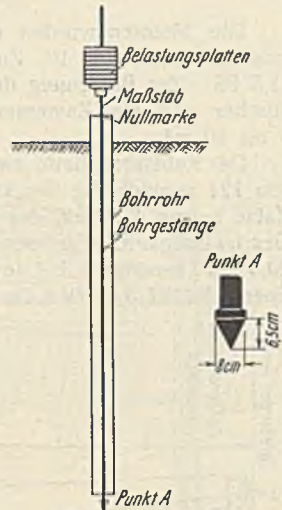


Abb. 1. Kegelbodenprüfer am Bohrgestänge.

Abb. 2 zeigt, daß die größeren Probelastflächen bei gleicher Bodenpressung größere Einsenkungen als die kleineren verursachen, sofern nicht, wie später dargestellt wird, zu kleine Lastflächen verwendet werden<sup>8)</sup>.

Die Setzungen der Probelastflächen wiederum sind beträchtlich kleiner als die des Fundamentes, das als Streifen- oder mehrfaches Kastenfundament aufgefäßt nach den Untersuchungen des Verfassers an kleinen Flächen<sup>9)</sup> weit mehr als eine gleich große quadratische Gründungsfläche einsinken soll.

Zu beachten ist schließlich, daß die große Gründungsfläche mit wachsendem spezifischen Druck mehr in die Tiefe wirkt, wo besserer Baugrund angetroffen wurde.

Abb. 2. Setzungskurven von Probelastungen und Fundament Bau 1.

**Bau 2.** Vor Herstellung zweier Stützenfundamente in Berlin NO wurden auf der späteren Gründungssohle (Kurve *d*) und in 2,90 (Kurve *c*), 5,70 (Kurve *b*) und 8,30 m (Kurve *a* der Abb. 3) unter späterer Fundamentsohle in einem dicht neben dem einen Fundament errichteten Schacht Probelastungen mit  $30 \times 30$  cm großen, freiliegenden Flächen ausgeführt.

Der Boden in Fundamentsohle bestand aus mittelfeinem, im Grundwasser liegendem, grauem Sand<sup>10)</sup> von großer Gleichmäßigkeit. Der Boden war schwach kalk- und kohlehaltig. Lehmbestandteile wurden nicht gefunden. Die Körner waren zumeist rund und glatt. Das Raumgewicht des trockenen Bodens betrug 1,93, der Hohlraumprozentsatz 35,7.

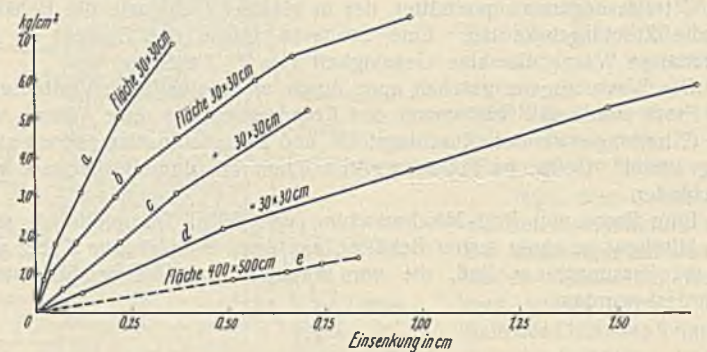


Abb. 3. Setzungskurven von Probelastungen und Fundament Bau 2.

In 2,90 m Tiefe wurde bei dem fast gleichartigen Boden ein Raumgewicht von 1,95 und ein Hohlraumprozentsatz von 33,2 festgestellt.

Bei 5,70 m unter Sohle wurde ein ungleichmäßiger mittelfeiner Sand gleicher Farbe und Zusammensetzung angetroffen, der ein Raumgewicht von 1,96 und einen Hohlraumprozentsatz von 32,5 aufwies.

In 8,3 m Tiefe endlich wurde ein Grobsand<sup>11)</sup> von mittlerer Gleichförmigkeit, grauer Farbe, von geringem Kalk- und Kohlegehalt gefunden. Das Raumgewicht des trockenen, fast ungestörten Bodens betrug 2,08, der Hohlraumprozentsatz 24,4.

Abb. 3, Kurve *e*, zeigt die gemessenen Setzungen des  $4 \times 5$  m großen Stützenfundaments nach Aufbringung der Lasten.

Die Kurven *a* bis *d* der Abb. 3 zeigen den Einfluß von Raumgewicht und Hohlraumprozentsatz auf die Tragfähigkeit. Mit wachsendem Raumgewicht und sinkendem Hohlraumprozentsatz vermindern sich bei gleicher spezifischer Pressung die Einsenkungswerte. Schließlich sei wieder darauf hingewiesen, daß die Setzungen des Fundaments bedeutend größer sind als die der Probelastflächen.

Besonders beachtenswert erscheinen überdies die bei den beiden letzten Laststufen sorgfältig gemessenen, um einiges gegenüber den ersten Werten verminderten Einsenkungswerte. Diese Verminderung ist zweifellos auf den Einfluß des tieferen, besseren Baugrundes zurückzuführen.

**Bau 3.** In der Nähe des Berliner Zentralviehofes wurden vor Errichtung eines größeren Fundaments auf der Baugrubensohle zahlreiche Belastungsversuche mit quadratischen Flächen verschiedener Größe vorgenommen. Diese Versuche sind bereits in Bautechn. 1930, Heft 42, Abb. 1, mitgeteilt worden.

Der Baugrund bestand aus erdfeuchtem, graugelbem, reinem, fast gleichmäßigem Feinsand mit geringem Kalkgehalt vom Raumgewicht = 1,52 und einem Hohlraum von  $\approx 42\%$ .

<sup>8)</sup> Im allgemeinen sei vor der Verwendung von Probelastflächen unter  $30 \text{ cm}^2$  gewarnt.

<sup>9)</sup> S. Fußnote 2. — <sup>10)</sup> S. Fußnote 7. — <sup>11)</sup> S. Fußnote 7.

In der Tiefe von 9,10 m wurde das Raumgewicht zu 1,58, der Hohlraumprozentatz zu 39,2 bestimmt. Grundwasser fand sich bis in 12,30 m Tiefe nicht vor.

In Abb. 4<sup>12)</sup> sind die Setzungskurven der verschiedenen großen quadratischen Flächen aufgetragen.

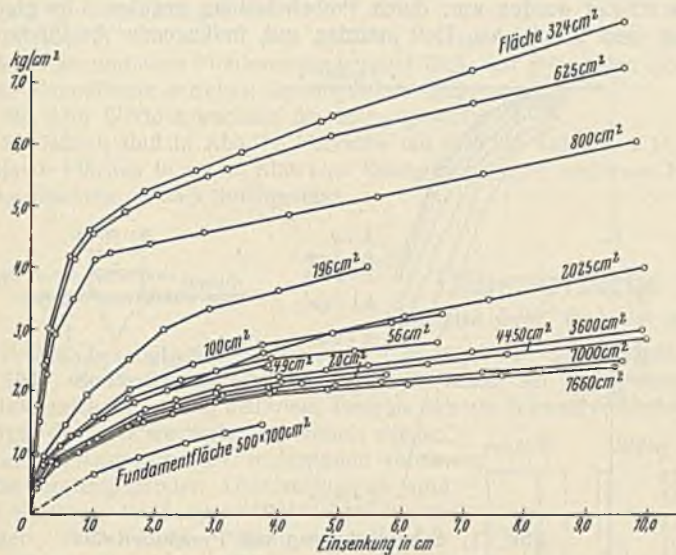


Abb. 4. Setzungskurven von Probelastungen und Fundament Bau 3.

