

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER  
ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

19. JAHRGANG.

BERLIN, DEN 15. APRIL 1922.

No. 6.

## Die Sicherungen von Bauwerken im Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise.

Von Priv.-Doz. Dr.-Ing. K. W. Mautner, Direktor der Fa. Wayß & Freytag A.-G. Düsseldorf (Aachen).

Vortrag gehalten auf der 25. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“.



Is bekannt darf vorausgesetzt werden, daß die Abbau-Tätigkeit unertage bedeutende Veränderungen der Erdoberfläche mit sich bringt, die mehr oder minder große Schäden an Bauwerken im Gefolge haben. Die Schäden sind durch Ribbildungen an Gebäuden, Veränderungen der Höhenlage von Straßen und Zerrungen an Gleisen und Veränderungen der Vorflutverhältnisse von Bächen usw. augenfällig. Die Mittel, diese Schäden nach Möglichkeit zu verringern, liegen wohl zum größten Teil in der Hand des Bergmannes, der durch möglichst dichte Ausfüllung der abgebauten Hohlräume (durch Versatz) das Nachsinken der über diesen Hohlräumen liegenden Gebirgsschichten — der hangenden Schichten — in gewissen Grenzen einschränken kann.

Aber selbst wenn diese und andere Maßnahmen nach den besten Regeln der Bergbautechnik vorgenommen werden, so sind die Schäden nicht vollständig zu vermeiden. Es ist daher bei Errichtung von Bauwerken aller Art im Senkungsgebiet des Bergbaus auf die möglichen Veränderungen der Gelände-Oberfläche Rücksicht zu nehmen.

Die Aufgabe hat im gegenwärtigen Zeitpunkt und für den Eisenbetonbau besondere Bedeutung aus folgenden Gründen: Die im Krieg an den Bergbau gestellten erhöhten Anforderungen brachten es vielfach mit sich, daß die bergbaulichen Maßnahmen zur Verhütung der Schäden übertage nicht mit der möglichen und nötigen Sorgfalt ausgeführt wurden. Diese Schäden treten jetzt in verstärktem Maße auf. Aus Gründen, die mit unserer Kohlenwirtschaftslage zusammenhängen, wird jetzt und zukünftig an den gänzlichen oder teilweisen Abbau der sogenannten

Sicherheitspfeiler der Schächte herangegangen werden müssen. Die Sicherheitspfeiler sind jene kegelförmigen Gebirgsmassen, die unberührt bleiben sollen, in deren Achse der Fördererschacht liegt. Aus diesen genannten Ursachen wird auch zukünftig mit bedeutenden Geländebewegungen in unserem Industrie-Gebiet zu rechnen sein.

Für die Vertreter der Eisenbeton-Bauweise ist die Kenntnis dieser Erscheinungen und ihre Berücksichtigung deshalb so wichtig, weil diese Bauweise mehr als jede andere, zufolge des überaus steifen Zusammenhanges der einzelnen Konstruktionselemente, dem Einfluß der Lagenveränderung der Stützpunkte ausgesetzt ist. Neben der technischen Bedeutung der Frage ist die wirtschaftliche Wichtigkeit hervorzuheben. Würde es nicht gelingen, durch geeignete Maßnahmen den Geländebewegungen Rechnung



Abb. 23. Kokskohlenturm auf der Krupp'schen Zeche Hannibal I bei Bochum.

Arch. Prof. Wilh. Kreis, Düsseldorf.



zu tragen, so besteht die Gefahr, daß die Bauweise gerade im Industriegebiet zu Gunsten anderer stark eingeschränkt wird; das aber wäre angesichts des Umfangs des Anwendungsgebietes der Eisenbeton-Bauweise im Zechen- und Hüttenbau sehr bedauerlich.

In schematischer Darstellung zeigt Abb. 1 die ältere Anschauung der Ausbildung der Bruchwinkel. Hiernach nahm man Bruchwinkel an, die den zur Senkung bestimmten, über dem Abbaufeld liegenden Pyramidenstumpf in bestimmten Neigungen begrenzen. Die Neigung ist vornehmlich von der Art des Deckgebirges abhängig. Sie ist auch am oberen und unteren Ende des fallenden Abbaufeldes

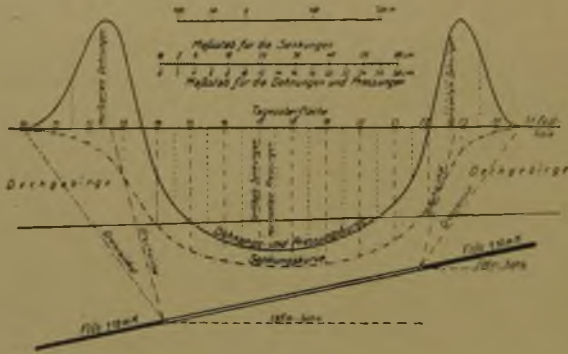


Abb. 2. Senkungskurve, Dehnungs- und Pressungskurve nach Dr. Lehmann-Wattenscheid.

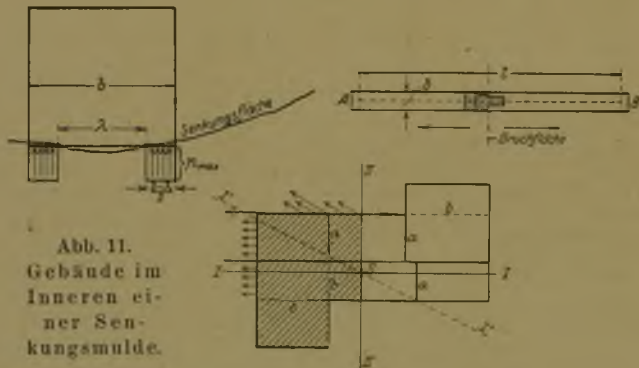


Abb. 11. Gebäude im Inneren einer Senkungsmulde.

