

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

18. Jahrgang 1921.

№ 9.

Mitteilungen über ausgeführte Kohlensilos.

Nach dem Vortrag auf der 24. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ von Dr.-Ing. Lührs,
Ob.-Ingenieur der Firma Schäffer & Co., Duisburg-Bremen.

(Hierzu die Abbildungen S. 68 und 69.)



Kohlensilos und-Bunker sind schon früher, ehe die Eisenbetonbauweise bekannt wurde, in großer Zahl gebaut worden unter Verwendung der Baustoffe Eisen, Holz und Mauerwerk. Wie so mancher anderen hat sich der Eisenbetonbau auch dieser technischen Aufgabe angenommen und zwar mit allerbestem Erfolge.

Früher hat es sich meistens nur um kleine Silo-Anlagen gehandelt und vor allem nur um die Lagerung von wenig zur Selbstentzündung neigender Kohle. Meine Firma hat mehrere solcher Silos gebaut, bei denen Schütthöhen von 8—12 m ganz normal waren und bei denen später niemals Brände vorgekommen sind.

Als jedoch im Laufe der Zeit dem Kohlensilobau immer größere Aufgaben gestellt wurden, einmal in Bezug auf die Größe der zu lagernden Kohlenmenge, und zum anderen durch die Notwendigkeit, auch leicht entzündbare Gaskohle zu lagern, setzten die Bemühungen ein, besondere Bauweisen zu erfinden, die durch geeignete Einrichtungen der Selbstentzündung der Kohle entgegenwirken sollten. Es sind viele Patente hierfür erteilt, deren Anzahl viel größer ist, als die der wirklich ausgeführten Typen.

Das Thema meines Vortrages über neuere Kohlensilos verlangt, daß auch über den Zweck der Kohlenspeicherung Einiges gesagt wird, da diese Frage mit der Wirtschaftlichkeit großer Anlagen untrennbar verknüpft ist. Bislang stand im Vordergrund der Ueberlegungen und Rentabilitätsberechnungen vor dem Bau eines Kohlensilos die Frage: Wird durch die Anlage soviel an Arbeitskräften gespart, daß der maschinelle Betrieb nebst Amortisation der Anlagen sich billiger stellt? Neuerdings bricht sich jedoch immer mehr die Erkenntnis Bahn, daß die Anlage großer maschinell bedienter Kohlenspeicher weitere wesentliche Vorteile bietet, die allerdings teilweise zahlenmäßig schwer zu erfassen sind. Eine für das Kohlen verbrauchende Werk sehr unangenehme Erscheinung ist es z. B., daß die Zufuhren heute nicht annähernd gleichmäßig, sondern stoßweise und äußerst unregelmäßig erfolgen. Schwerwiegender ist aber noch ein anderer Nachteil der altherge-

brachten Art, die Kohle auf Haufen zu schichten und hiervon zu entnehmen. Es bleibt die unterste Kohle dauernd liegen und verliert dadurch bedeutend an Heizkraft. Gerade in heutiger Zeit ist es aber mehr als je erforderlich, daß die Kohle ohne Verlust an Heizwert zum Verbrauch kommt. Nicht unwesentlich ist ferner, daß die in Silos gelagerte Kohle tatsächlich ihrer Bestimmung zugeführt wird, während bei offen gelagerter Kohle weitere Verluste durch Diebstahl in Kauf genommen werden müssen.

In großzügiger Weise wurde der Uebergang von einem veralteten Betrieb zu einer hochmodernen Anlage



Abbildung 6. Ansicht des fertigen Silos in Duisburg.

vom Städtischen Elektrizitätswerk Duisburg gemacht. Nach umfangreichen Vorarbeiten wurde im Mai 1919 mit dem Bau eines großen Kohlsilos von 5200 t Inhalt begonnen. Bei der Ausschreibung waren verschiedene Systeme angeboten. Außer einem preiswerten Angebot waren es die guten Erfahrungen bei einem älteren, wenn auch kleineren Silo unserer Bauart, die den Ausschlag bei der Entscheidung für einen Bau nach unserem System gaben. (Erstmalig gelangte die Bauart bei dem Silo des städt. Elektrizitätswerkes Wandsbek zur Ausführung. Der

zwischen den einzelnen Balken in die unteren Teile des Silos gelangen, sodaß eine Druckübertragung in lotrechter Richtung ausgeschlossen ist.

Ein weiterer Vorteil dieser Anordnung ist, daß die Bewegung der Kohle von oben nach unten in keiner Weise von der Reibung auf Schrägflächen abhängig ist. Die Erscheinung, daß infolge des mit der Beschaffenheit der Kohle schwankenden Reibungskoeffizienten früher eingebrachte Kohle nicht nachrutscht und die nachgefüllte Kohle früher zur Entleerung kommt als die zuerst eingebrachte, kann hier nicht auftreten; vielmehr

kommt die gesamte Kohlenmenge in der Reihenfolge zur Entleerung, wie sie eingebracht wurde, und da die Kohle ständig in Bewegung ist, wird die Bildung von Brandherden im Keim erstickt. Begünstigend für die Bildung solcher Brandherde sind Nester aus feinem Kohlengrus. Ueberlegung und Erfahrung zeigen, daß eine Grusbildung bei diesem System, bei dem doch die Kohle im freien Fall von oben nach unten geht, nicht auftritt. Ein Voraussitzen größerer Kohlenstücke vor den feineren zur Grusbildung neigenden kann nicht stattfinden und besondere Vorkehrungen zur Vermeidung der so gefährlichen Entmischung der Kohle sind nicht nötig. Die Zwischenräume zwischen den einzelnen Balken werden so groß gewählt, daß beim Zusammenballen von nasser Kohle keine Verstopfung möglich ist. Auch die Zerkleinerung der herabfallenden Kohle durch mehrfaches Aufschlagen auf die Balken tritt nicht ein, da sich auf den wagrechten oder nur schwach geneigten Rückenflächen der Balken Kohlenpolster bilden.

Wichtig für eine gute Kohlenlagerung ist ferner, daß die Kohle möglichst luftdicht abgeschlossen wird. Gerade neuere Versuche, vor allen Dingen die verdienstvollen von Hrn. Baurat Jäckel auf dem Gaswerk Plauen*), haben einwandfrei den Nachweis erbracht, daß durch den luftdichten Abschluß die Gefahr der Selbstentzündung auf ein Mindestmaß zurückgeführt wird, und daß das früher übliche Bestreben nach einer künstlichen Belüftung des Lagergutes zweckwidrig ist. Es wurde daher bei dem Bau in Duisburg eine durchgehende Abschlußdecke hergestellt. Die Oeffnungen, durch welche die Kohle abgeworfen wird, sind für gewöhnlich mit eisernen Deckeln verschlossen, die am Rande mit Lehm verschmiert sind. So entsteht oben

der übersichtliche Raum, den die Abbildung 2, S. 69 zeigt. Bemerkenswert ist der Vergleich dieses Raumes mit dem entsprechenden Raum eines älteren Silos, der im Jahr 1913 von der Firma Schäffer & Co. für das Gaswerk Hagen ausgeführt wurde, damals nach dem Rank'schen System. Das Fehlen einer Abschlußdecke und die Art der maschinellen Anordnung lassen hier einen wenig übersichtlichen Raum entstehen (siehe Abbildung 3, S. 68). Gleichzeitig ist durch die Abschluß-