Die Einsenkungswerte der verschiedenen Flächen bei gleicher spezifischer Pressung sind auf die Quadratwurzel der Flächen bezogen in Abb. 4a aufgezeichnet.

Diese Versuche weisen wieder mit der Lastflächengröße wachsende Einsenkungswerte bei gleicher spezifischer Pressung auf. Sie lehren überdies, daß unter einer bestimmten Lastfläche liegende Flächen mit abnehmender Größe bei gleicher Bodenpressung größere Einsenkungswerte ergeben, und zwar infolge des bei kleiner Lastfläche stärker wirksamen Ausweichens des Bodens am Rande der Lastfläche. Je mehr der Boden seitlich ausweichen kann, um so größer muß mithin die für brauchbare Probelastungen zu wählende Platte sein.

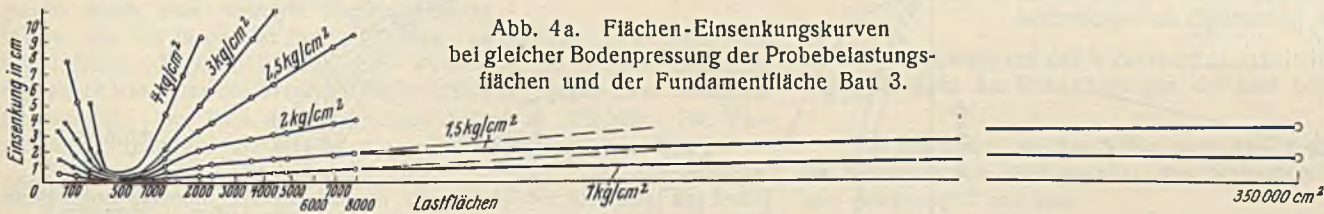
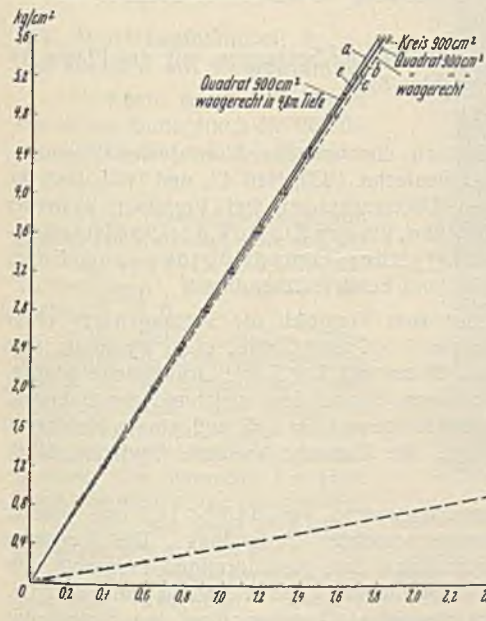


Abb. 4a. Flächen-Einsenkungskurven bei gleicher Bodenpressung der Probelastungsflächen und der Fundamentfläche Bau 3.

Die Versuche lassen ferner erkennen, daß Probelastungen mit zumindest zwei verschieden groß, z. B. 50 cm<sup>2</sup> und 100 cm<sup>2</sup>, Flächen durchgeführt, einen Anhalt (Abb. 4a) für die Setzungen noch größerer Flächen geben, vorausgesetzt, daß der Baugrund bis in größere Tiefen zumindest dem der Baugrubensohle gleichartig ist und Grundwasser wie Erschütterungseinflüsse nicht auftreten.



Aus den Versuchen ergibt sich auch, daß die Setzungen der großen rechteckigen Fundamentfläche — die nach den Modellversuchen des Verfassers (s. Fußnote 2) größere Einsenkungswerte als Quadratflächen bei gleicher spezifischer Pressung aufweisen — bei

<sup>12)</sup> Wiederholt aus Bau-techn. 1930, Heft 42, Abb. 1.

Abb. 5. Setzungskurven von Probelastungen und Fundament Bau 4.

weitem geringer sind, als nach den Probelastungen anzunehmen war (geradlinige Verbindung der Probelastungswerte; vgl. Abb. 4a).

Bau 4. Auf der Sohle eines Pendelstützenfundaments wurden lotrechte Probelastungen mit freiliegender quadratischer Fläche von 900 cm<sup>2</sup> Größe (Kurve b, Abb. 5) mit einer Kreisfläche von 900 cm<sup>2</sup> (Kurve a) und waagerechte Probelastungen mit 900 cm<sup>2</sup> großen quadratischen Flächen (Kurve c) durchgeführt.

Der erdfeuchte Baugrund bestand aus graugelbem Feinsand vom Raumgewicht 1,72 und dem Hohlraumprozentatz = 29,9. Der Boden war wenig kalk- und lehmhaltig. Er enthielt keine Kohle. Die Körner waren zumeist glatt und rund.

Die mit Erlaubnis von Herrn Geheimrat Prof. Dr. Hertwig und Reg.-Baurat Früh mit der Siebmaschine der Degebo vorgenommene Siebung des Bodens hatte nachstehendes Ergebnis.

Maschinensiebung: Dauer der Siebung 5 min.

Zahl der Rüttelbewegungen 1015.

Siebdurchmesser 200 mm, gesiebte Bodenmenge 300 g.

Maschenwerte	Sieb Nr.	Rückstand auf dem Sieb in Gew.-%
2,0	3	0,30
1,0	6	0,48
0,5	12	1,94
0,2	30	21,51
0,1	60	60,69
< 0,1	—	15,08

In 4,80 m Tiefe wurde im fast gleichen Boden vom Raumgewicht 1,73 und dem Hohlraumprozentatz 29,7 ein weiterer waagerechter Belastungsversuch mit 900 cm<sup>2</sup> großen Flächen angestellt (Kurve e; Werte durch Kreuze gekennzeichnet).

Kurve d zeigt schließlich die Setzungen des 3,50 x 3,50 m großen Pendelstützenfundaments.

Die unter der größten Belastung aufgetretene Setzung wurde durch das spätere Rammen von Spundwänden mit 3-t-Bär und 1,80 m Fallhöhe im Abstände von rd. 12 m vom Fundament um 2 mm vergrößert.

Bei diesen Versuchen, die dreimal wiederholt wurden, erwies sich übrigens der Einfluß der Lastflächenform zwischen Kreis und Quadrat als gering.

Bau 5. Auf einer Baustelle in Berlin-Mitte wurde auf der Baugrubensohle eine Probelastung im trockenen, ungleichmäßigen, mittelfeinen Sand von rd. 8,6% Lehmgehalt mit 30 x 30 cm großer Fläche unternommen (Abb. 6, Kurve c).

In 5,40 m Tiefe konnten in dem dort vorgefundenen erdfeuchten, groben Sand mittlerer Gleichförmigkeit von rd. 6,1% Lehmgehalt

mit der gleichen 30 x 30 cm großen freiliegenden Belastungsfläche die in Abb. 6, Kurve b, aufgetragenen Einsenkungswerte erreicht werden.

In gleicher Tiefe wurde auch eine Probelastung mit 30 x 30 cm großer Fläche (Kurve a) mit Randbelastung in 30 cm Breite (Lastflächenbreite) entsprechend der Eigengewichtspannung des Bodens in 5,40 m Tiefe ausgeführt.