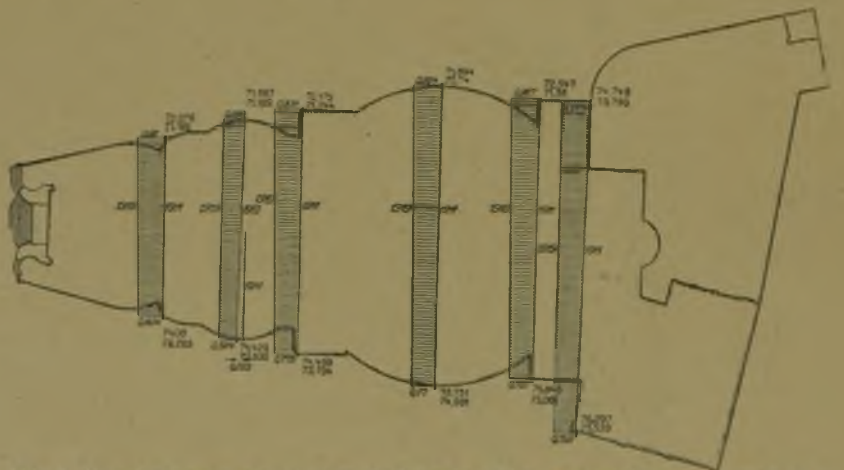


Abb. 6. Senkungen an einem Gebäude (die umgeklappten Flächen kennzeichnen die Senkungsunterschiede zu verschiedenen Zeiten).

verschieden. Bei festem Deckgebirge wurde der Bruchwinkel zu etwa 70—75° an der oberen und etwa 55° an der unteren Abbaugrenze festgestellt. Der Bruchwinkel ändert sich wesentlich an der Grenze verschiedener Gebirgsschichten, wie dies an der Abbildung am Übergang zwischen Mergel und Schwimmsand dargestellt ist.

Der Verlauf der Bodenbewegungen und ihre Stärke ist abhängig von der Art des Deckgebirges, von der Mächtigkeit der Flöze, von der Abbauart und endlich von der Wieder-Ausfüllung der Hohlräume (dem sogenannten Versatz).

Feste Deckgebirgsschichten, die die Bildung von großen Hohlräumen gestatten, stürzen, wenn die Decke zu schwach geworden ist, mit mehr oder weniger starken Erschütterungen ein, während mildes Gebirge (etwa Tonschiefer) ruhige und gleichmäßige Senkungserscheinungen aufweist. Im Steinkohlen-Bergbau wechseln gewöhnlich Schiefer- und Sandsteinschichten und Konglomeratbänke derart, daß teilweise Bruch-Erschütterungen in den Sandsteinbänken auftreten, die durch die gleichmäßigen Senkungen in den Schiefer-schichten gemildert werden. — Die Bodenbewegungen sind um so stärker, je mächtiger die Flöze sind und je geringer die Teufenlage des Abbaues ist.



Abb. 1. Ältere Anschauung der Ausbildung der Bruchwinkel.



Abb. 10. Gebäude am Rand einer Senkungsmulde.

Von der Abbauart ist die Größe der Störungen gleichfalls wesentlich abhängig. In Absätzen rasch vorgetriebener Abbau selbst mächtiger Flöze verursacht wohl über weite Gebiete reichende Bodenbewegungen, die aber sanft und gleichmäßig verlaufen. Hingegen wird bei langsam vorrückendem Abbau eine zwar örtlich begrenzte aber um so stärkere Wirkung auf die Erdoberfläche eintreten.

Wie bereits früher bemerkt, sind die Bodenbewegungen besonders beeinflusst durch die Ausfüllung der Hohlräume — durch den Versatz. Je dichter der Versatz ist, um so mehr legen sich die übergelagerten Gebirgsschichten — das Hangende — möglichst bruchlos auf den Versatz. Am wirksamsten ist bekanntlich der Spülversatz.

Nach der im neuen bergbaulichen Schrifttum vertretenen Anschauung, die auf Rechnung und Messung gegründet ist, findet bei dem Niedergehen der Bruchpyramide in dem Abbauraum eine Drehung ihrer Halften um Stützpunkte statt, die an der Grenze des Abbaufeldes liegen, derart, daß an den Bruchfugen ein Losreißen und in der Mitte des Prismas ein Ineinanderstauchen der Gebirgsmassen erfolgt. Diese Theorie soll die in Abb. 2 in Ideal-Darstellung wiedergegebenen Senkungserscheinungen erklären. In dieser Abbildung, die der trefflichen Abhandlung des Hrn. Dr. Lehmann in Wattenscheid entnommen wurde, ist das Abbaufeld angedeutet, sind die Bruchwinkel und



die Senkkurve eingezeichnet. Neben dem vorhin beschriebenen Bruchwinkel bezeichnen wir als Grenzwinkel jenen Winkel, der die Grenze der Geländebewegungen bestimmt.

Gleichzeitig mit den lotrechten Bewegungen, die durch die strichgepunktete Senkkurve dargestellt werden, treten wagerechte oder — wie der Bergmann sagt — sölige Bewegungen und dementsprechend auch wagerechte Kräfte auf. Die wagerechten Längenänderungen sind in der voll ausgezogenen „Dehnungs- und Pressungskurve“ dargestellt.

Während die lotrechten Bewegungen seit langer Zeit bekannt sind, sind die wagerechten Veränderungen erst gegen Ende des vorigen Jahrhunderts durch Messungen festgelegt worden. Erst in jüngster Zeit war es gelungen, systematisch Zusammenhänge zwischen Senkungserscheinungen und den wagerechten Bewegungen festzustellen.

Zu unterscheiden ist ein Gebiet der Zerrungen — über der Achse gezeichnet — und ein Gebiet der Pressungen — hier unter der Achse liegend. Das Gebiet der größten Zerrungen pflegt dort aufzutreten, wo die Bruchebene die Erdoberfläche schneidet, während das Gebiet der größten Pressungen in der Mitte der Senkungsmulde gelegen ist.

Was die Senkungen anbelangt, so ist bekannt, daß die größten Senkungen im Tiefsten der Senkungsmulde auftreten, daß aber das Tiefste der Mulde großen Krümmungshalbmesser besitzt, und daher die Senkungsunterschiede dort klein sind. Am Rande der Senkungsmulde sind die Senkungen wohl ihrem absoluten Wert nach kleiner, hingegen die Senkungsunterschiede sehr belangreich.

Bezüglich der Brucherscheinungen stehen sich zwei Theorien gegenüber: die Anhänger der sogenannten Bruchtheorie sind der Ansicht, daß im Gebiet der größten Zerrungen, also an jenem Linienzug, an dem die Bruchebenen die Geländefläche treffen, ein Aufreißen stattfindet. Hierdurch verliert die gelöste Pyramide ihren seitlichen Widerstand und bricht nach dem natürlichen Böschungswinkel ab, wenigstens zunächst der Erdoberfläche. Die Anhänger der zweiten Theorie, der sogenannten Biegunstheorie, schließen aus den Formänderungen des Hangenden auf eine Wirkung, ähnlich, wie sie beim eingespannten Balken vorkommt. Tatsächlich weist der Verlauf der Senkungsmulde auf dieses Gleichnis hin. Da jedoch von elastischen Formänderungen keine Rede sein kann, so ist der Vergleich ein rein äußerlicher. Die Anhänger der Biegunstheorie sind der Ansicht, daß nur die untersten, „liegendsten“ Schichten zu Bruche gehen, während die oberen langsam nachsinken. Die Erscheinung findet ihre Stütze darin, daß die Erdrisse im Zerrungsgebiet zumeist nur eine mäßige Tiefe aufweisen.