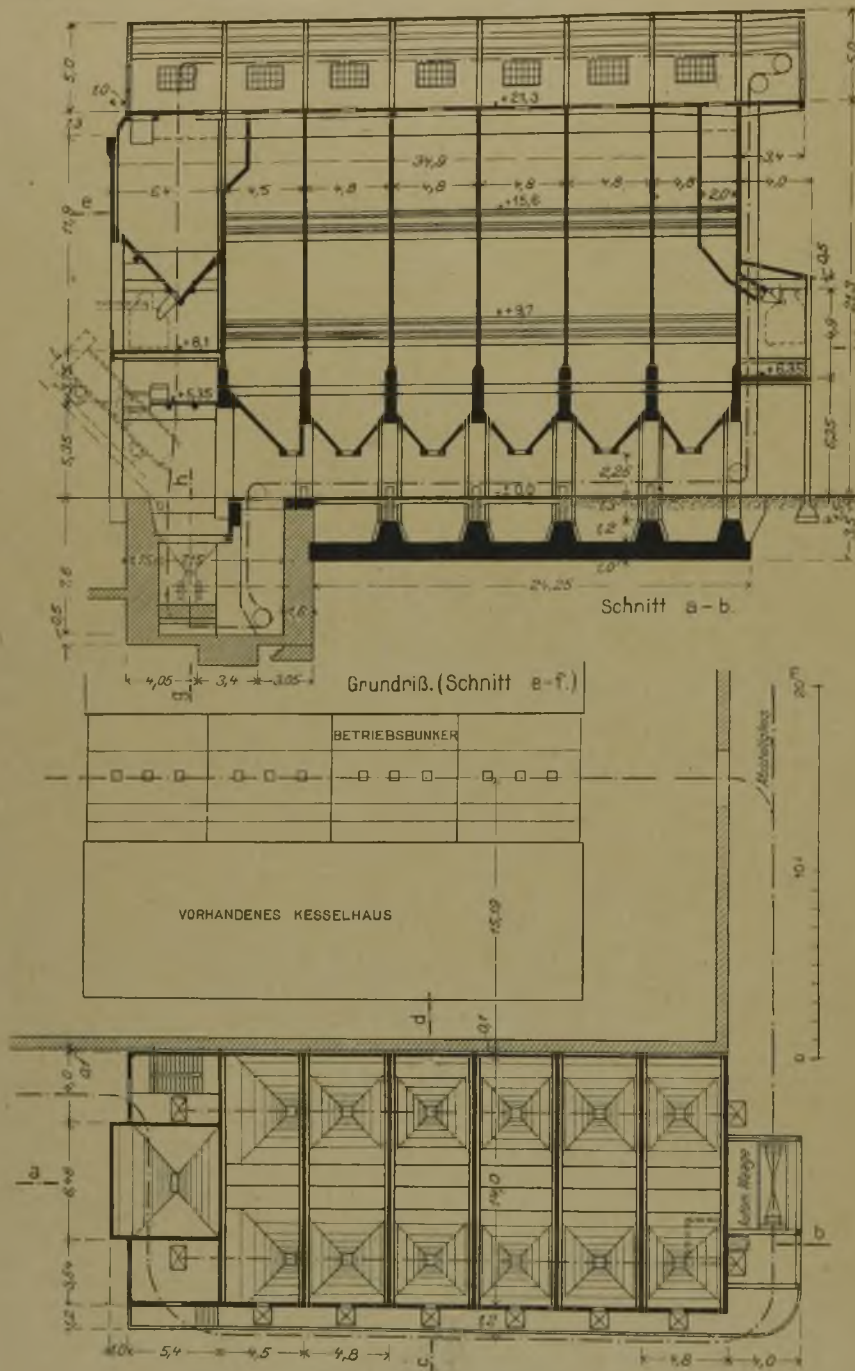


Abbildung 1a und b. Längsschnitt und Grundriß des Kohlsilos in Duisburg.

i. J. 1915 errichtete Bau hat sich vom ersten Tag des Betriebes an sehr gut bewährt und auch in den schwierigsten Kriegszeiten haben sich nie Mißstände gezeigt.)

Bezeichnend für jeden Silobau sind die Einbauten, die in erster Linie der Verminderung der Druckhöhe dienen sollen. Hierzu sind 2 Balkenroste angeordnet (siehe Abbildung 1a—d). Jeder Rost besteht aus einer oberen und unteren Balkenlage, die so gegeneinander versetzt sind, daß die Zwischenräume der unteren Lage durch die Balken der oberen Lage überdeckt werden. Die Kohle kann daher nur durch die lotrechten Schlitz-

*) Journal für Gasbeleuchtung 1919, No. 4.

decke erreicht, daß beim Abwerfen der Kohle nicht die geringste Staubbelaſtigung auftritt.

Zur Verbesserung des Luftabſchlusses wurden die Außenwände mit einem dichten Zementputz versehen. Trotzdem erforderte die Vorsicht, daß man Vorkehrungen gegen etwaige Kohlenbrände traf. Eine Fernthermometer-Anlage, die am ersten geeignet erschien, frühzeitig Gefahrpunkte zu erkennen, erforderte einen sehr großen Kostenaufwand. Außerdem haben diese Anlagen nur einen beschränkten Wert, da sich wiederholt gezeigt hat, daß örtlich eng begrenzte Brandherde durch die Thermometer nicht angezeigt werden können. Nicht mit Unrecht wurden auch Bedenken grundsätzlicher Art gegen eine solche Anlage laut, da man sich sagte, daß das Personal sich leicht zu sehr auf die Ablesungen verlassen würde und entwöhnt würde, die Beschaffenheit der Lagerkohle unmittelbar zu beobachten. Diese Beobachtung ist einmal unten an den Anzapfstellen und dann an der überall bequem zugänglichen Oberfläche des Lagergutes gut durchzuführen.

Besonders charakteristisch sind bei der Erwärmung der Kohle die auftretenden Gase, die beim Anlüften der Deckel sofort bemerkt werden. Es gehört somit schon eine sehr grobe Fahrlässigkeit dazu, wenn überhaupt zu große Wärmegrade auftreten. Ist eine Erwärmung frühzeitig bemerkt, so wird man die erste und einfachste Vorsichtsmaßregel dagegen dadurch treffen, daß man den Inhalt der gefährdeten Tasche in andere Taschen umsetzt. Bei dem Silo Duisburg z. B. ist es möglich, eine vollgefüllte Tasche mit einem Inhalt von etwa 850 t in 7 Stunden zu entleeren, bei einem Kraftbedarf von 20 PS. Dieses mit nur geringen Kosten verbundene Umsetzen wird in den meisten Fällen durch gründliche Abkühlung und Vermischung die Gefahr beseitigen. In bedenklicheren Fällen muß man die Kohle aus den Verschlüssen fallen lassen, ohne sie durch die Konveyer weiter zu befördern, und außerdem ist zur schnelleren Entleerung an jeder Silotasche in 6,5 m über Erdboden eine Einsteigetür von 0,6 · 1 m angebracht. Von einem ausgekragten Laufsteg aus sind diese Türen zugänglich und im Notfall leicht zu öffnen. Auch ist die Möglichkeit vorhanden, durch ein bis zur Silodecke hochgeführtes Wasserrohr bei einem etwaigen Brande reichlich Wasser zuzuführen.

Die maschinelle Einrichtung der Anlage mag an Hand des Weges, den die Kohle vom Eisenbahnwagen bis zu den Kesseln des Elektrizitätswerkes zurückgelegt, kurz beschrieben werden.

In der Längsrichtung des Silos führt das Zuführungsgleis unter dem Silo hindurch; an einem Ende steht der Silo über der 11 m tiefen Kippergrube mit einem 20 t fassenden Einwurfstrichter. Von diesem Trichter wird die Kohle zwei Brechern zugeführt, die zwei Bleichert'sche Konveyer füllen. Die beiden Konveyer besorgen die ganze weitere Verteilung der Kohle. (Abbildung 4, S. 68 zeigt die untere Konveyerbahn.)