Die Setzungen des 3 x 3 m großen Fundaments sind in Beziehung zu den Lasten als Kurve d verzeichnet.

Der Einfluß der Randbelastung ist, wie Abb. 6 darstellt, erheblich. Im allgemeinen seien daher — Sonderfälle ausgenommen — immer Probelastungen mit freiliegender Lastplatte vorgeschrieben.

Bau 6. In einem 23 m tief heruntergebrachten Senkkasten von etwa 18,5 x 6 m Größe fanden 30 cm unter Schneide im Wasser Probelastungen statt.

Die in Abb. 7, Kurve c, aufgetragenen Einsenkungswerte wurden bei einer freiliegenden, 30 x 30 cm großen Lastfläche erreicht. Die Werte der Kurve b sind bei einer Kreisfläche von 34 cm Durchm., die im 34,5 cm großen Bohrrohr mit im Rohr verbleibenden Erdkern belastet wurde, ge-

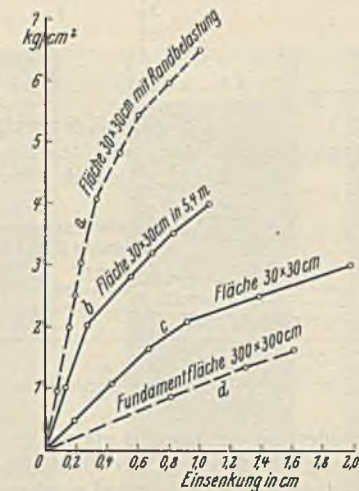


Abb. 6. Setzungskurven von Probelastungen und Fundament Bau 5.

messen worden. Die Werte der Kurve *a* endlich sind mit einer 30 × 30 cm großen Fläche erzielt, deren Umrandung in 30 cm Breite durch Eisenbarren, entsprechend der Überschüttungshöhe abzüglich des wirksamen Luftdrucks, belastet war.

Der Boden bestand aus äußerst gleichmäßigem, scharfem Feinsand von graugelber Farbe, der bis zu 8,70 m unter Senkkastensole festgestellt wurde.

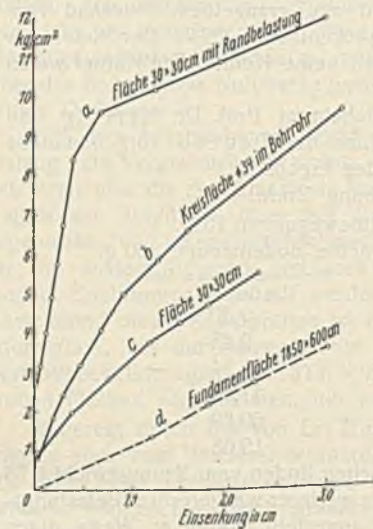


Abb. 7. Setzungskurven von Probelastungen und Fundament Bau 6.

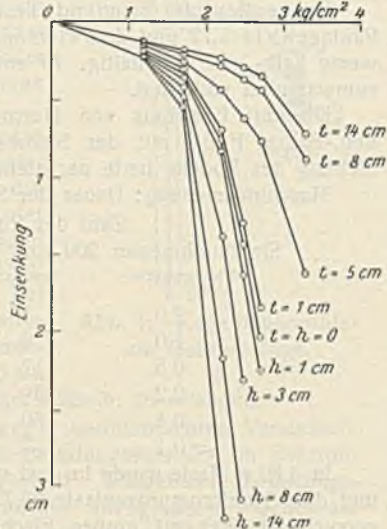


Abb. 12. Setzungskurven mit den Modellen der Abb. 10 u. 11 in einem Kies.

waren zumeist glatt und rund. Der alluviale Boden war locker gelagert.

Die Kurve *d* wurde mit 1 × 1 m großer Fläche, wie Kurve *e* (Kontrollversuch) in 3,30 m Tiefe unter Fundamentsole im diluvialen, ungleichmäßigen, scharfkörnigen, kalkfreien, mittelfeinen Sand, der bis zu 15,40 m Tiefe erbohrt worden war, durch Probelastung gegeben. Im gleichen Boden und in gleicher Tiefe wurden mit freiliegender Lastfläche von

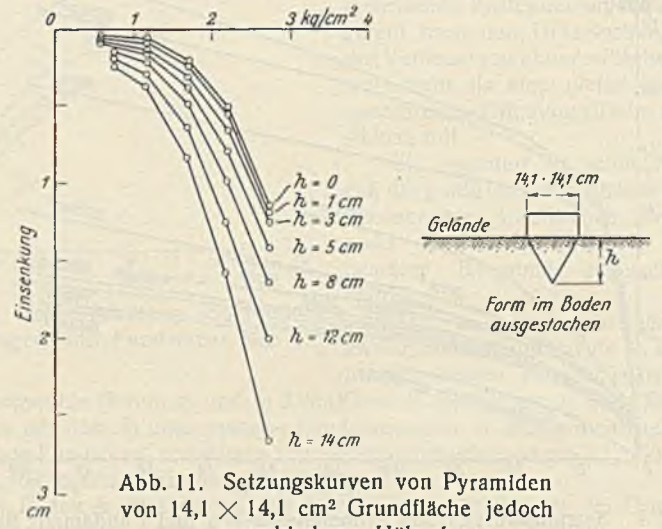


Abb. 11. Setzungskurven von Pyramiden von 14,1 × 14,1 cm² Grundfläche jedoch verschiedener Höhe *h*.

φ 900 cm² (Kurve *a*) und im Bohrröhr mit 900 cm² großer Kreisfläche (Kurve *h*) Probelastungen durchgeführt.

Die fast gleichmäßig an den vier Stützen von 2,80 × 3 m Fundamentfläche beobachteten Setzungen sind in Kurve *g* aufgetragen.

Die Kurven *h* und *a*, *b* und *c* zeigen deutlich den Einfluß der Anordnung der Probelastung im Bohrröhr bei nicht freiliegender Lastplatte.

Auch hier sind die Setzungen des Fundaments wesentlich geringer, als unter Beachtung der bei den Probelastungen gemessenen Werte

Die gemessenen Setzungen des Senkkastens sind in Kurve *d* zu ersehen.

Im Senkkasten sind auf der Sohle unter Druckluft ausgeführte Probelastungen mit freiliegender Platte, da der Boden in einiger Tiefe unter Schneide (zumeist nicht mehr als 1 bis 2 m) aufgelockert ist, fast ohne Wert<sup>13)</sup>.

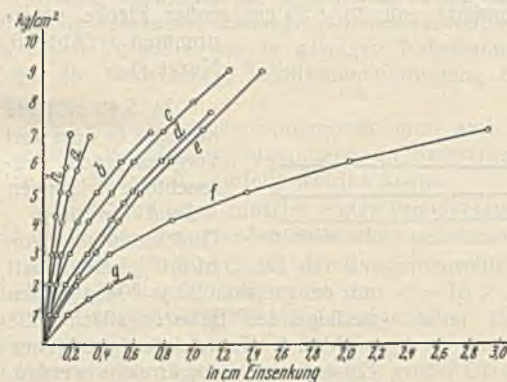


Abb. 8. Setzungskurven von Probelastungen und Fundament Bau 7.