Die Anschauung, die in der Bruchtheorie liegt, ist für die Frage der Bemessung der Bodenpressung der Bauwerke von Bedeutung, wie wir noch sehen werden.

In Abb. 3—5, S. 44 sind eigentümliche Brucherscheinungen infolge der vorbeschriebenen Senkungs- und Bewegungsvorgänge wiedergegeben. Die klaffenden Bruchrisse in der Einfriedigungsmauer Abb. 3 sind verursacht durch das Absinken des links gelegenen Mauerteils nach dem links gelegenen Muldentiefsten. Der Riß, der nach links oben steigt, verläuft normal zu den schiefen Hauptzugspannungen einer nach links überkragenden Konsole.

Die an dem Gebäude der Abb. 4 aufgetretenen ganz eigentümlichen Risse sind dagegen verursacht durch das Überkragen bzw. Absinken nach der rechts gelegenen Mulde. Die Risse verlaufen auch hier entsprechend dem Verlaufe der schiefen Hauptzugspannungen eines nach rechts ausladenden Kragträgers, der wegen der Fensteröffnungen etwa als strebenloser Fachwerkträger aufzufassen wäre.

Die in Abb. 5 sichtbaren Risse bzw. Zerstörungen am Sockel weisen wieder auf ein Absinken nach links hin.



Abb. 7. Riß im Ankerbankett.



Abb. 8. Aufbiegen von Haken im Ankerbankett. (Abb. 7 u. 8. Folgen unzureichender Bemessung auf Zerrungen.)



Abb. 9. Rißbildungen an einem Rahmen infolge von Senkungsunterschieden.





Abb. 3 (oben) — 5 (unten). Rißbildungen infolge Absinkens nach einer links bezw. rechts gelegenen Senkungsmulde.

Entsprechend dem Verlauf der schiefen Hauptzugspannungen steigen die Risse allgemein nach der Richtung des Muldentiefsten, wodurch die Bewegungen an den Übertagebauten leicht verfolgt und begrenzt werden können.

Die auf S. 42 gegebene Abb. 6 stellt schematisch den keilförmigen Grundriß eines i. J. 1910 begonnenen Monumentalbaues dar. Durch genaue Höhenmessung wurden die Senkungsvorgänge von 1911 bis 1919 verfolgt. Die absoluten Senkungen sind in diesem Zeitraum recht bedeutend gewesen. Die größte Senkung betrug 95 cm. Aber auch die Senkungsunterschiede, die durch Umklappen der Schnitte dargestellt wurden, sind an den beiden Keilseiten recht belangreich. Der größte Senkungsunterschied zweier gegenüber liegender Punkte beträgt 12 cm. Die großen Senkungsunterschiede, wie andere Beobachtungen, lassen auf die Lage des Gebäudes nahe am Rande der Senkungsmulde — also in der Zerrungszone — schließen. Wiewohl dieses Gebäude durch Ankerbankette gegen Bergschäden gesichert wurde, sind namhafte Schäden aufgetreten. Die Sicherung war unzureichend und entsprach nicht den im nachfolgenden entwickelten Grundsätzen für die Berechnung der Verankerungen.

An einem unterhalb eines durchgehenden Risses freigelegten Ankerbankett wurde dieses von einem Riß durchzogen gefunden und (vgl. Abb. 7 auf S. 43) an anderer Stelle, wo die Rißbildung bedeutender war, wurde bereits ein Aufbiegen der Haken der Eiseneinlage und Streckungserscheinungen beobachtet (Abb. 8). Endlich sind in Abb. 9 starke Rißbildungen durch Senkungsunterschiede an Eisenbetonrahmen zu erkennen.

Denkt man sich nun ein Gebäude nach Abb. 10, S. 42 am Rand der Senkungsmulde gelegen, also etwa im Maximum des Zerrungsgebietes errichtet, so kann es eintreten, daß neben den söhligem Beanspruchungen ein Teil des Gebäudes seine Unterstüztung verliert, also überkragt. Hierbei ist es gleichgültig, ob wir uns nun der Anschauung bedienen, daß die Bruchpyramide an der Geländebasis nach dem natürlichen Böschungswinkel abbricht, oder daß sie nach der Biegungstheorie nachgibt. Neben den wagerechten Beanspruchungen, auf die später eingegangen wird, ist es daher möglich, daß ein mehr oder minder großer Teil des Gebäudes seine Unterstüztung verliert. Die früher aufgetretene gleichmäßige Bodenpressung  $p$  geht über in das hier gezeichnete Bodenpressungsdreieck, mit dem Höchstwert  $p_{max}$ . Die labile Gleichgewichtslage wäre dann erreicht, wenn das Gelände bis zur Projektion des Schwerpunktes absinkt und in diesem Falle die Bodenpressung unendlich wird. In der Abbildung sind die größten Bodenpressungen als Vielfaches der gleichmäßig verteilten Bodenpressungen aufgetragen für die Überkragungslängen von  $\frac{1}{4}$  bis zur Hälfte der Gebäudebreite.

Von einer gewissen Bodenpressung an tritt ein Nachgeben des Bodens ein und damit ein Schiefstellen des Bauwerks. Sobald ein Neigen eintritt, wird die Beanspruchung durch den überkragenden Teil nicht mehr vergrößert, sondern verringert.

Wäre uns bekannt, um wieviel der Boden vor seinem Nachgeben mehr verträgt als die Bodenpressung, für welche die Fundamente des Bauwerkes geplant wurden, so wäre aus der Kurve ohne weiteres



die frei überkragende Länge abzulesen, die im Höchsfalle für die Bemessung der inneren Kräfte in Frage käme. Diese Zahl ist bei den einzelnen Bodengattungen nur schwer feststellbar. Sie ist im Übrigen auch von der Gestalt des Fundamentkörpers und von seiner Größe abhängig. Im Allgemeinen wird für unsere gewöhnlichen Baugrundbesprechungen eine Sicherheit  $n = 4$  bis  $5$  bestehen, d. h., wenn der Baugrund etwa mit  $3 \text{ kg/cm}^2$  gleichmäßig gedrückt wird, so ergäbe sich bei  $4$  bis  $5 \cdot 3 = 12$  bis  $15 \text{ kg/cm}^2$  das erste dauernde Nachgeben. Unter Zugrundelegung der Zahl  $n = 4$  bis  $5$  ergibt sich aus diesem Schaubild eine Auskragungslänge von ein Drittel und darüber. Stellen wir daher die Forderung auf, daß der Körper sich eher neigen als reißen dürfte, so müßte er eine Auskragung von mindestens ein Drittel der Länge seines steifen Zusammenhanges vertragen. Bei einer Vergrößerung der Abmessung  $b$  des Gebäudes erhöht sich die Größe der möglichen Auskragung bevor das Neigen eintritt. Hierbei erhöht sich das Moment quadratisch und die Querkraft linear mit der Vergrößerung der Abmessung  $b$ .