Diejenige, die unmittelbar den beiden Vorratsbunkern zugeführt werden soll, wird unmittelbar über der Kippergrube hochgeführt und in die Vorratsbunker abgeworfen. Der Hauptvorratsbunker über der Kippergrube faßt 250 t, während der kleinere Vorratsbunker am anderen Ende des Silo Sonderzwecken dient und jeweils 20 t besonders hochwertiger Kohle aufzunehmen hat. Soll die Kohle gespeichert werden, so wird sie von den beiden Konveyern über den einzelnen Taschen abgeworfen. Zum Verbrauch muß sie nach dem Durchlaufen der Zellen vom unteren Strang der Konveyer wieder aufgenommen werden und in die Vorratsbunker befördert werden.

Vom dem Vorratsbunker aus nimmt eine Elektrohängebahn in wagrechtem Kreislauf die Kohle auf und fährt sie, nachdem sie eine an der Stirnseite des Silos angebrachte selbsttätige Wage durchlaufen hat, in das Kesselhaus. Die Leistung der Elektrohängebahn ist bei dem Verkehr nur eines Wagens 60 t in der Stunde und normaler Weise braucht die Hängebahn nur 2—3 Stunden täglich zu fahren. Der tägliche Verbrauch beträgt heute im Jahresdurchschnitt 131 t, sodaß der Silo einen Vorrat für 40 Tage aufzunehmen vermag. Ein besonders krasser Fall ließ an einem Sonntag im Januar d. Js. den Wert des Silos erkennen. Es wurden da auf einmal 42 Wagen mit 565 t Kohle zuge stellt. Zum Abladen von Hand wären hierzu etwa 160 Sonntags-Lohnstunden erforderlich gewesen, soweit die Arbeit an einem Sonntag überhaupt zu bewältigen war. Mit Hilfe der Siloanlage war es möglich, daß nach 6 Stunden die ganze Menge im Silo untergebracht war.

Die Abbildung 5, S. 69 verdeutlicht, wie beengt die Verhältnisse vor und namentlich auch während des Silobaues waren. Abbildung 6, S. 65 zeigt das fertige Bauwerk und läßt erkennen, daß auch dieser reine Zweckbau architektonisch recht günstig wirkt.

Zum Schluß seien hier noch einige Bemerkungen angebracht über die Entwicklung des Silobaues im Allgemeinen. Durch die ungünstige Lage unserer Kohlenwirtschaft ist der Bau von großen Kohlen-Anlagen ständig dringender und nutzbringender geworden. Die mannigfachen Bestrebungen auf diesem Gebiet finden ihren Niederschlag in der großen Anzahl der Silopatente. Wer heute einen Silo bauen will, kommt fast unfehlbar auf irgend ein Patent, und es ist daher bei den vielen Firmen, die kein Patent besitzen, das Interesse am Silobau nicht so, daß davon eine Förderung der Bauweise erwartet werden könnte. Es liegt jedoch nicht im Interesse der Sache, wenn wenige Firmen allein die Träger der Entwicklung sind. Weil gerade den städtischen Verwaltungen, die vielfach die Bauherren sind, oft daran liegt, mit Firmen ihres Bezirkes zu arbeiten, ist es das Gegebene, wenn eine von solchen Firmen nachgesuchte Lizenz erteilt wird. Dann ist zu hoffen, daß in freiem Wettbewerb durch weitere große Silobauten eine Förderung der Silobauweise und damit der Kohlenwirtschaft eintritt.

Zur Berechnung von Eisenbetonbauten im Geiste Taylor's.

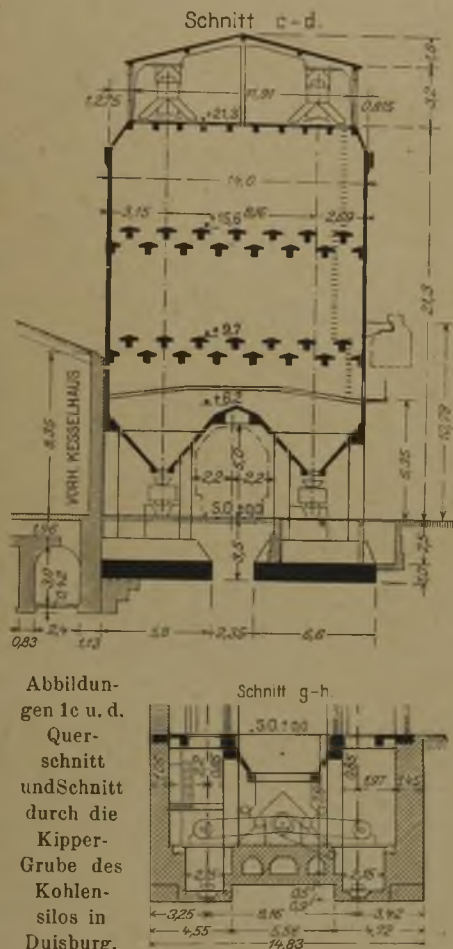
Von Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin.



Bei Aufstellung der Berechnung von Eisenbetonbauten haben in Preußen die „Musterbeispiele“ vom 3. Juni 1919 als Richtschnur zu gelten. In dem einführenden Erlaß heißt es darüber: „Der den Beispielen vorangeschickte „Rechnungsgang“ und die in den Beispielen durch-

geführte Art der Berechnung ist bei Entwürfen für Staatsbauten zu beachten, sofern nicht in einzelnen besonders gearteten Fällen die Anwendung genauere Rechnungsarten angezeigt erscheint. Dies gilt sinngemäß auch für die Prüfung von Bauvorlagen durch die Baupolizeibehörden“.

Da eine Durchsicht der Eisenbetonbestimmungen von



1916 bereits in die Wege geleitet ist und etwaige Aenderungen auch auf die Musterbeispiele zurückwirken müssen, so mögen einige Wünsche, soweit sie mit dem Gegenstand

des Aufsatzes im Zusammenhang stehen, hier geäußert werden.

Schon ein flüchtiger Blick auf die Musterbeispiele lehrt.

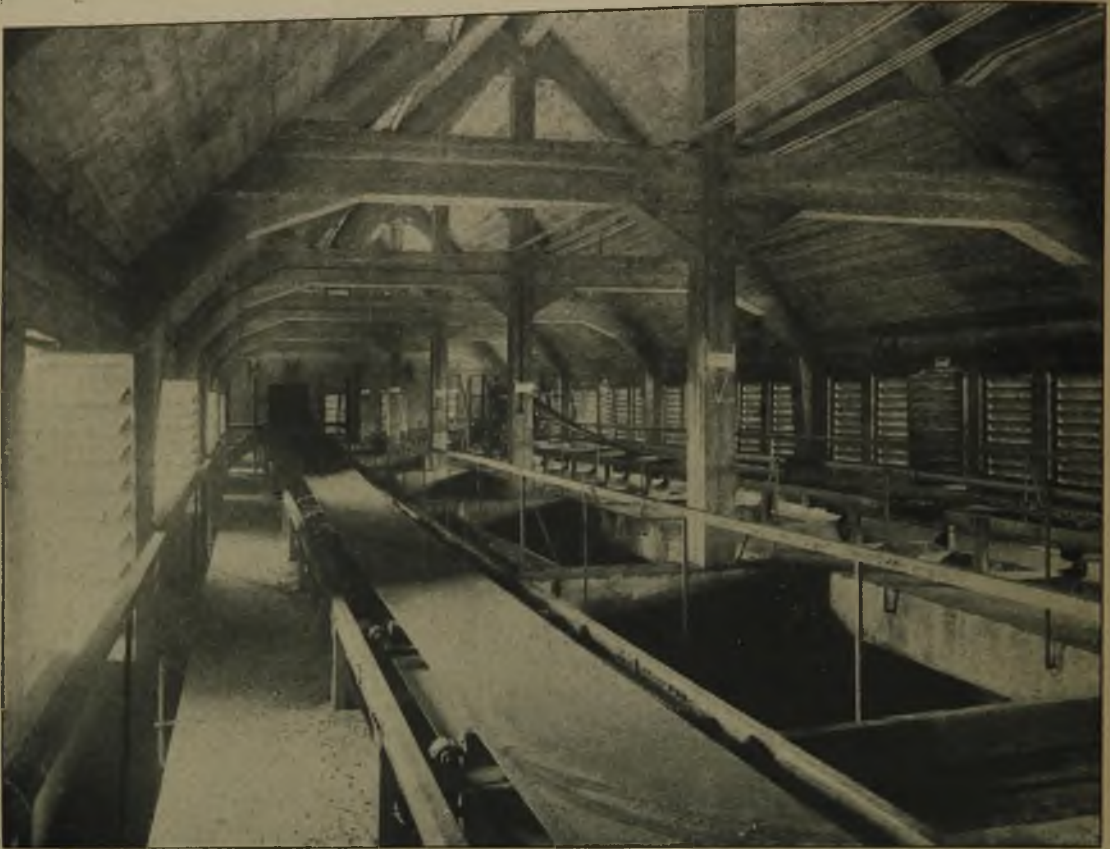


Abbildung 3. Silo-Abschlußdecke Hagen i. W.