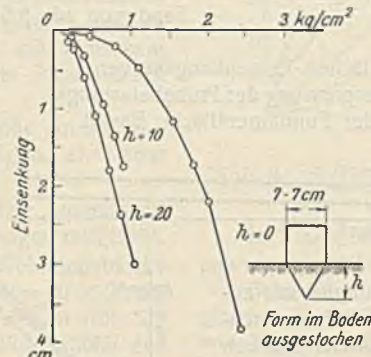


Abb. 9. Setzungskurven von Pyramiden von 7 × 7 cm² Grundfläche, jedoch verschiedener Höhe *h*.

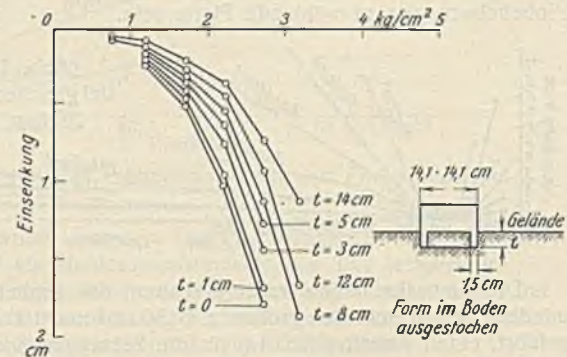


Abb. 10. Setzungskurven von 14,1 × 14,1 cm² großen Quadratflächen mit kastenartiger erhöhter Umrandung verschiedener Größe *t*.

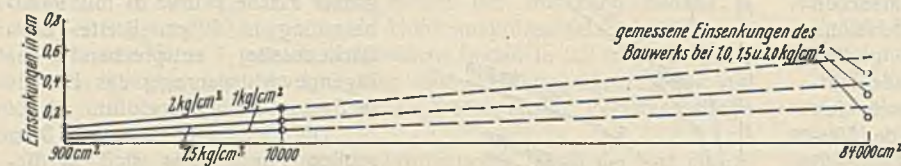


Abb. 8a. Flächen-Einsenkungskurven bei gleicher Bodenpressung Bau 7.

Nur Probelastungen im Bohrröhr oder im Senkkasten vorgenommene Probelastungen mit Randbelastung werden auf der Baustelle Aufschlüsse über die Tragfähigkeit des Bodens geben, der bei solchen Gründungen stets weiter und eingehend noch im Laboratorium untersucht werden sollte.

Bau 7. Schließlich seien noch in Berlin NO vor einiger Zeit durchgeführte Baugrundbelastungsproben mitgeteilt.

Die Kurve *f* (Abb. 8) gibt die mit 1 × 1 m großer Fläche, die Kurve *c* die mit 900 cm² großer Kreisfläche, die Kurve *b* die mit 900 cm² großer Kreisfläche im Bohrröhr stattgefundenen Probelastungen eines bis 3,10 m unter Fundamentsole mächtigen, ziemlich feinen, gleichmäßigen Sandes wieder. Die Körner des graugelben, im Grundwasser liegenden Sandes

bei linearem Anwachsen der Setzungen mit der Fläche zu erwarten wäre (s. Abb. 8a).

Im Anschluß an die vorstehend erörterten Versuche, sowie die in der Bautechn. 1930, Heft 42, und 1931, Heft 50, wiedergegebenen Untersuchungen hat Verfasser weiterhin Versuche durchgeführt, um den Einfluß der Sohlflächen-gestalt von Lastflächen gleicher Grundrißgröße und Form auf die Tragfähigkeit von Kies und Sand festzustellen.

Abb. 9 gibt lediglich nur zum Vergleich die Setzungswerte einer ebenen quadratischen Fläche von 7 × 7 cm² Größe, einer Pyramide von *h* = 10 cm und einer von *h* = 20 cm mit 7 × 7 cm² Grundfläche wieder, die in einem graugelben trockenen, reinen, fast gleichmäßigen Feinsand mit geringem Kalkgehalt vom Raumgewicht = 1,52 und einem Hohlraum von 42% erzielt wurden (vgl. die Versuche Viehhoff, Bautechn. 1930, Heft 42).

Abb. 10 zeigt die Einsenkungswerte von 14,1 × 14,1 cm² großen Quadratflächen mit kastenartiger erhöhter Umrandung. Die Versuche wurden im gewachsenen erdfeuchten, fast gleichförmigen Feinsand vom Raumgewicht 1,52 dreimal vorgenommen. Der Feinsand enthielt 18% Lehm. Die Setzungskurven der Abb. 10 geben über den Einfluß der Umrandungshöhe *t* ein klares Bild.

<sup>13)</sup> Vgl. Preß, Einfluß von Grundwasserstandsveränderungen und Preßluftelnlwirkungen auf die Tragfähigkeit von Feinkiesen verschiedener Dichte, Bauing. 1931, Heft 3.



Je größer der Wert  $t$  ist, um so geringer sind die Einsenkungen. In der Abbildung sind übrigens, wie in Abb. 11 u. 12, die Anfangsetzungen nicht mit aufgetragen, da diese Anfangswerte einigen Schwankungen unterworfen waren.

Die Werte der 2. und 3. Versuchsreihe bei allen Versuchen wiesen bis zu 7% Abweichungen auf.

In Abb. 11 sind die in dem gleichen Feinsand, jedoch vom Raumgewicht 1,48 und vom Hohlraumprozentsatz 38,5, mit Pyramiden quadratischer Grundfläche erzielten Setzungswerte aufgetragen.

Mit dem Werte  $h$  wachsen die Setzungswerte.

Schließlich sind in Abb. 12 Versuche mit den bei Abb. 10 u. 11 verwendeten Flächen in einem Kies vom Raumgewicht 1,87 und vom Hohlraumprozentsatz = 28,5 durchgeführt.

Der Kies zeigte folgende Korngrößenverteilung:

Maschenzahl Je cm <sup>2</sup>	Lichte Maschenweite mm	
16	1,5	35,7 %
64	1,2	34,3 %
121	0,54	19,8 %
	Durchgang:	10,2 %
		100,0 %

Auch aus diesen Setzungskurven geht hervor, daß mit wachsendem Werte  $t$  die Einsenkungen abnehmen und daß mit wachsendem Werte  $h$  (Pyramidenhöhe) die Setzungswerte zunehmen.

Alle Rechte vorbehalten.

### Dauerversuche mit Schweißverbindungen.

Von Otto Graf, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart.

Früher bekanntgegebene Versuche<sup>1)</sup> zeigten, daß Zugverbindungen aus Stahl, durch Schweißung hergestellt, in bezug auf ihre Gestaltung sorgfältiger Untersuchung bedürfen, wenn es sich um Schweißverbindungen

handelt, die stark wechselnden, oftmals wiederkehrenden Anstrengungen widerstehen sollen. Solche weitergehenden Untersuchungen sind vom Verfasser im Sommer 1931 aufgenommen worden, zunächst zur Prüfung von Stumpfschweißungen, dann zur Prüfung von Verbindungen mit Kehlnähten. Diese Verbindungen sind sowohl mit Gasschmelzschweißung als auch mit Lichtbogenschweißung hergestellt worden<sup>2)</sup>.

In der Regel sind Verbindungen aus St 37 und aus St 52 hergestellt worden; die Versuchskörper aus St 52 wurden bis jetzt nur zu einem kleinen Teil geprüft, da zunächst die Untersuchungen mit Verbindungen aus St 37 wichtiger erscheinen.