Aus dieser einfachen Überlegung folgt, daß die Gefahr um so größer ist, je größer der steife Zusammenhang der Länge  $b$  ist. Auf diesen Grundsatz werden wir noch zurückkommen.

Aus der früheren Überlegung folgt aber weiter noch, daß das Verhältnis der größten möglichen Bodenpressung zur angenommenen, gleichmäßig verteilten Bodenpressung (ohne Senkung) um so größer wird, je kleiner die ursprünglich gewählte Bodenpressung ist. Da mit einer Vergrößerung dieses Verhältnisses die Überkragungslänge wächst, so wird das Bauwerk um so schwerer die Bedingung erfüllen können, daß es sich eher neigt als reißt, wenn die Bodenpressung im Voraus zu klein gewählt wurde, also die Fundamente unnötig groß sind.

Es muß zugegeben werden — und das ist ganz charakteristisch für die Ansprüche der Sicherungen —, daß diese Forderung mit den allgemeinen Standfestigkeitsgrundsätzen gerade im Widerspruch ist. Es wäre nach unserer Überlegung unrichtig, bei gutem Baugrund die Bodenpressung sehr mäßig zu halten. Dieser Satz steht scheinbar auch im Widerspruch mit der in der Praxis vielfach angewendeten Anschauung, mit Rücksicht auf die Bergschäden auch bei gutem Boden durchgehende Fundamentplatten anstelle von Banketten anzuwenden. Dieser Widerspruch ist nur scheinbar. Gelingt es nämlich, das ganze Bauwerk als einen steifen Körper so auszubilden, daß er den vorgeschriebenen Anforderungen der größtmöglichen Auskragung genügt, so ist eine durchgehende Fundamentplatte zwecklos, ja sogar schädlich, weil sie die Zahl  $n$  und damit die mögliche Auskragung vergrößert. Der Fall, daß die Sicherung in so weitgehender Weise möglich ist, ist aber im Allgemeinen selten und nur bei rein monolithischen Konstruktionen, also bei ganz in Eisenbeton ausgeführten Bauwerken möglich. In der Mehrzahl der Fälle handelt es sich jedoch um gemischte Beton- und Mauerwerksbauten, die mangels Versteifungsmöglichkeiten die vorgeschriebene Bedingung selten ganz erfüllen können. In diesem letzteren Fall beschränkt man sich auf die Aufnahme der wagerechten Kräfte, und in diesem Falle ist es auch zweckmäßig, die Bodenpressungen so klein wie möglich zu halten.

Nach den Anschauungen der vorbeschriebenen Bruchtheorie würde das Nachbrechen nach dem natürlichen Böschungswinkel um so leichter eintreten, wenn die Oberfläche stark belastet ist. Die allgemeine Erd-drucktheorie besagt dies zwar nicht, da der Reibungswinkel bekanntlich unabhängig von der Auflast ist. In Wirklichkeit haben wir aber hier mit der Kohäsion des Bodens zu rechnen, die um so leichter überwunden werden kann, je größer die spezifische Belastung der Oberfläche ist.

Aus dieser Trennung der beiden möglichen Fälle ist zu ersehen, daß der Widerspruch zwischen Theorie und Empirie nur ein scheinbarer ist, und daß beide Anschauungen ihre Richtigkeit haben. —



Abb. 12. Erz-Hochbahn in Völklingen a. d. Saar.



Abb. 14. Ansicht des in der Krümmung liegenden Teiles der Hochbahn.



Abb. 14 u. 15. Erz-Hochbahn der Phönix A. G. vom Rhein zur Hütte in Duisburg-Ruhrort. Ausführungen der Wayß & Freytag A. G.



Betrachten wir nun die Lage des Bauwerks im Innern der Senkungsmulde (Abb. 11, S. 42). Hier kann der allerdings sehr seltene und unwahrscheinliche Fall eintreten, daß es an den Rändern auf- und in der Mitte freiliegt. Die Unterstützungslänge ergibt sich gleichfalls aus der größten Bodenpressung, die ein Vielfaches der angenommenen gleichförmigen Bodenpressung  $p$  ist. Es ist leicht nachzuweisen, daß dieser Fall hinsichtlich der Biegemomente nicht ungünstiger sein kann, als der Fall des freien Überkragens. Bei einer Vergrößerung des steifen Zusammenhanges  $b$  wächst das Biegemoment wieder quadratisch und die Querkraft linear mit der Vergrößerung. Auch hier gilt bezüglich der Wahl der zulässigen Beanspruchung des Baugrundes das vorhin Erwähnte. Ist es möglich, das Gebäude oder den Gebäudeteil so steif auszubilden, daß er den beiden vorgeführten Beanspruchungsfallen widersteht, so ist es günstig, die Bodenpressungen im Voraus möglichst auszunutzen. Gelingt dies nicht, so ist es zweckmäßig, die Bodenpressungen möglichst niedrig zu halten.

Es wurde schon früher erwähnt, daß sich aus der Gestalt der Senkungsfläche ergibt, daß die Senkungsunterschiede am Rande der Senkungsmulde am größten, die Senkungen selbst in ihrer Mitte am größten sind. Da nun größere Senkungen, wenn sie gleichmäßig erfolgen, nicht schädlich sind, hingegen Senkungsunterschiede den Bestand des Bauwerkes sehr gefährden, so ergibt sich auch hieraus, daß der Fall des Überkragens, der durch die Senkungs-Erscheinungen bedingten Vorgänge wegen, der gefährlichere ist. Eine rein statische Überlegung ergibt dasselbe.

Weit wichtiger als die Beobachtung der Senkungsunterschiede ist jedoch die Beobachtung der wagerechten Bewegungen und der sich hieraus ergebenden Kräfte. Viele Fachleute sind der Ansicht, daß sich die Senkungsunterschiede auf eine zu große Fläche erstrecken, als daß sie für die Standfestigkeit der Gebäude in Frage kämen; ihre Meinung geht viel-

mehr dahin, daß die gesamten Bergschäden an Gebäuden nur von den Zerrungs- und Pressungskräften herrühren. Wenngleich ich mich dieser Ansicht aus beobachteten Schäden nicht anschließen kann, so steht das Eine fest, daß die Aufnahme der wagerechten Kräfte bei jedem gut ausgebildeten Bau möglich, und damit das Wichtigste für die Sicherung getan ist. Leider muß gesagt werden, daß auch die Vorkehrungen für die Aufnahme der wagerechten Kräfte vielfach nur auf Grund von ungefähren Schätzungen erfolgen, während tatsächlich eine einfache Überlegung eine recht genaue Bemessung der Ankerkräfte zuläßt.