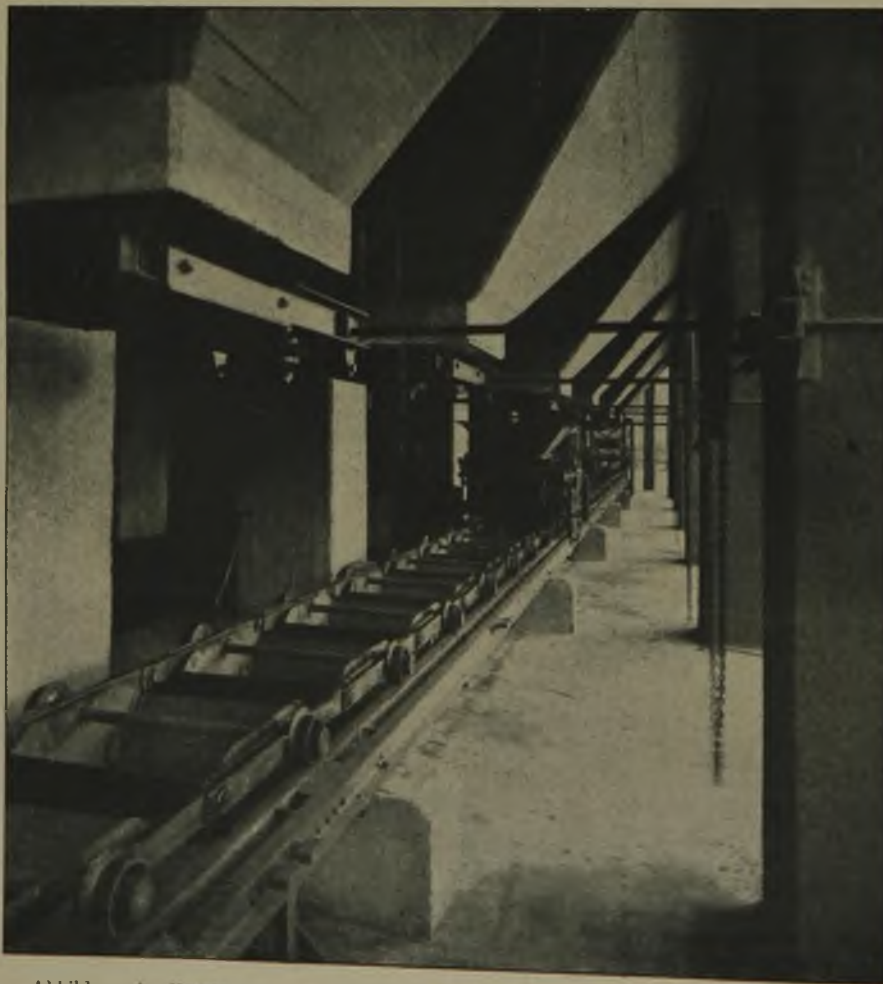


Abbildung 4. Untere Conveyor-Laufbahn. Mitteilungen über ausgeführte Kohlensilos.

daß der dort eingeschlagene Rechnungsgang vom üblichen vielfach abweicht. So sind die Spannungen durchweg ermittelt auf Grund der auch für homogene Querschnitte geltenden Grundformel:

$$\sigma = \frac{M}{J} \cdot x,$$

wie dies in neueren Lehrbüchern auch vielfach geschieht. Für die einfach bewehrte Platte sind hieraus die bekannten Spannungsformeln hergeleitet. Von der Methodik abgesehen bietet die Benutzung dieser Formel aber dann keinen Vorteil, wenn das Trägheitsmoment J des Verbundquerschnittes für sich als besondere Größe ermittelt wird. Nach letzterem Verfahren sind u. a. die Formeln für den doppelt bewehrten Balken hergeleitet.

Gleichung (19): $\sigma_b = \frac{M}{J} \cdot x,$

Gleichung (20):

$$\sigma_e = \frac{M}{J} \cdot n (h' - x), \text{ wo}$$

Gleichung (18):

$$J = \frac{b x^2}{2} \left(h' - \frac{x}{3} \right) + n f'_e (x - a') (h' - a').$$

In dieser Weise ist auch in dem Zahlenbeispiel No. 9 das Trägheitsmoment als Zahl für sich ausgerechnet worden. Da J eine Größe 4. Grades ist, so ergibt deren Ausrechnung meist eine hohe Zahl, wobei leicht Fehler unterlaufen können. Praktischer ist es daher, in der hergebrachten Weise zu rechnen:

$$\sigma_b = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left(h' - \frac{x}{3} \right) + n f_e' \frac{x-a'}{x} (h' - a')}$$

$$\sigma_e = n \sigma_b \frac{h' - x}{x}$$

aber beim Entwerfen von Eisenbetonbauwerken überhaupt in den Hintergrund. Diesem Umstand ist in den Musterbeispielen nicht ausreichend Rechnung getragen. Die bekannten Formeln für das Bemessen rechteckiger Querschnitte:

$$h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}} \quad \text{und} \quad f_e = t \sqrt{M \cdot b}$$



Abbildung 2. Silo-Abschlußdecke Duisburg.



Abbildung 5. Silo Duisburg. Zustand bei Baubeginn. Mitteilungen über ausgeführte Kohlenilos.

da dann nur Größen 3. Grades vorkommen. Auch zur Berechnung der Schubspannungen braucht man J nicht, da wie an anderer Stelle in den Musterbeispielen angegeben, sich der Hilfwert $z = \frac{M}{\sigma_e \cdot f_e}$ leicht berechnen läßt.

Die Ausrechnung der Spannungswerte σ_b und σ_e tritt

wobei man übrigens — um gleichen Wurzelwert zu erhalten — besser

$$f_e = t \cdot b \sqrt{\frac{M}{b}}$$

schreibt, sind zwar hergeleitet und in Beispielen angewendet; hingegen vermißt man Angaben, wie man zu doppelt

bewehrten oder exzentrisch beanspruchten Querschnitten und solchen von Plattenbalken gelangt. Dem entwerfenden Eisenbetoningenieur ist mit den Spannungsformeln allein nur wenig gedient.