Ermittelt wurde in allen Fällen die Dauerzugfestigkeit derart, daß zu einer ruhenden Zuglast von 0,5 kg/mm<sup>2</sup> die obere Belastungsgrenze durch eine bewegte Zuglast gesucht wurde, die bei insgesamt zwei Millionen Lastwechseln nicht mehr zum Bruch führte. Es handelte sich also, wenn von der kleinen Grundlast abgesehen wird, um die Ursprungzugfestigkeit  $D_{zu}$  gegen zwei Millionen Lastwechsel. Die Zahl der Lastwechsel betrug rd. 350/min. Die Versuchseinrichtung war die gleiche wie bei den früheren Versuchen<sup>3)</sup>.

Das Schweißen geschah bei führenden Firmen<sup>4)</sup>. Den ausführenden Stellen war bekannt, daß es sich um Versuchskörper handelte, an denen die Dauerfestigkeit bei stark wechselnder Belastung ermittelt werden sollte. Das Material ist — ausgenommen bei der Reihe Ib — einheitlich von der Versuchsanstalt beschafft und den Schweißereien übergeben worden.

#### 1. Dauerzugfestigkeit $D_{zu}$ von Blechen mit Stumpfnähten.

Die Nähte wurden an Tafeln von 40 cm Breite durch die liefernden Werke hergestellt. Über das

<sup>1)</sup> Vgl. „Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut, ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen“, Berlin 1931, VDI-Verlag, S. 38 ff.

<sup>2)</sup> Der größere Teil der Untersuchungen zu dem vorliegenden Bericht ist mit Unterstützung der Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft und des Vereins deutscher Ingenieure durchgeführt worden. Die Versuche hat Herr Ingenieur Munzinger ausgeführt.

<sup>3)</sup> Vgl. die unter Fußnote 1 genannte Schrift, S. 3 ff.

<sup>4)</sup> Die Schweißungen sind kostenlos ausgeführt worden. Für diese wertvolle Unterstützung sei auch an dieser Stelle gedankt.

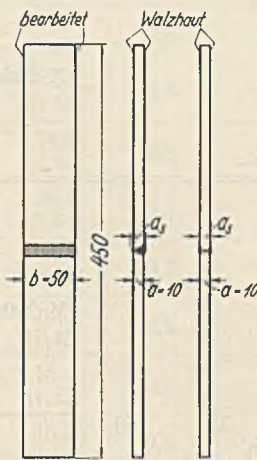


Abb. 1.

verwendete Blechmaterial (10 mm Dicke) und die Art der Schweißung geben die Spalten 3 bis 8 der Zusammenstellung 1 Auskunft.

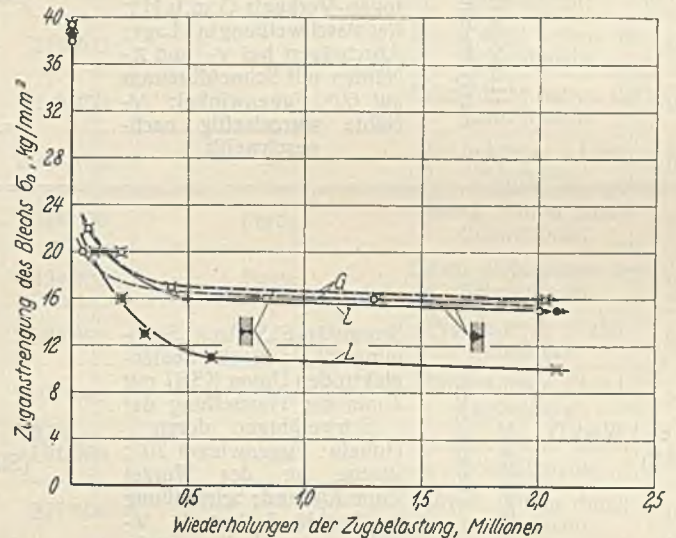
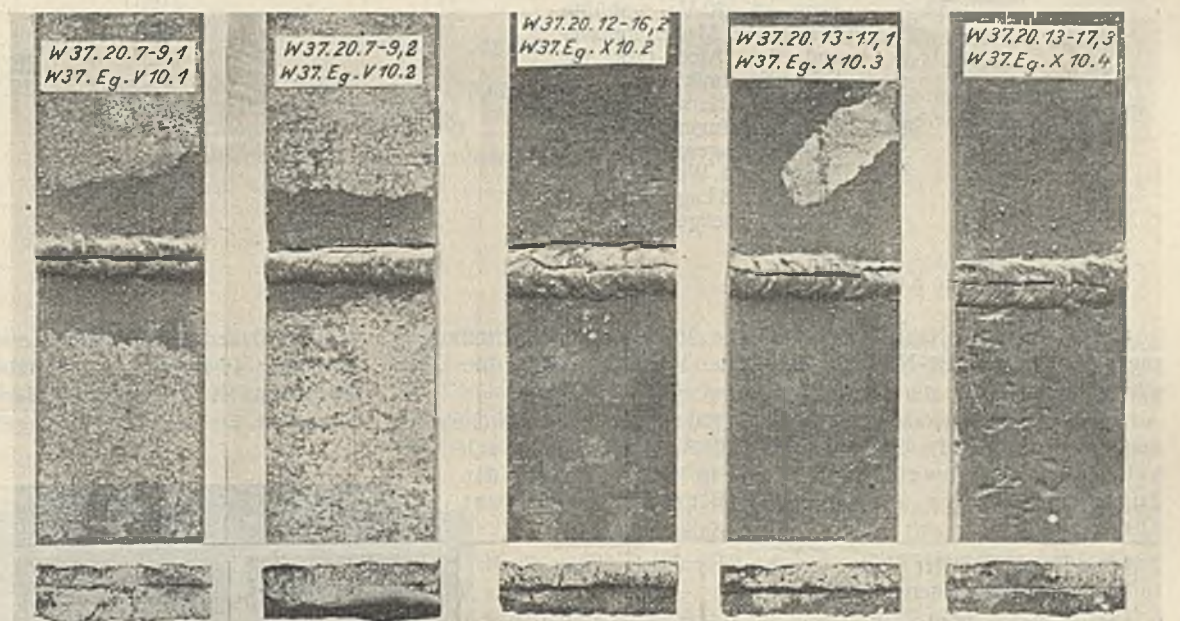


Abb. 4. Abhängigkeit der Widerstandsfähigkeit von Rumpfschweißungen von der Zahl der Wiederholungen der Last bei Körpern nach Abb. 1.

Aus den Tafeln wurden Stäbe nach Abb. 1 durch Sägen entnommen; die Schnittflächen sind parallel den Stabachsen sorgfältig geschliffen und geschmirgelt worden.



	V	V	X	X	X	Näht
Bruch nach	144 300	494 000	217 800	314 000	599 600	Lastwechseln
zwischen $\sigma = 0,5$ u.	20,0	16,0	16,0	13,0	11,0	kg/mm <sup>2</sup>
Stabdicke $a =$	10,0	10,1	10,0	10,1	10,1	mm
Dicke des Schweißwulstes $a_s =$	16,1	15,6	15,3	14,1	14,5	mm
$D_{zu}$ (bei $z = 2 \cdot 10^6$ )	15,0			10,0		kg/mm <sup>2</sup>

Abb. 6. Dauerzugversuche mit Lichtbogenschweißungen (Gleichstrom) aus St 37.