Treten unter einem Fundamentkörper wagerechte Bodenverschiebungen auf, so sind die Kräfte von der Größe dieser Verschiebungen selbst unabhängig. Die Größe der angreifenden wagerechten Kräfte ist allein bedingt durch die auftretende Reibung. Der Höchstwert der Zerrungs- und Pressungskräfte ist gegeben durch die Reibungskraft.

Da die Achse der größten Zerrungen oder Pressungen im Voraus nicht bekannt ist, so kann die Annahme dieser Achse ungünstigst so erfolgen, daß man sie abwechselnd mit den beiden Hauptrichtungen des Gebäudes zusammenfallen läßt. Wird beispielsweise die Hauptrichtung der wagerechten Bewegungen, Abb. 11, in Richtung I—I gelegt, so erhalten alle Längsbankette reinen Zug, bzw. Druck, während die dazu senkrecht liegenden Bankette auf Biegung beansprucht werden. Sucht man sich den Schwerpunkt des Bankett-Flächenzuges und bringt im schraffierten Teil die genannten Reibungskräfte an, so stellt der nicht schraffierte Teil den gleich großen Widerstand gegen die wagerechten Bewegungen vor. Es können dann im Höchstfalle auf die Längsbankette der Reibungszug auf die schraffierten Längen, vermehrt um die Knotenlasten der auf Biegung beanspruchten Querbankette, übertragen werden. Für jede andere Lage der Dehnungsachse, etwa I—I' tritt dann eine Zerlegung der Kräfte in die beiden Hauptrichtungen I und II ein. — (Schluß folgt.)

## Von der 25. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ am 24. u. 25. Februar zu Berlin.

(Schluß)

### 10. Neue Wasserkraftanlagen und Wasserbauten in Bayern und Thüringen.

Von Dir. Schwenk in Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Nürnberg.



Redner schildert in Wort und Bild eine größere Anzahl kleinerer und mittlerer Wasserkraftanlagen, bei denen sowohl beim Bau der Stauanlage wie der Werkkanäle und des Unterbaus, stellenweise auch des Aufbaus der Krafthäuser, Beton und Eisenbeton in ausgedehntem Maß zur Anwendung gekommen ist. Der Eisenbeton erweist sich hier und besonders bei den in der Herstellung schwierigen Zuflußkanälen zu den Turbinen wegen seiner leichten Bildsamkeit als ein besonders wertvolles Material. Einzelheiten aus dem Vortrage wiederzugeben ist ohne Beigabe von Abbildungen nicht wohl möglich. —

### 11. Beton- und Eisenbetonarbeiten an der mittleren Isar.

Von Reg.-Baumstr. Hans Stanglmayer, München.

Schon auf der letzten Wanderversammlung des Deutschen Beton-Vereins in München ist auf das große Unternehmen der Kraftgewinnung an der mittleren Isar, das hauptsächlich der Versorgung Münchens dienen soll, dabei aber gleichzeitig eine wirksame Melioration des Erdinger Moores in sich schließt, von dem inzwischen verstorbenen Schöpfer des Ausführungsplanes dieses Werkes, Dr.-Ing. Rümelin, hingewiesen worden.\*) Redner schildert in seinen Hauptzügen dieses Unternehmen, durch das an vier Kraftstufen auf rd. 51 km Länge 88 m Gesamtgefälle und eine Wassermenge von rd. 80—87 cbm/sek ausgenutzt werden und im Jahresmittel rd. 87 000 PS geleistet und 450 Mill. kWst jährlich erzeugt werden sollen. Im Beton- und Eisenbetonbau werden für das Wehr in der Isar, die Staufstufen und Krafthäuser am Werkkanal sowie die Auskleidung des letzteren 500 000 cbm erforderlich; davon entfallen allein 300 000 cbm auf die Auskleidung des Kanals. Das etwa 2,5 km unterhalb München gelegene Wehr von

4 Öffnungen zu je 17,5 m l. W. liegt mit seiner Betonschwelle ganz unter Flußsohle, sodaß bei Hochwasser das ganze Durchflußprofil freigegeben werden kann. Die Öffnungen sind mit mehrteiligen Schützen nach Bauweise der Masch-Fabrik Augsburg-Nürnberg verschlossen. Es steht auf 2 m hoher Kiesschicht, unter der 10—12 m Sandschichten über dem festen Fels liegen. Um eine Unterströmung des die Isar um 4—4,5 m aufstauenden Wehres zu verhindern, war daher ein dichter Abschluß bis auf den Fels herabzuführen. Das ist durch 4 große, oberhalb des Wehrkörpers abgelenkte Eisenbetonsenkstufen erreicht, die mit Luftdruck heruntergebracht wurden. Die Ausführung ist von der Firmt Dyckerhoff & Widmann bewirkt worden, der der ganze Wehrbau übertragen ist. Das Einlaufbauwerk zeigt dagegen eine Flachgründung, abgeschlossen durch 2 tiefe Spundwände.

Eine wichtige Frage bildete der wasserdichte Abschluß der Kanalsohle, da das Wasser im Kanal höher steht als der Grundwasserspiegel. Die Sohle hat eine 20 cm starke Betonbekleidung erhalten, während die Böschungsbekleidung von unten nach oben von 20 auf 14 cm Stärke abnimmt. Bei den großen Massen, die diese Verkleidung erfordert, war die Frage eines den Zweck erfüllenden, dabei aber wirtschaftlichen Mischungsverhältnisses des Betons sehr wichtig. Es sind daher ausgedehnte Versuche mit verschiedenen Mischungen gemacht, und es ist eine Probe-strecke in verschiedener Ausführungsweise hergestellt worden. Die Leitung dieser Versuche war Hrn. Professor Dr.-Ing. Probst übertragen. Die Ausführung der Verkleidung soll von hohem, fahrbarem Schüttgerüst aus erfolgen. Versuche mit Stampfung des Betons mit Preßluftstampfern haben gute Ergebnisse gehabt. Die Inbetriebnahme des Werkes ist für 1924 in Aussicht genommen. —

### 12. Vom Bau der Berliner und Hamburger Untergrundbahnen.

Von Dir. Dr.-Ing. Krieb, Vorstandsmitglied der Siemens-Bau-Union G. m. b. H., Berlin.

Der Vortrag, der in großen Zügen zunächst die Entwicklung und allgemeine Durchführung dieser beiden wichtigen Verkehrsunternehmen und ihre baulichen

\*) Vergl. „Mitteilungen“ 1920 S. 120, Gesamt-Beschreibung mit Lageplan auch in Deutsche Bauzeitung 1919, S. 330.