Wiewohl manchmal Probieren am einfachsten zum Ziel führt, ist dieser Weg doch meist recht unwirtschaftlich und erscheint in einer Zeit, die dauernd das Wort vom Taylor'schen System im Munde führt, als wenig gangbar. So kommt es dann, daß in den aus Entwurfsbüros hervorgegangenen Berechnungen zu dem einen oder anderen Hilfsmittel oder Bemessungsverfahren gegriffen werden muß, wovon die Musterbeispiele aber nichts berichten. Letztere weisen also die gleiche Lücke auf, die sich bereits bei den Beispielen der Eisenbetonbestimmungen von 1907 bemerkbar machte. Taylor will Arbeit ersparende Grundsätze nicht nur beim Baubetrieb, sondern auch bei der Tätigkeit in den Baustuben zur Geltung bringen. Dieser Gedanke ist inzwischen von der „Forschungsgesellschaft für wirtschaftlichen Baubetrieb“ aufgegriffen worden. Mit Recht will sich ihr Arbeitsplan auch auf die Untersuchung etwa notwendiger Aenderungen im Bürobetrieb erstrecken. Letzteres Ziel deckt sich mit dem Zweck dieser Betrachtung, die ebenfalls die alltägliche Entwurfsarbeit des Eisenbetoningenieurs im Auge hat. Wer die überflüssige Arbeit kennt, die manchmal in den Entwurfsbüros geleistet werden muß, nur um eine behördliche Bestimmung zu erfüllen, wird den Ruf nach möglicher Vereinfachung der ohnehin unständlichen Berechnung von Eisenbetonbauten verstehen. Die hier angeschnittene Frage wäre von geringerer Bedeutung, wenn der oben angeführte Ministerialerlaß nicht die Beachtung der in den Musterbeispielen „durchgeführten Art der Berechnung“ und des „Rechnungsganges“ für Staatsbauten ausdrücklich vorschreiben und auch eine „sinngemäße“ Anwendung bei der Prüfung von Baugesuchen bei den Baupolizeibehörden verlangen würde. Man wende nicht ein, daß diese Bestimmungen nicht wörtlich gemeint seien und daß das Wort „sinngemäß“ einen Spielraum gewähre. Bei größeren Baupolizeiamtern, die mit Fachleuten besetzt sind, wird man zwar verständiges Entgegenkommen finden, was aber bei kleinen Aemtern, wo man sich gern auf Verfügungen beruft, häufig nicht der Fall ist. Die Tatsache, daß der genannte Erlaß nur wenig beachtet wird — genau so wie manche Vorschriften in den Eisenbetonbestimmungen, weil sie unerfüllbar ist — enthebt nicht der Verpflichtung, ihn kritisch zu beleuchten.

Nun pflegt eine statische Berechnung der Baupolizei in einer Form eingereicht zu werden, die sie bei ihrem allmählichen Aufbau angenommen hat. Dies besagt, daß vom einen oder anderen Hilfsmittel bei der Bemessung Gebrauch gemacht werden mußte. Eine derartige Berechnung weicht also von dem durch die Musterbeispiele offiziell festgelegten Weg erheblich ab. Dieser ist zwar für das Nachprüfen, nicht aber für das Entwerfen gangbar. Aber selbst das Nachprüfen, wie es bei den Baupolizeibehörden geschieht, lehnt sich besser an die Entwurfsberechnung an. Denn das Nachprüfen an Hand der Musterbeispiele erfordert einen anderen Zahlenansatz und ist daher Zeit raubend. Nur gelegentlich — bei Kontrollrechnungen — sollte man hiervon Gebrauch machen.

Hinsichtlich der Staatsbauten, für welche der Erlaß in erster Linie gilt, ist noch zu bemerken, daß die Berechnungen dazu vielfach von den Unternehmern angefertigt werden, da es den Behörden manchmal an dem nötigen Stab von Ingenieuren fehlt. Es wäre unwirtschaftlich, wenn in solchen Fällen eine andere Art der Berechnung verlangt würde, als sie bei Privatbauten üblich ist.

Es erhebt sich nun die Frage, ob es zweckmäßig wäre, bestimmte Bemessungsverfahren, die bei wirtschaftlichem Entwerfen nun einmal nicht entbehrt werden können, besonders namhaft zu machen. Die Lösung dieser Frage wird erschwert durch die Tatsache, daß es eine ganze Reihe von Bemessungsverfahren gibt und daß es schwer sein würde, das geeignetste auszuwählen. Auch darf das Bestreben, neue Wege zu finden, nicht unterbunden werden, da vielleicht auf diesen noch Besseres zu Tage gefördert werden wird. Die Nennung einzelner Verfahren würde wohl die augenblickliche Vielseitigkeit etwas eindämmen. Dies würde für den prüfenden Baupolizeibeamten, der sich jetzt manchmal durch ihm unbekannte Verfahren hindurch arbeiten muß, eine Erleichterung bedeuten und daher zur Beschleunigung der Prüfung beitragen, also wirtschaftlich sein. Trotzdem ist dieser Weg aus den angegebenen Gründen nicht gangbar.

Wie schon angedeutet, ist der Wert der einzelnen Verfahren mit verschiedenem Maßstab zu messen. Zum Teil führen sie zu ganz genauen Ergebnissen, was meist aber nur auf Kosten der Einfachheit möglich ist. Andere Verfahren stützen sich auf gewisse Voraussetzungen, die nur mehr oder weniger zutreffen. Es sind dies Näherungsver-

fahren, bei denen der Grad der Genauigkeit je nach Art des Verfahrens sehr verschieden sein kann. Schließlich sind noch die Verfahren zu nennen, die mehr den Charakter von Faustregeln tragen und für Vorentwürfe zweckmäßig sind. Bei endgültigen Berechnungen tut man gut, von solchen rohen Näherungen nur einen eingeschränkten Gebrauch zu machen, da sie häufig zu überflüssig großen Abmessungen führen, also unwirtschaftlich sind.

Wiewohl also die Mehrzahl der Verfahren eine, wenn auch zum Teil recht gute Annäherung darstellt, findet man in Entwurfsberechnungen häufig die Spannungswerte sogar bis auf zwei Dezimalstellen ausgerechnet. Ein solches Arbeitsverfahren verkennt die tatsächlichen, unten dargelegten Verhältnisse vollständig. Leider leistet manche behördliche Vorschrift dieser Verschwendung von Arbeit Vorschub. So ist es z. B. bei den preußischen Eisenbahnverwaltungen üblich, in den statischen Berechnungen nur einen Fehler von $\pm 1\%$ zu gestatten. Danach darf für eine Betonspannung, deren wahrer Wert $32,6 \text{ kg/cm}^2$ betragen möge, äußersten Falles $32,9$, aber nicht 33 geschrieben werden.

Bestimmungen wie die genannte, deren Anwendung bei homogenen Baustoffen zweckmäßig sein kann, sollten bei Verbundbauten, deren Spannungsermittlung viel weniger durchsichtig ist, nicht zur Anwendung kommen.

Eine Reihe von Gründen spricht dafür. So kann ein Ebenbleiben der Querschnitte nur in roher Annäherung angenommen werden. Hierauf fußt aber die Spannungsrechnung, die daher lückenhaft bleibt. Die Formänderungszahl E und damit auch der Faktor n wird durch das Mischungsverhältnis, den Wasserzusatz und durch die Größe der Belastung erheblich beeinflußt. Meist sind die Tragwerke aus Eisenbeton statisch unbestimmt. Dann spielt bei ihrer Berechnung das Trägheitsmoment des Verbundquerschnittes eine große Rolle. Auch letzteres ist sehr veränderlich, selbst bei äußerlich gleichbleibendem Querschnitt, weil die Bewehrung wechselt. Handelt es sich um durchlaufende Plattenbalken, so müßten schon bei ruhender Last die wirksamen Trägheitsmomente im Felde und in der Nähe der Stützen verschieden angesetzt werden. Wandernde Nutzlast hat in gewissen Querschnitten einen Vorzeichen-Wechsel der Momente im Gefolge. Diese Querschnitte verfügen daher je über zwei verschiedene Verbundträgheitsmomente. Bei exzentrisch beanspruchten Querschnitten wie bei Rahmenbauten zieht im Allgemeinen jede Aenderung der Lage der Nutzlast einen Wechsel des wirksamen Trägheitsmomentes und zwar in jedem Querschnitt nach sich. Die Schwierigkeiten, die sich hier auftürmen, haben dazu geführt, daß die Eisenbetonbestimmungen in § 16, Ziffer 1 vorschreiben, daß bei Ermittlung der statisch unbestimmten Größen der volle Querschnitt in Ansatz zu bringen ist. Dies entspricht den wirklichen Verhältnissen in der Tat am besten, da die Ribildung immerhin die Ausnahme bleibt. Die Spannungen hingegen werden unter Ausschluß der Zugfestigkeit des Betons ermittelt. Spannungsberechnung und Kräfteermittlung sind also nicht einheitlich.