Zusammenstellung

1 Reihe	2 Her- gestellt durch	3 Schweiß- art	4 Angaben über die Herstellung der Schweißung	5 6 7 8 Festigkeitseigenschaften der verwendeten Bleche bei Zugversuchen nach DIN 1605				9 Bauart der Schweiß- verbin- dungen	10 11 12 13 14 Gewöhnliche Zugversuche				
				Obere Streck- grenze $\sigma_{s0}$ kg/mm <sup>2</sup>	Zug- festig- keit $\sigma_B$ kg/mm <sup>2</sup>	Bruch- deh- nung $\delta_{10}$ %	Quer- schnitts- vermin- derung $\psi$ %		Bezeichnung der Probekörper	Blech- dicke $a$ mm	Dicke des Schweiß- wulstes $a_s^1)$ mm	Rechnungsmäßig Zuganstrengung des Bleches	
												an der Streck- grenze $\sigma_s$ kg/mm <sup>2</sup>	unter Höchst- last max kg/mm <sup>2</sup>
IV e (6441 b)	Werk G	Gasschmelzschweißung; Azetylen-Sauerstoff-Gemisch	Gasgemisch O <sub>2</sub> : C <sub>2</sub> H <sub>2</sub> = 1 : 1; Azetylendruck 0,5 atü; Schweißbrenner mit 750 und 1250 l/h; Schweißstäbe galvanisiert, mit 0,05% C, 0,4% Mn, Spuren von Si, < 0,03% P und S, (be- zogen von Griesheimer Au- togen-Verkaufs G. m. b. H.); Rechtsschweißung in l Lage; Abschrägen bei V- und X- Nähten mit Schneidbrenner auf 60° Fugewinkel; V- Nähte wurzelseitig nach- geschweißt	25,8	35,9 (Stahl W 37)	33	66	V-Naht	W 37 20.1 — 3,2	10,2	14,5 (1,42)	22,8	38,0
								X-Naht	W 37 20.14—16,4	10,2	15,0 (1,47)	24,0	39,4
III e (6441 b)	Werk D	Elektrische Lichtbogenschweißung Gleichstrom	Stromstärke 150 Amp; Span- nung 20 V; blanke Seelen- elektroden Union KS 37 mit 4 mm $\phi$ ; Herstellung der Schweißungen durch Hobeln; Fugewinkel 70°; Bleche an der Wurzel 2 mm Abstand; Schweißung in 2 bis 3 Lagen, V- Nähte wurzelseitig nach- geschweißt	25,8	35,9 (Stahl W 37)	33	66	V-Naht	W 37 20.4 — 7,3	10,2	14,0 (1,37)	25,4	38,6
								X-Naht	W 37 20.13—17,4	10,2	14,0 (1,37)	25,5	38,2
I b (6757)	Werk A	Wechselstrom	Stromstärke 150 Amp; Span- nung rd. 20 V; umhüllte Elektroden Marke Reform- end der Arcos-Ges. für Schweißtechnik m. b. H., 4 mm $\phi$ ; Herstellung der Schweißungen durch Hobeln; Fugewinkel 75°; Bleche an d. Wurzel 1,5 mm Abstand; 3 Lagen, wurzel- seitig nachgeschweißt	24,6	36,3 (Stahl B 37)	31	65	V-Naht	RE. B 37 17. 2,4	10,2	16,0 (1,57)	24,1	37,5

1) Zahlen in Klammer =  $\frac{a_s}{a}$

Die Art der Nähte ist in Spalte 9 der Zusammenstellung 1 angegeben (V- und X-Nähte). Abb. 2 u. 3 zeigen Nähte im Querschnitt.

Über die Widerstandsfähigkeit der Nähte bei dem gewöhnlichen Zugversuch geben die Spalten 10 bis 15 Auskunft. Hiernach haben die geschweißten Stücke in allen Fällen die Zugfestigkeit der nichtgeschweißten Proben etwas überschritten.

Die Ergebnisse der Dauerversuche finden sich in den Spalten 16 bis 23 der Zusammenstellung 1.

Nach diesen Zahlenreihen betrug die Dauerzugfestigkeit  $D_{zu}$

	mit Gasschmelz- schweißung des Werks G	mit Lichtbogen- schweißung des Werks D	des Werks A
bei V-Nähten	15	15	10 kg/mm <sup>2</sup> ,
bei X-Nähten	16	10	— kg/mm <sup>2</sup> ,
	im Mittel 13 kg/mm <sup>2</sup> .		

Die Dauerzugfestigkeit  $D_{zu}$  erreichte somit bei Gasschmelzschweißung den Wert 16 kg/mm<sup>2</sup>, bei Lichtbogenschweißung den Wert 15 kg/mm<sup>2</sup>. Allerdings ist  $D_{zu}$  bei zwei Versuchsreihen mit Lichtbogenschweißung wesentlich kleiner (10 kg/mm<sup>2</sup>) geblieben.

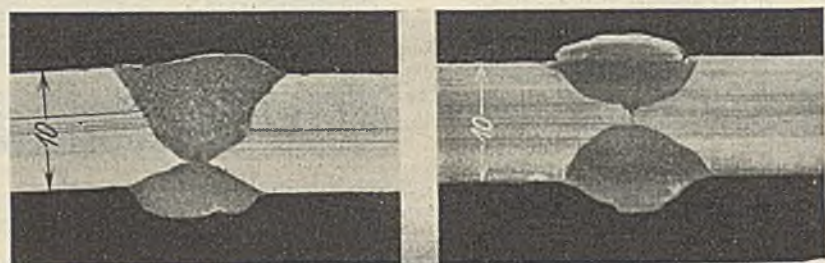


Abb. 2. Gasschmelzschweißungen;  
V- und X-Naht.

Stumpfschweißungen aus St 37 (vgl. Abb. 1).