Verschiedenheiten schilderte, verbreitete sich dann des Naheren über die Ausbildung des Normalprofiles, das teils in Beton, teils in Eisenbeton ausgebildet worden ist, und brachte auch Einzelheiten der besonderen Ausbildungsweise an Kreuzungen mit anderen Verkehrswegen, Wasserläufen (Unterwassertunnel) sowie in Strecken mit bedenklichem Untergrund (Moorstrecken). Es wurden ferner die besonderen Maßnahmen dargelegt, die bei der Unterföhrung von Gebäuden durch diesen Tunnel angewendet worden sind, um diese Bauten erfolgreich gegen die Verkehrs-Geräusche und -Erschütterungen der Untergrundbahn zu schützen. Die verschiedenen Baumethoden, die mit fortschreitender Erfahrung immer zweckmäßiger und wirtschaftlicher ausgestaltete Baugrubenumschließung, die Abdichtung des in das Grundwasser tauchenden Tunnelkörpers gegen dieses und die Absenkung des Grundwassers während der Bauzeit, wurden eingehend dargestellt. Von letzterer Baumethode ist hier in ausgedehntem Maß Gebrauch gemacht worden und sie ist von der Firma nach Versuchen mit verschiedenen Pumpensystemen zu hoher Vollendung gebracht worden. Die beim Bau dieser Untergrundbahnen gewonnenen Erfahrungen sind dann später bei vielen anderen Bauten ausgenützt worden, sodaß man sagen darf, daß der Bau der Untergrundbahnen in bezug auf diese Gründungsmethode vorbildlich gewesen ist.

Wir behalten uns vor, über diesen Vortrag unter Beigabe einiger Skizzen noch etwas nähere Mitteilungen zu machen. —

### Vermischtes.

**Gehwegplatten aus Eisenbeton.** Es ist erstrebenswert, die Gehwegplatten z. B. auf eisernen Brücken und sonstigen Bauwerken so leicht wie möglich zu gestalten im Interesse der Wirtschaftlichkeit des Gesamtbauwerkes, der Verringerung des Zementverbrauches und der leichteren

Im Anschluß an den Vortrag wird von einem süddeutschen Vertreter ausgeführt, daß das Verfahren der Grundwassersenkung sich wohl für die Sandformation der norddeutschen Tiefebene, aber nicht für den grobkiesigen Untergrund in Süddeutschland und namentlich in Bayern eigne. Bei dem Ausbau der Kanalisation von Karlsruhe habe z. B. aus diesem Grunde die Anwendung dieses Verfahrens versagt. Norddeutsche Unternehmer, die in Süddeutschland bei den dortigen großen wasserbaulichen Arbeiten mitwirken wollen, sollten das daher beachten.\* Der Vortragende hebt demgegenüber hervor, daß auch in ganz grobem Schotter Grundwasserabsenkungen bis 9 m Tiefe erfolgreich durchgeführt worden seien. Es erfordere das allerdings sehr starke Pumpen, sodaß das Verfahren sich natürlich teurer stelle. Eher könne man sagen, daß das Verfahren nicht für ganz feinen Trieb sand geeignet sei, der die Filter verstopfe, sodaß diese nicht mehr arbeiten können. Aber auch hierfür sei in der Anwendung sogenannter Kiesfilter (bei denen das fein durchlochte Filterrohr im Abstand von 8—10 cm von einem zweiten Rohr umschlossen wird, während der verbleibende Zwischenraum mit Kies ausgefüllt ist) ein Hilfsmittel gefunden, wie durch gelungene Grundwassersenkung unter solchen Verhältnissen beim Bau der Nordsüdbahn in Berlin am Belle-Alliance-Platz dargetan worden sei. — Fr. E.

\* Anmerkung der Schriftleitung. Wie wir erfahren, wird jetzt bei der mittleren Isar das Grundwasser-Absenkungsverfahren von einem erfahrenen norddeutschen Unternehmer angewendet.

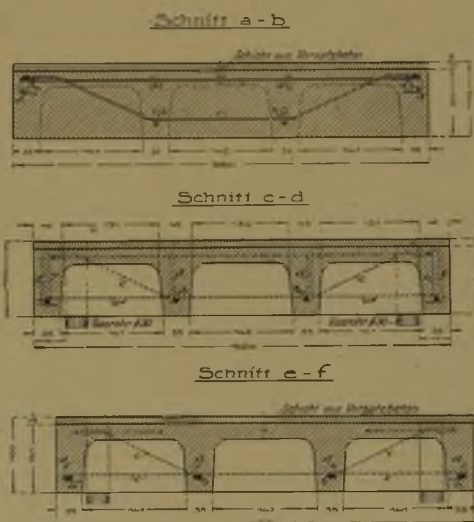
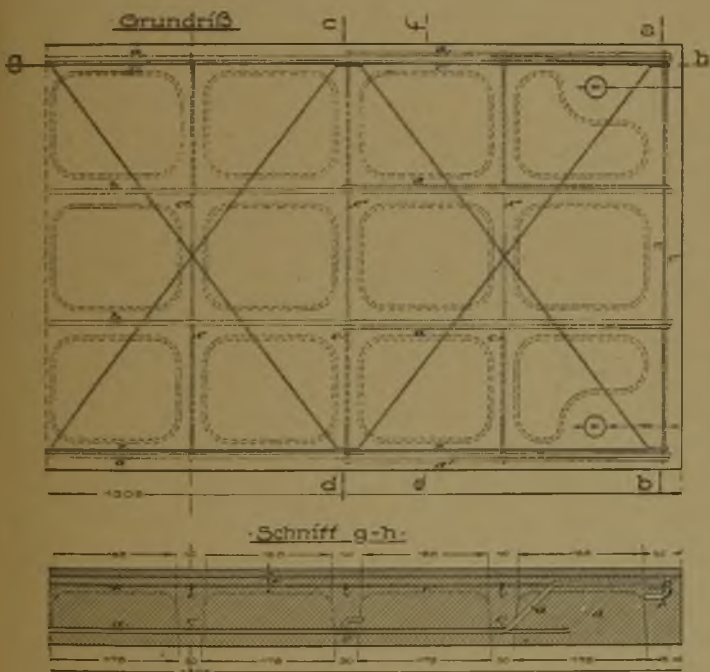


Abb. 1—3. Grundriß und Schnitte der Gehwegplatten.