Die Ueberbrückung dieser zahlreichen Schwierigkeiten, deren Aufzählung sich noch vermehren ließe, ist nur durch vereinfachte Annahmen bei der Berechnung möglich. Uebertriebene Genauigkeit beim Bemessen von Eisenbetonbauten ist daher nicht am Platz. Daher kann auch der durch die Musterbeispiele gewiesene Weg, der sich zwar streng an den Wortlaut der Eisenbetonbestimmungen hält, nicht richtig gebend sein. Vielmehr wäre bei einer Durchsicht dieser Bestimmungen bezw. der Musterbeispiele auf Arbeit ersparende Bemessungsverfahren gebührend Rücksicht zu nehmen. Diese Verfahren stellen, wie schon gesagt, meist eine gewisse Annäherung dar, die zwar manchmal einer genauen Rechnung gleichkommt, während andere Verfahren, die sich durch besonders große Einfachheit auszeichnen, weniger genaue Ergebnisse liefern. Aber auch letztere entsprechen durchaus dem Wesen und den Bedürfnissen des Eisenbetonbaues, wenn die Ungenauigkeit ein gewisses Maß nicht überschreitet. Der zulässige Fehler dürfte mindestens $\pm 5\%$ betragen.

Vorstehende Betrachtungen verdichten sich zu folgen den Wünschen. Zunächst wäre die Schärfe des Ministerialerlasses, der jetzt den „Rechnungsgang“ und „die Art der Berechnung“ gemäß den Musterbeispielen vorschreibt, zu mildern. Schließlich wäre es angebracht, eine Bestimmung über die Fehlergrenze, die beim Bemessen inne zu halten ist, in die Vorschriften aufzunehmen. Wenn durch solche erleichternde Bestimmungen den Bemessungsverfahren noch mehr als bisher der Weg geebnet würde und zwar auch solchen Verfahren, die besonders einfach, aber weniger genau sind, dann wäre eine Forderung der Zeit, mit einem Mindestmaß an Arbeit das Höchstmaß der Leistung zu erreichen, erfüllt. —

Verhalten von mit Hochofenschlacke hergestelltem Beton im Seewasser.



„Auf Antrag des „Verains deutscher Eisenhüttenleute“ ist i. J. 1911 vom preuß. Minister der öffentl. Arbeiten bekanntlich ein Ausschuß eingesetzt worden für die Untersuchung der Verwendbarkeit der Hochofenschlacke zu Betonzwecken. Nach dreijähriger Versuchs- und Beobachtungsdauer hat dieser Ausschuß seinen 1. Bericht*) in den „Mitteilungen aus dem Material-Prüfungsamt Berlin“ 1916, Heft 4 u. 5, veröffentlicht. Dieser kam zu dem Ergebnis, daß sich mit Schlacke ein guter, unter Umständen dem Kiesbeton an Druckfestigkeit sogar überlegener Beton herstellen läßt und daß das Eisen in diesem Beton sich nicht anders verhält als im Kiesbeton, d. h. keine größere Neigung zum Rosten zeigt. Auch aus zerfallender Schlacke bereiteter Beton hatte sich als brauchbar erwiesen. Eine einfache Methode, um zum Zerfallen neigende Schlacke vorher zu erkennen, wurde aber nicht gefunden.“

Die Versuche und Beobachtungen sind dann noch bis zu 5jähriger Dauer fortgesetzt worden und die Ergebnisse sind in einem 2. Bericht**) des Material-Prüfungsamtes zusammengefaßt, der in Heft 3 u. 4, Jahrg. 1919 der Mitteilungen des Amtes erschienen ist.

Die Untersuchungen des Ausschusses erstreckten sich schon anfangs auch auf das Verhalten von Beton aus Hochofenschlacke in Seewasser. Der damals verwendete Beton von 50 Rtl. Mörtel (1 Rtl. Zement + 3 Rtl. Schlackenfein) und 100 Rtl. Schlackengrusschotter-Gemisch (1 Rtl. Schlackengrus von 7–25 mm und 2 Rtl. Schlackenschotter von 25–40 mm Korngröße) erwies sich aber als nicht dicht, sodaß Rosterscheinungen an den Eiseneinlagen auftraten, während die Eisen in einer Mischung 1:2:3, die sich nach später angestellten Berechnungen als etwas fetter erwies, rostfrei blieben. Für die weiteren, 1916 eingeleiteten Versuche wurde daher eine Mischung von 1 Rtl. Portland- bzw. Eisenportlandzement auf 2 Rtl. Schlackenfein auf 3 Rtl. Schlackengrusschotter zugrunde gelegt. Es wurden 3 Schlackenarten: schlecht, mittelgut und gut verwendet. Der Beton wurde weich angemacht und zu Würfeln von 30 cm Kantenlänge geformt. Erprobt wurden diese nach 28 Tagen, 6 Monaten, 1 und 3 Jahren Seewasser-Lagerung.

Die beiden Zemente entsprachen ihren Normen, waren langsam bindend, raumbeständig und beide gleich fein gemahlen. Sie hatten in der Normenmörtelmischung nach 7 Tagen Wasserlagerung annähernd gleiche Festigkeit: nach 28 Tagen Wasserlagerung hatte der Portlandzement, nach 28 Tagen kombinierter Lagerung der Eisenportlandzement die höhere Druckfestigkeit. Die anschließende Tabelle gibt über die Festigkeitseigenschaften Aufschluß:

Zement	Wasser-zusatz	Wasserlagerung			Kombinierte Lagerung Druckfestigkeit kg/cm ² 28 Tage
		Zugfestigkeit kg/cm ² 7 Tage	Druckfestigkeit kg/cm ²		
			7 Tage	28 Tage	
Portlandzement . . .	8,5	24,4	248	403	356
Eisenportlandzement	8,25	26,5	248	374	432

Die chemische Zusammensetzung entsprach der normalen Portland- bzw. Eisenportlandzemente.

Der Undichtigkeitsgrad der Gemische aus den einzelnen Körnungen der Zuschlagstoffe war ziemlich gleich (0,277–0,291), des Gemisches aus Rheinsand und Rheinkies für die Parallelversuche mit Kiesbeton etwas geringer (0,206). Auch das Verhältnis von Sand zu grobem Korn war für alle Materialien ziemlich gleich.

Berechnet man die Gewichtsmenge Zement auf 1 cbm Zuschlagstoffe, so ergeben sich für den Portlandzement 284, für den Eisenportlandzement nur 278 kg, die Mischung aus Eisenportlandzement ist also um ein Geringes magerer.

Bezüglich des mittleren Raumgewichtes der Würfel ist zu bemerken, daß die Körper aus Portlandzement und Eisenportlandzement für dieselbe Schlacke annähernd das gleiche Gewicht haben. Letzteres ist nur abhängig vom Gewicht der Schlackensorte. Die Betonproben aus Schlacke haben im Durchschnitt ein etwas höheres Gewicht ergeben als die aus Rheinkiesand. Das Raumgewicht aller Würfel nimmt mit fortschreitendem Alter nur verhältnismäßig wenig zu, d. h. die Probekörper waren ziemlich dicht und haben nur wenig Wasser aufgenommen.