15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Schweißverbindungen	Dauerzugversuche mit Schweißverbindungen, $n = 350$ Lastwechsel/min								Dauerzugversuch Gewöhnlicher Zugversuch
	Bemerkungen über den Bruch	Bezeichnung der Probekörper	Blech- dicke $a$ mm	Dicke des Schweiß- wulstes $a_s^{1)}$ mm	Rechnungsmäßige Zuganstrengung des Bleches an der unteren   oberen Belastungsgrenze $\sigma_u$   $\sigma_o$ kg/mm <sup>2</sup>   kg/mm <sup>2</sup>		Zahl der Lastwechsel bis zum Bruch bzw. bis zum Ende des Versuches	Bemerkungen über den Zustand der Schweißung vor dem Versuch   über den Bruch	
Bruch außerhalb der Schweißnaht; an Kanten der Schweißnaht feine Risse	W 37.20.5 — 7,1	10,0	11,7 (1,17)	0,5	20,0	47 400		Bruch mitten durch Schweißnaht	0,53
	W 37.20.1 — 3,1	10,1	14,6 (1,45)	0,5	16,0	1 296 400	Oberfläche teilweise schwammig	Bruch dicht neben der Schweißnaht	0,42
	W 37.20.1 — 3,3	10,1	14,3 (1,42)	0,5	15,0	2 006 000		Probekörper nicht gebrochen	0,39
Bruch außerhalb der Schweißnaht; an der Schweißnaht ein Riß	W 37.20.14—16,1	10,1	15,6 (1,54)	0,5	22,0	72 600		Bruch dicht neben der Schweißnaht	0,56
	W 37.20.14—16,2	10,1	15,1 (1,50)	0,5	20,0	214 700		Bruch dicht neben der Schweißnaht	0,51
	W 37.20.10—12,2	10,0	15,5 (1,55)	0,5	17,0	429 400		Bruch dicht neben der Schweißnaht	0,43
	W 37.20.14—16,3	10,1	14,4 (1,43)	0,5	16,0	2 033 100		Probekörper nicht gebrochen	0,41
Bruch außerhalb der Schweißnaht; kleine Risse an der Schweißnaht	W 37.20.7 — 9,1	10,0	16,1 (1,61)	0,5	20,0	144 300	Porös	Bruch mitten durch Schweißnaht	0,52
	W 37.20.7 — 9,2	10,1	15,6 (1,54)	0,5	16,0	494 000	Porös	Bruch dicht neben der Schweißnaht	0,41
	W 37.20.3 — 5,3	10,0	14,5 (1,45)	0,5	15,0	2 080 000	Porös	Probekörper nicht gebrochen	0,39
	W 37.20.7 — 9,3	10,1	15,9 (1,57)	0,5	14,0	2 037 000	Eine poröse Stelle	Probekörper nicht gebrochen	0,36
Bruch in der Mitte der Schweißnaht	W 37.20.12—16,1	10,0	15,2 (1,52)	0,5	20,0	101 800	Porös	Bruch mitten durch Schweißnaht	0,52
	W 37.20.12—16,2	10,0	15,3 (1,53)	0,5	16,0	217 800	Porös und nicht gebundene Stellen	Bruch mitten durch Schweißnaht	0,42
	W 37.20.13—17,1	10,1	14,1 (1,40)	0,5	13,0	314 000	Porös und nicht gebundene Stellen	Bruch mitten durch Schweißnaht	0,34
	W 37.20.13—17,3	10,1	14,5 (1,44)	0,5	11,0	599 600	Porös und in der Mitte nicht gebundene Stellen	Bruch mitten durch Schweißnaht	0,29
	W 37.20.13—17,2	10,1	14,4 (1,43)	0,5	10,0	2 081 100	Porös und in der Mitte nicht gebundene Stellen	Probekörper nicht gebrochen	0,26
Bruch außerhalb der Schweißnaht; Risse an der Schweißnaht	RE. B 37.17. 2,1	10,0	16,1 (1,61)	0,5	20,0	75 400	Porös	Bruch mitten durch Schweißnaht	0,53
	RE. B 37.17. 2,5	10,1	15,9 (1,57)	0,5	14,0	278 500	Porös	Bruch dicht neben der Schweißnaht	0,37
	RE. B 37.17. 2,2	10,0	15,6 (1,56)	0,5	11,0	1 365 400		Bruch mitten durch Schweißnaht	0,29
Dauerfestigkeit wahrscheinlich $D_{zu} = 10$ kg/mm <sup>2</sup>									

Bei gebohrten Flachstäben fand sich in Stuttgart bis jetzt im Mittel  $D_{zu} = 18$  kg/mm<sup>2</sup> bezogen auf den Nettoquerschnitt<sup>5)</sup>. Bei 20% Querschnittverlust durch Bohrungen entspricht dies  $D_{zu} =$  rd. 15 kg/mm<sup>2</sup> für

<sup>5)</sup> Z. d. VdI 1932, I, S. 438 ff.

den Gesamtquerschnitt. Der vorstehend mitgeteilte Mittelwert von 13 kg/mm<sup>2</sup> für die Stumpfschweißungen ist also kleiner ausgefallen als die Dauerzugfestigkeit gebohrter Flachstäbe mit Walzhaut<sup>6)</sup>. Damit entsteht das Erfordernis, den Einfluß der Art der Schweißung, besonders auch des Elektrodenmaterials bei Dauerversuchen, näher zu verfolgen.

Abb. 4 enthält die Einzelwerte der Dauerversuche mit den Stäben der Reihen IVc und IIIc, je getrennt für die Stäbe mit Gasschmelzschweißung

<sup>6)</sup> Vgl. Graf, „Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut, ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen“, Berlin 1931, VDI-Verlag. Weiterhin sei auf die grundsätzlichen Darlegungen und auf die älteren Feststellungen verwandter Art verwiesen, die in Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, Verlag Julius Springer, Berlin, S. 45 ff. mitgeteilt sind.

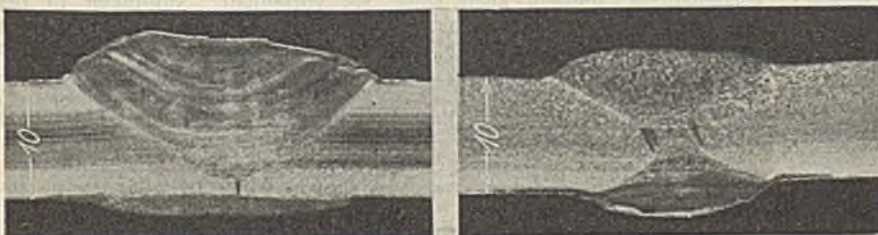


Abb. 3. Lichtbogenschweißungen;  
V- und X-Naht.

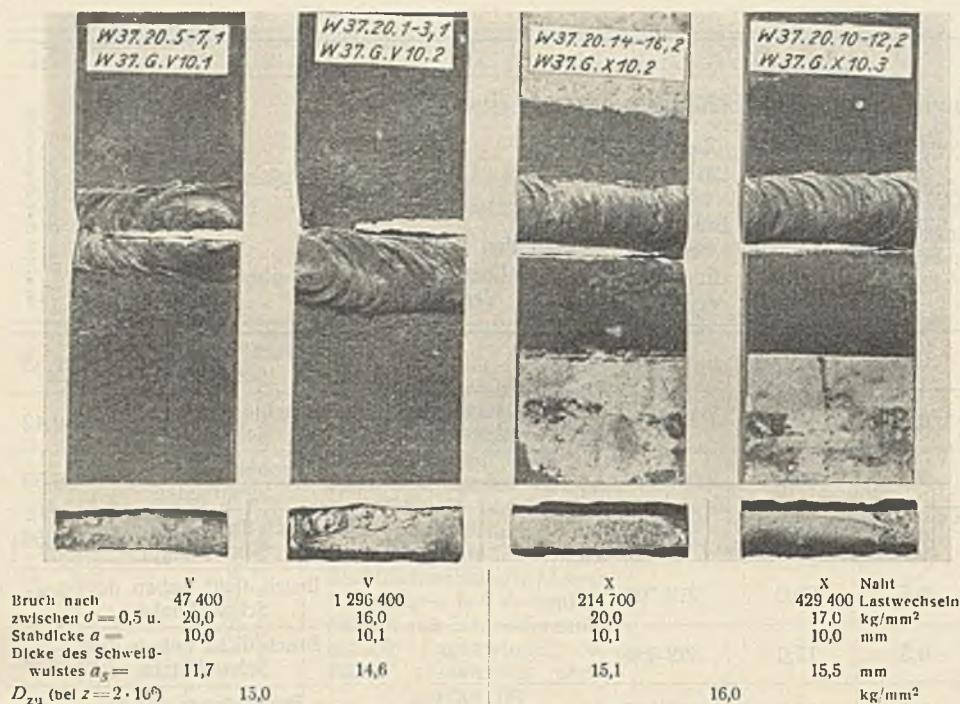


Abb. 5. Dauerzugversuche mit Gasschmelzschweißungen aus St 37.

(Linien G) und mit Lichtbogenschweißung (Linien L). Die Linienzüge lassen die Abnahme der Zugfestigkeit mit steigender Zahl der Wiederholungen der Zugbelastung in bekannter Weise erkennen. Bei mehr als etwa 0,5 Millionen Lastwechseln ist die Widerstandsfähigkeit nur noch wenig gesunken.