Handhabung beim Verlegen und gelegentlichen Aufnehmen zum Zweck von Rohrverlegungen. Es ist deshalb der Grundsatz der Unterteilung durch Rippen auf kleine Abmessungen angewendet und die in den Abb. 1—3 dargestellte, durch Längs- und Querrippen wabenartig ausgesteifte Betonplatte gestaltet worden. Die Eigengewichtersparnis beträgt in einem bestimmten durchgerechneten Fall 46 v. H., das macht bei einem Bürgersteige von 6 m Breite eine Verminderung der Eigenlast um rd. 600 kg/m aus, abgesehen von den Vorzügen der leichteren Verlegung und des geringeren Zementverbrauches. Wie die Abbildungen zeigen, werden Längs- und Querbügel angeordnet, die miteinander und mit der angeordneten Diagonalverspannung verknüpft sind und so ein räumliches Drahtgebilde darstellen, damit die Platte beim Transport und bei der Verlegung einen möglichst elastischen Körper bildet und weniger zu Brüchen neigt, wie erfahrungsgemäß volle Platten. Die Gehwegplatte kann eine obere Vorsatzschicht aus hartem Stoff, z. B. Granitfuß, erhalten und bearbeitet werden. Der Nachweis der statischen Sicherheit ist einwandfrei zu erbringen; Belastungs-

gesichert werden. Die Platten sollen daher auf Vorschlag des Verfassers für die im Bau begriffene neue Caprivi-Brücke in Charlottenburg verwendet werden.

Stadtbmstr. Künzel in Berlin-Charlottenburg.

**Gepreßte Bohrpfähle Bauart Michaelis-Mast.** Zur Gründung einer nachtraglich in einer Werkstatt der Deutschen Werke in Spandau eingebauten Kranbahn wurden, wie das „Zentralbl. d. Bauvtg.“ Nr. 17 d. J. berichtet, Eisenbetonpfähle vorgenannter Art, deren Ausbildungsverfahren durch Patente geschützt ist, verwendet. Durch angestellte Belastungsversuche an 4 Pfählen wurde ihre hohe Tragfähigkeit nachgewiesen. Wie wir dem Bericht entnehmen, unterscheidet sich diese neue Bauart im Herstellungsverfahren von den „Preßbetonpfählen“ dadurch, daß sie nicht mit Luftdruck, sondern mit Wasserdruck fertig gestellt werden, der in einer gewöhnlichen Handpumpe erzeugt werden kann. Die Herstellung des Pfahles erfolgt in der Weise, daß zunächst ein Vortreibrohr heruntergebracht und dann in dieses Beton durch Druckwasser eingepreßt wird. Das Rohr steigt dabei selbsttätig hoch und der frische Beton wird fest gegen die Wandungen des Bohrloches gepreßt, wodurch starke



Reibungswiderstände erzeugt werden, die die Tragfähigkeit des Pfahles wesentlich erhöhen. Von den 4 Pfählen wurde bei einem die Spitze des Mastpfahles mit dem Vortreibrohr durch eine Jungfer herabgerammt, bei den 3 anderen wurde das Vortreibrohr, das bei rund 8 m Länge 265 mm l. Durchm. hatte, bis 7,50 m Tiefe abgebohrt. Aus dem dabei zu Tage tretenden Bohrgut, wurde festgestellt, daß an der Verwendungsstelle unter 2,5 m Schüttung und Humus eine 3 m starke feine Sandschicht, darunter scharferer Sand lag, in den das Rohr noch etwa 1 m tief eindrang. Der Grundwasserspiegel lag 2 m unter Gelände.

In die niedergebrachten Rohre wurde eine Eisenbewehrung von 4 Rundenisen von je 25 mm Durchm., verbunden durch eine Spirale von 5 mm Stärke mit 25–30 cm Ganghöhe eingebracht. An den unteren hakenförmig umgebogenen Enden der Langseisen war eine in Beton vorher fertig gestellte Fußplatte mit Bügeln angehängt, in die ein Gasrohr eingesetzt war, das bis über den oberen Rand des Vortreibrohrs reichte, um dem Grundwasser beim Einsenken der Platte ein Durchtreten nach oben zu ermöglichen. Die Langseisen waren absichtlich stark gewölbt, da mit den Pfählen auch Zugversuche angestellt werden sollten. Der frische plastische Beton 1:4 wurde auf die zunächst nur ein kurzes Stück in das Rohr eingelassene Fußplatte aufgebracht und mit dem Absenken des Eisengerippes bis zur Sohle des Loches fortschreitend nachgefüllt. Um ein Ausspülen des Betons durch Grundwasser zu verhindern, wurde dabei die Fußplatte durch Ton gegen die Rohrwandung abgedichtet. Nach Füllung des ganzen Rohres wurde das Gasrohr herausgezogen, der Beton oben mit einer dünnen Tonschicht abgedichtet, eine Abschlußhaube auf das Rohr aufgesetzt, in die die Zuleitung des Druckwassers einmündet, und dann Druckwasser eingepumpt. Im Anfang wurde der Druck dabei bis auf 35 atm. getrieben, um den Beton zusammen und unten aus dem Bohrohr herauszupressen. Durch den auch nach oben auf die Haube gerichteten Wasserdruck hebt sich dabei das ganze Rohr langsam heraus, wobei der Druck i. M. bis auf 5 atm. sank. In etwa 3 Stunden war die ganze Arbeit getan. Die Betonsäule im Rohr war dabei infolge des Zusammenpressens, des Einpressens in die Erdwandung und da sie den Raum auszufüllen hat, den vorher die Wandstärke des Rohres einnimmt, um etwa 1,4 m verkürzt. Die Pfahlsohle war um etwa 10–15 cm tiefer herabgepreßt. Die Verdichtung des Betons wurde zu etwa 7 v. H. ermittelt.

Nach 2–3 Monaten wurden die Belastungsproben durchgeführt. Bei den Tragfähigkeitsproben ergab sich, daß ein Unterschied zwischen den mit eingerammtem bzw. eingebohrtem Vortreibrohr hergestellten Pfählen nicht festzustellen war. Die gemessene Senkung unter der Last betrug bei 35 t nur 2–3 mm, so daß also bis zu dieser Grenze nach Ansicht des Berichtstatters, Baurat Carl Bernhard, Berlin, mit Sicherheit gegangen werden kann. Bei diesen Pfählen sind also höhere Belastungen als bei den bisherigen Bohrpfählen zulässig.

An 2 Pfählen wurden ferner Zugversuche angestellt. Bei dem einen zeigten sich bei 12 t Zug und 4 mm Hebung im Erdreich die ersten Risse; bei 24 t Zug wurden diese vermehrt, die Hebung war auf 23 mm gestiegen; bei 30 t Zug löste sich der Pfahl und stieg bis 60 mm hoch. Der zweite Pfahl zeigte erst bei 20 t Zug 2 mm Hebung und die ersten Risse im Erdreich; bei 24 t Zug stieg dann aber die Hebung schon bis auf 10 mm, so daß die durch die Pressung des Betons am Erdreich erzeugte Reibung als überwunden angesehen werden mußte. Ein Zugwiderstand von 4 t kann bei Anwendung der Pfähle zu Verankerungen usw. daher nach Ansicht des Verfassers diesen mit Sicherheit zugemutet werden.