In der nachstehenden Tabelle sind die mittleren

Druckfestigkeiten aus je 3 Versuchen für die verschiedenen Materialien zusammengestellt:

Mischung 1 Rtl. Schlackenfein + 3 Rtl. Schlackengemisch
Zement + 2 Rtl. Rheinsand (Rheinkiesgemisch)

Art des Zementes	Portlandzement				Eisenportlandzement			
	Druckfestigkeit in kg/cm ² nach							
	8 Wochen	29 Wochen	1 Jahr	3 Jahren	8 Wochen	29 Wochen	1 Jahr	3 Jahren
Schlacke P . . .	254	327	354	367	261	316	357	366
Schlacke B . . .	297	385	406	431	288	369	409	478
Schlacke F . . .	265	334	328	363	277	345	332	422
Rheinmaterial .	263	288	306	368	246	292	310	391

Es sind ferner die mittleren Werte der 3 Schlacken-sorten den Werten für Rheinmaterial nach Altersstufen für die beiden Zementsorten gegenüber gestellt:

Zuschlagstoffes	Art des Zementes	Alter der Proben			
		Mittlere Druckfestigkeit in kg/cm ²			
		8 Wochen	29 Wochen	1 Jahr	3 Jahre
Schlacken	Portlandzement	272	349	363	387
	Eisenportlandzement	275	343	343	422
Rheinmaterial	Portlandzement	263	288	288	368
	Eisenportlandzement	246	292	292	391

Die Druckfestigkeit nimmt demnach mit Ausnahme der Jahresfestigkeit bei Schlacke F (was auf Zufälligkeiten beruhen muß, da dann wieder normale Festigkeitssteigerung einsetzt) mit fortschreitendem Alter bei der Lagerung im Seewasser normal zu. Für den Beton aus Stückschlacke beträgt die Festigkeitszunahme nach 3 Jahren i. M. 41% bei Portland-, 53% bei Eisenportlandzement; für Rheinmaterial sind die bezüglichen Zahlen 40 und 59%. Von den Schlackenbetonmischungen hat die als gute Schlacke ausgewählte auch die höchste Betonfestigkeit ergeben.

Die mittleren Druckfestigkeiten der Schlackenbetonmischungen liegen durchweg höher als die betr. Mischungen mit Rheinmaterial, was auch den früheren Versuchsergebnissen entspricht. Danach verhalten sich also die Schlackenbetonproben im Seewasser mindestens ebenso gut wie die Rheinkiesbetonproben. Da die Eigenfestigkeiten der beiden Materialien ziemlich gleich sind und die Proben ganz gleichartig behandelt worden sind, so schließt der Berichtersteller daraus, daß die hydraulischen Eigenschaften der Stückschlacke eine bessere Erhärtung des Betons herbeiführen müssen. Es wird jedoch auch die Möglichkeit zugegeben, daß die Kornform und Bruchflächenbeschaffenheit der Schlackenstücke dabei mit-sprechen kann.

Nach den Druckversuchen hat der Eisenportlandzement auf die Erhärtung günstiger eingewirkt, trotzdem der Portlandzement bei der Normenprüfung (Wasserlagerung) höhere Druckfestigkeit ergab. Dabei waren die Körper mit Portlandzement um ein geringes noch fetter in der Mischung nach den früheren Angaben.

Die Eiseneinlagen blieben während der Dauer des Versuches in allen Körpern rostfrei, soweit sie blank, d. h. mit und ohne Walzhaut, eingelegt waren. Die rostig eingelegten Eisen zeigten schon nach 8 Wochen Entrostung und so blieb es während der ganzen Dauer der Lagerung im Seewasser im wesentlichen. In den Schlackenkörpern schritt die Entrostung der Eisen rascher fort als in den Kiesbetonkörpern.

Sämtliche Probekörper zeigten weder äußerlich noch im Inneren eine Einwirkung des Seewassers.

Der Bericht kommt nach diesem Befunde zu dem Schluß, daß die untersuchte Schlackenbetonmischung sich als genügend dicht erwiesen hat, um das Eindringen von Wasser und Luft in den Beton zu verhindern und eine rostichere Umhüllung der eingebetteten Eisen zu gewährleisten. Der geprüfte Schlackenbeton erhärtet im Meereswasser ebenso gut wie Kiesbeton gleicher Mischung, die Hochofensstückschlacke hat sich zur Betonbereitung mindestens als ein ebenso gutes Material erwiesen als der Naturkies.

Auch diese Versuche bestätigen, daß die Widerstandsfähigkeit von Zementbeton im Seewasser in erster Linie von der Dichtigkeit des Betonmaterials abhängt. —

*) Vgl. unsere Betonmitteilungen Jahrg. 1917, S. 73.

**) Vgl. unsere Betonmitteilungen Jahrg. 1920, S. 54.

Vermischtes.

Ueber Ausbesserungen an Eisenbetonschiffen verbreitet sich ein Aufsatz in der dänischen Zeitschrift „Ingeniøren“ (No. 23 v. 19. März 1921). Es handelt sich um ein Eisenbeton-Dampfschiff der Fa. Højgaard & Schulze A.-G., das im November 1920 vollbelastet und bei 8 Knoten Fahrt auf grobsteinigen Untergrund auflief. Die Wassertiefe an der betr. Stelle war etwa 4,57 m, während das Schiff unter der Ladung vorn etwa 4,98, hinten 5,59 m Tiefgang hatte. Peilungen am Tage nach dem Auflaufen ergaben, daß das Schiff vorn 5,64, hinten 4,34 m tief lag, es hatte sich also hinten angehoben, während es in den vorderen Räumen z. T. voll Wasser gelaufen war. Heftiger Wind gestattete Arbeiten an dem heftig stampfenden Schiff dann längere Zeit nicht, ein Teil der Ladung ging über Bord und erst am 11. Tage wurde das Schiff wieder flott.

Trotzdem war das Schiff verhältnismäßig wenig verletzt. Die Hauptkonstruktionsteile waren ganz unbeschädigt. Nur der Schiffsboden war in den Platten stärker beschädigt und auch einige Stringer desselben zeigten Verletzungen. Der äußere Beton war z. T. durch Steine abgesplittert, es zeigten sich Risse, die Eisen waren z. T. stark nach innen gedrückt bis zu 15 cm. Das Schiff wurde, nachdem es in Aarhus gelöscht war, nach Kopenhagen gebracht und im Schwimmdock gedockt. Mitte Dezember wurde mit den Ausbesserungsarbeiten begonnen, die einschließlich des Aufbaus des sehr harten Betons, das mit Preßluftwerkzeugen erfolgte, nur 21 Tage beanspruchte. Etwa $\frac{1}{3}$ der gesamten Bodenfläche des Schiffes, d. h. rd. 165 qm Betonfläche mußten aufgehauen werden. Die Ausrichtung der stark verbogenen Eiseneinlagen machte erhebliche Arbeit. Sie nahm mindestens 20 % der Gesamtzeit für die Ausbesserungsarbeiten in Anspruch. Die stark eingedrückten Eisen mußten zu diesem Zweck zunächst durchgeschnitten werden. Die Risse wurden dann durch besondere Eisen gedeckt, für deren Einlegung ziemlich viel Beton herausgehauen werden mußte.

Durch das Auslickern des Betons entstanden i. G. 435 m neuer Nähte, die Einbringung des Betons mußte daher mit größter Sorgfalt erfolgen, um hier Dichte zu erzielen. Die Proben mit Wasserdruck, die nach Ausbesserung vorgenommen wurden, bewiesen, daß dieses Ziel durchweg erreicht war. Acht Tage nach Fertigstellung des Betons wurde das Schiff wieder zu Wasser gelassen. Trotz der ungünstigen Jahreszeit verliefen die ganzen Arbeiten programmäßig und mit so gutem Erfolg, daß das Schiff seine frühere Klasse behielt.