Weitere Aufschlüsse lassen sich Abb. 5 u. 6 entnehmen. Diese Abbildungen zeigen oben die Lage der Bruchstelle an zwei oder drei Stücken der Reihen IVe und IIIe; unten sind die zugehörigen Bruchflächen abgebildet. Man findet dabei, daß die Stücke zum Teil neben den Schweißstellen, zum Teil in diesen gebrochen sind. Hier ist zu bemerken, daß die Schweißraupen mit Gasschmelzschweißung einen allmählicheren Übergang in das Hauptmaterial zeigen als die Raupen, die mit Lichtbogenschweißung hergestellt worden sind. Auf diesen Umstand weisen schon Abb. 2 und 3 hin.

Die X-Nähte mit Lichtbogenschweißung, Abb. 6, rechts, sind fast immer in der Stoßstelle, also in der Schweißung gebrochen; sie wiesen im Kern Fehlstellen auf, wie die Bilder der Bruchflächen in Abb. 6 erkennen lassen.

(Schluß folgt.)

**Vermischtes.**

**Technische Hochschule Dresden.** Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem Oberbaurat Ing. Dr. techn. ehr. Fritz Edler von Emperger, Wien, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste als Vorkämpfer für die Einführung und Entwicklung des Eisenbetonbaues.

**Neuere Explosionsrammen für Bauarbeiten.** Nachdem sich die Explosionsrammen<sup>1)</sup> (der Delmag-Eßlingen) wegen ihrer Zweckmäßigkeit gut eingeführt hatten, sind sie auf Grund der bisherigen Betriebserfahrungen verbessert und erweitert worden. Wie auf der letzten Leipziger Technischen Frühjahrsmesse gezeigt wurde, werden die Rammen jetzt mit einer schlagsicheren Zündkerze gebaut. Die Federbefestigung der 65-kg- und 90-kg-Rammen wurde derart abgeändert, daß die äußere Kolbenfeder auf dem Vergaserdeckel durch einen konischen Ring festgehalten wird. Seither war die Feder am Schwanzende angeschraubt. Gegenüber früher erhielt der Zylinderkopf der 200-kg-Pfahlramme eine wesentliche Verstärkung. Ferner wurden die Ventile im Kolben verbessert und die Befestigungen der Ventile vereinfacht. Die Schlittenführung für die 200-kg-Ramme wurde verstärkt und vereinfacht. Zur leichten Ortsveränderung ist für die 200-kg-Ramme ein Fahrgestell geschaffen worden (Abb. 1). — Zum ersten Male wurden eine selbsttätig laufende 65-kg- und eine 90-kg-Ramme, ferner eine neue ebenfalls selbsttätig arbeitende 600 kg schwere Pfahlramme vor-



Abb. 1. 200-kg-Explosions-Pfahlramme auf einem Fahrgestell.



Abb. 2. 600-kg-Explosions-Pfahlramme.

geführt. Bei den selbsttätigen Rammen ist es nicht mehr nötig, jeden einzelnen Schlag durch Niederdrücken des Handhebels abzufeuern, da die Rammen so lange selbsttätig weiter laufen, als der Kontakt eingeschaltet bleibt. Der Arbeiter kann entweder einzelne Schläge abfeuern oder die Rammen dauernd im gleichen Takt laufen lassen. — Die 65-kg- und die 90-kg-Stampframme für Beton sind mit einem Gestänge zur genauen senkrechten Führung versehen worden. Der Stampffuß ist gewöhnlich rund mit 280 bzw. 380 mm Durchm. Der 65-kg-Stampfer verbraucht in 8 h etwa 1,5 l Benzol, ferner etwas Schmieröl. Dazu kommt das Nachladen der Batterie alle 14 Tage, so daß sich die Betriebskosten auf rd. 0,10 RM/h stellen. Die Betriebskosten des 90-kg-Stampfers sind etwa 25% höher. Ein Stampfer von 65 kg Gewicht leistet dasselbe wie 3 bis 4 Handstampfer, ein 90-kg-Stampfer soviel wie 4 bis 5 Handstampfer, abgesehen davon, daß der Beton oder Schotter wesentlich mehr verdichtet werden als mit Handstampfern.

Die 600 kg schwere Ramme (Abb. 2) entstand, weil die 200-kg-Ramme sich für verschiedene Arbeiten als zu leicht erwies. Neu ist bei ihr, daß nicht mehr durch Luft gekühlt wird, sondern eine Verdampfungskühlung durch Wasser eingebaut ist. Der Kolben wird durch Luftpuffer hochgeworfen. Wie bei der 200-kg-Ramme liegen die Auspuffventile im Kolben. R.—

**Druckluftförderung von Zement.** Beim Bau einer Talsperre im Staate Delaware, bei der es sich um die Herstellung von ungefähr 78 000 m<sup>3</sup> Beton handelte, hätte der Zement ungefähr 10 km weit auf der Straße angefahren werden müssen, wenn man ihn von den Eisenbahnwagen, in denen er angeliefert wurde, auf Kraftwagen hätte umladen wollen. Dagegen gelang es, in der Nähe der Baustelle ein Zweiggleis für acht Wagen zu schaffen, neben dem der Raum zwar nicht ausreichte, um eine Ladestraße anzulegen, aber doch, um eine Anlage zur Förderung des Zements mit Hilfe von Druckluft zu errichten. Der Zement wurde in Wagenladungen ohne Verpackung angeliefert. Die dazu benutzten Wagen hatten Schüttrümpfe, aus denen der Zement unter dem Einfluß der Schwerkraft einer Förderschnecke zuglitt. Alle Stellen, an denen Staub entstehen und entweichen konnte, wurden mit Segeltuch eingehüllt. Die Förderschnecke hob den Zement in einen Behälter, der ungefähr 165 m<sup>3</sup> faßte. Aus diesem Behälter wurde der Zement mit Hilfe einer Fuller-Kinyon-Pumpe ungefähr 900 m weit zum Mischer befördert. Das Rohr, durch das der Zement hindurchgeblasen wurde, kreuzte einen etwa 10 m breiten Wasserlauf, über dem es an einem Drahtseil aufgehängt war, und durchdrang dann den Damm der Straße, auf der die übrigen Baustoffe angefordert wurden. Es wurden täglich zwei bis drei Wagenladungen Zement verbraucht, und seine Förderung mit Druckluft erwies sich nicht nur als wirtschaftlich, sondern auch sonst als vorteilhaft. Störungen in der Förderung kamen nicht vor, und die Zufahrtstraße, auf der die übrigen Baustoffe angefordert wurden, blieb vom Verkehr der mit Zement beladenen Wagen verschont, wodurch sich der Verkehr jener Wagen glatter abwickelte. Im ganzen wurden, wie die Zeitschrift Concrete vom März 1932 berichtet, etwa 27 000 m<sup>3</sup> Zement auf diese Weise gepumpt. Es wurde täglich in zwei achtstündigen Schichten gearbeitet. Wkk.

**INHALT:** Der Umbau der Moosbachbrücke bei Fleberbrunn. — Baugrundprobestellungen, ihre Auswertung und die an den Bauwerken gemessenen Setzungen. — Dauerversuche mit Schweißverbindungen. — Vermischtes: Technische Hochschule Dresden. — Neuere Explosionsrammen für Bauarbeiten. — Druckluftförderung von Zement.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1930, Heft 30, S. 473; 1931, Heft 17, S. 254.