**Eisenbeton-Kahn mit geringem Eigengewicht Bauart „Züblin-Koller“.** Für den Rhein-Rhone-Kanal bestimmte Eisenbeton-Kähne mußten, um wettbewerbsfähig zu bleiben, im Eigengewicht auf das Äußerste eingeschränkt werden, da mit Rücksicht auf die knapp bemessenen Schleusen die vorgeschriebenen Abmessungen genau einzuhalten waren, sodaß der ausnutzbare Tonnengehalt also vom Eigengewicht abhängig ist. Im Gegensatz zu dem Bestreben, eine Gewichtsverminderung durch Anwendung eines Leichtbetons für den Schiffsrumpf zu erreichen, wird hier gerade ein besonders hochwertiger Beton von hoher Elastizität und Festigkeit verwendet, der nach angestellten Versuchen eine Festigkeit von 1000 kg/cm<sup>2</sup> erreicht und bei sorgfältigster Anordnung von Eiseneinlagen ein Herabgehen in den Wandstärken bis auf 25 mm Stärken gestattete. Das bedingt allerdings eine ganz besonders sorgfältige Herstellung der Bewehrung, die hier als eine in sich abgebundene Konstruktion zunächst aufgebaut und dann nach besonderem Verfahren unter Verwendung von beweglichen Schalungen mit der Eisenbetonhaut überzogen wird. Es wird auf diese Weise mit einem Beton von 2,5 spezifischem Gewicht

geringeres Gewicht erzielt, als bei einem bis auf 1,8 im spezifischen Gewicht herabgedrückten Leichtbeton von nur 250 kg/cm<sup>2</sup> Festigkeit, der dementsprechend eine größere Masse bedingt. Der hochwertige Beton bietet außerdem den Vorteil, daß er sich weniger mit Wasser vollsaugt und vermöge seiner größeren Oberflächenhärte auch gegen Stoß und Scheuern weniger empfindlich ist.

Der Kahn hat nach dem Bericht in der „Schweizer Bauzeitung“ vom 21. Januar d. J., dem auch Abbildungen beigegeben sind und dem wir diese Angaben entnehmen, bei 38,76 m größter Länge und 5 m größter Breite im unbelasteten Zustand einen Tiefgang von 0,53 m bei 71,502 t Eigengewicht. Seine Tragfähigkeit ist 244,36 t und sein Tiefgang im belasteten Zustand 1,8 m. Das Verhältnis des Eigengewichts zur Tragfähigkeit ist 1:3,4, während nach dem Bericht bei der bisherigen Bauweise man noch nicht viel über 1:2 gekommen ist. Der Verfasser nimmt an, daß noch 5–10 t Gewicht bei weiteren Ausführungen gespart werden könnten, wodurch man dem Verhältnis bei Ausführung in Eisen von 1:4 bzw. 1:4,5 sehr nahe kommen würde. —

## Literatur.

**Österreichischer Ausschuß für Eisenbeton. Heft 9.** Versuche über das Schwinden von Beton. Bericht erstattet von Ig. Bernh. Kirsch, o. Prof. der techn. Hochschule Wien. 8<sup>o</sup>, 24 S. Text mit 13 Abb. und 12 Tabellen. Leipzig und Wien 1922. Verlag Wilh. Deuticke. Preis brosch. 4 M. —

Gleich dem „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton“ hat auch der Eisenbeton-Ausschuß des Österreich. Ing.- u. Arch.-Vereins das Schwinden des Betons, das bei der wichtigen Frage der Ribbildung neben anderen Ursachen zweifellos eine Rolle spielt, zum Gegenstand besonderer Untersuchungen gemacht. Die Versuche sind im Frühjahr 1918 eingeleitet, der Bericht, der sich durch die Verhältnisse in Österreich stark verzögert hat, umfaßt zunächst nur die Beobachtungen bis zu 1 Jahr Dauer. Die Messungen der Probekörper sollen aber auf 2–4 Jahre ausgedehnt werden.

Die Versuche unterschieden sich von den deutschen, die nur an kleinen Mörtelstäben gemacht worden sind, durch die Verwendung ziemlich großer, baumäßig hergestellter Probekörper von 15 · 15 cm Querschnitt bei 70 cm Länge. Die Zahl der Probekörper und die Auswahl der Materialien war dementsprechend allerdings nur eine beschränkte. Als Bindemittel wurden nur je 2 hochwertigere (Drehrohren-Z.) und Handelszemente (Schachtofen-Z.) verwendet, in feinerer und gröberer Mahlung (5 bzw. 20 v. H. Rückstand auf dem 4900 Maschensieb), der dem aus Donausand in verschiedener Absiebung bestehenden Zuschlagen im Verhältnis von 470 bzw. 220 kg/cbm beigemischt wurde. Um den Einfluß der Bewehrung auf das Schwinden zu verfolgen, wurden neben reinen Betonkörpern auch solche mit Eiseneinlagen untersucht. Diese wurden der Mehrzahl nach der Luftlagerung, zum Teil aber auch der Wasserlagerung bzw. der gemischten Lagerung ausgesetzt. Als Meßblende waren 50 cm gewählt. Die Messung erfolgte mittels besonders zu dem Zwecke ausgebildeter Vorrichtung.

Die Ergebnisse der Versuche decken sich grundsätzlich mit den in Deutschland gewonnenen. Sie zeigen zunächst die schon seit längerem bekannte Erscheinung, daß magerer Beton weniger stark schwindet als fetter. Sie lassen ferner erkennen, daß die Aufbereitung von wesentlichem Einfluß auf die Schwindung ist. Beton aus Drehrohrenzement zeigte eine um 20 v. H. geringere Schwindung. Die Feinheit der Mahlung des Zements rief dagegen keine deutlich erkennbaren Unterschiede hervor. Von wesentlichem Einfluß ist die Lagerung. Feuchte (gemischte) Lagerung hatte gegenüber Luftlagerung eine Verminderung der Schwindung um 23 v. H. zur Folge. Bei Luftlagerung spielt begrifflicher Weise die Menge des Anmachewassers eine Rolle. „Weicher“ Beton hatte in diesem Falle etwa 27 v. H. weniger Schwindung als fließender. Die Bewehrung hatte einen wesentlich verminderten Einfluß auf die Schwindung. Bei 1,38 v. H. zweiseitiger Bewehrung hatte der fette Beton mit hochwertigem Zement 35 v. H., der magere 22 v. H. weniger Dehnung. Für Handelszement betragen diese Zahlen 38 bzw. 32 v. H. Bei einseitiger starker Bewehrung muß die Folge der Verhinderung des Schwindens auf der bewehrten Seite eine Krümmung des Körpers sein, die sich bei den Versuchen auch tatsächlich ergab. — Fr E.

Inhalt: Sicherung von Bauwerken im Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise. — Von der 25. Hauptversammlung des „Deutschen Betonvereins“ am 24. und 25. Februar zu Berlin (Schluß). — Vermischtes. — Literatur. —

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