Diese Havarie bestätigt wieder die große Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons. Bei einem Eisenschiff würden bei einem so schweren Stoß nach Ansicht des Berichterstatters zweifellos auch die Konstruktionsteile gelitten haben, sodaß die Ausbesserungsarbeit sich sehr viel umfangreicher gestaltet haben würde. Bei der Dockung des Schiffes lag dieses zuerst nur vorn und hinten auf den Kielblöcken auf, erst nachdem diese sich in die Bodenplatte eingedrückt hatten, kam das Schiff ganz zum Aufliegen. Weiteren Schaden erlitt es aber dadurch nicht. Ein Eisenschiff würde das nicht ausgehalten haben.

Der Berichtersteller zieht aus dem ganzen Unfall die Folgerung, daß das Schiff überbewehrt war, daß man also unbedenklich den Bewehrungsprozent der Eisenbetonschiffe herabsetzen könne. Das entspricht auch den Forderungen der dänischen Eisenbetonschiffbau-Kommission nicht nur im Hinblick auf die Verringerung der Kosten, sondern auch der besseren Unterbringung der Eisen in den dünnen Platten.

Ein Eisenbetonschiff kann hiernach kräftige örtliche Stöße erfahren, ohne in Stücke zu gehen. Schon durch einen leichten Stoß auf die dünnen Platten kann allerdings ein Leck entstehen, wo das Eisenschiff nur eine Beule erhielt. Trifft der Rammstoß dagegen die Spanten oder sonstige Hauptkonstruktionsteile, so nimmt das Eisenbetonschiff nicht so leicht Schaden. So blieb dasselbe Dampfschiff, das im Juni 1920 kräftig von einem Schleppschiff Mittschiffs angefahren wurde, bis auf kleine örtliche Beschädigungen, die rasch auszubessern waren, ganz unverletzt.

Der oben erwähnte Unfall beim Docken des Eisenbeton-Dampfers mahnt übrigens zur Vorsicht beim Docken von Eisenbetonschiffen. Es ist auf sorgfältigste Einstellung der Kielblöcke in der Höhenlage zu achten, auch ist ein zusammendrückbares Futter einzuschalten. —

Pfähle von 60 m Länge in Eisenbeton. Zu dieser aus der ausländischen Fachpresse entnommenen Notiz in No. 4, S. 31, erhalten wir folgende Zuschrift: „Die erwähnte Brücke wird von Stockholm nach der Vorstadt-Insel Lidingö führen und die eigentlichen Bauarbeiten fangen jetzt erst an. Die von Ihnen beschriebenen Arbeiten sind alle geplant. Große Kräfte sind in Bewegung, um die Aus-

führung einer eisernen Pontonbrücke zu erreichen. Hierüber sind neulich auch viele deutsche Angebote eingefordert worden, was ich im Interesse der Wahrheit mitteilen wollte.“ —

Stockholm, den 21. April 1921.

R. Schlyter, Dipl.-Ing.

Mitglied des Brückenausschusses.

Einfluß von Gerbsäure auf die Festigkeit des Betons.

In „Genie Civil“ Jahrg. 1921, Heft 13 wird nach amerikanischen Versuchen, die in den Berichten der „American Society for Testing Materials“, Bd. XX, Teil I, 1920, veröffentlicht sind, auf den Einfluß organischer Verunreinigungen des Wassers auf den Abbindeprozeß und die Festigkeit des Betons aufmerksam gemacht. Bezüglich der Gerbsäure wird festgestellt, daß sie schon in kleinsten Mengen schadet, bei 0,1 % schon die Festigkeit des Betons auf die Hälfte herabsetzt. Magere und grobkörnige Mischungen werden stärker beeinflußt als fettere und feinkörnigere. Feuchte Mischungen zeigten sich weniger empfindlich als trockene. Ein Gehalt von 2—3 % Gerbsäure im Wasser genügt, um ein Abbinden des Betons überhaupt zu verhindern. —

Die Preisermäßigung für Zement, die wir auf Grund amtlicher Mitteilung in No. 8 zur Veröffentlichung brachten und die erst vom 1. März d. J. datierte, ist infolge der ab 1. April erhöhten Kohlenpreise bald darauf wieder in eine nicht unerhebliche Preiserhöhung übergegangen, die z. B. für das Gebiet der „Süddeutschen Zementverkaufsstelle“, wie man uns aus Freiburg schreibt, 526 M. für 10 000 kg beträgt. Die in Aussicht gestellte längere Stabilität des Zementpreises ist also nicht eingetreten. —

Literatur.

Handbuch für Eisenbetonbau. Zweite neubearbeitete Auflage. Herausgegeben von Dr.-Ing. F. Emperger. Oberbaurat in Wien. VIII. Bd., 2. Lfg. Bauunfälle. Bearbeitet von F. Emperger. 8°, 235 S. Text mit 262 Text-Abb. Berlin 1921. Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 45 M. —

Mit dem Erscheinen dieses zweiten Teiles des 8. Bandes ist die 2. Auflage des „Handbuches für Eisenbetonbau“, das in einigen Teilen sich bereits in der 3. Auflage in Verbreitung befindet, abgeschlossen. Während die 1. Lfg. die „Feuersicherheit“ betrifft, behandelt die 2. die Bauunfälle und zwar ebenfalls vom Standpunkt der Schadensverhütung in erster Linie. Sie unterscheidet sich, abgesehen von der Ergänzung durch neue Beispiele von der 1. Bearbeitung namentlich auch dadurch, daß die Fragen eingehend erörtert worden sind, „deren Bedeutung über die eines örtlichen Fehlers eines Bauwerkes hinaus als die einer gefährlichen Schwäche des ganzen Bauwerkes zu gelten haben“. Manche Fragen, die seit Erscheinen der 1. Auflage schon in den Vorschriften entsprechende Berücksichtigung gefunden haben, konnten dabei jetzt in Fortfall kommen. Ausführlicher ist dagegen die Frage der Wiederherstellung beschädigter Bauwerke und die Verstärkung zu schwacher behandelt, bezüglich deren wir noch ziemlich am Anfang stehen.

Der Stoff gliedert sich dementsprechend in 5 Hauptabschnitte, Bauunfälle durch elementare Gewalt, durch Mangel an Verantwortlichkeitsgefühl, durch Mängel beim Entwurf oder der Ausführung, durch nachträgliche zerstörende Einflüsse und zum Beschluß Wiederherstellungsarbeiten. In einer Einleitung, die zugleich einen kurzen historischen Rückblick gibt, wird auf die Bauunfälle als „Lehrmeister für den Fortschritt“ und mit Recht auf die bedauerliche Tatsache hingewiesen, daß der Sammlung eines entsprechenden Tatsachen-Materiales fast unüberwindliche Schwierigkeiten bisher entgegen stehen. Die Bestrebungen zu einer internationalen Statistik mit entsprechender Auswertung der Unfälle, die außerordentlich wertvolles Material hätten bringen können, sind leider durch den Weltkrieg auch nicht zur Auswirkung gekommen. Nach dieser Richtung muß also mehr geschehen, als bisher zu erreichen war. Die hier vorliegende Bearbeitung der Frage konnte sich in der Hauptsache auch nur auf das in der Fachliteratur zu findende Material stützen. In Zeichnung und Beschreibung werden die Fälle erörtert, es wird den Ursachen nach Möglichkeit nachgegangen und es werden die Gesichtspunkte abgeleitet, bei deren Beachtung ein entsprechender Schaden hätte vermieden werden können. Hierin liegt der besondere Wert der Arbeit für den ausführenden Ingenieur. —

Fr. E.

Inhalt: Mitteilungen über ausgeführte Kohlenilos. — Zur Berechnung von Eisenbetonbauten im Geiste Taylor's. — Verhalten von mit Hochofenschlacke hergestelltem Beton im Seewasser. — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eisele in Berlin.
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.