

EISENBETONBAUTEN FÜR DIE AUFBEREITUNG DER KOHLE IM RUHRKOHLENBERGBAU.

Von A. Konrad, Oberingenieur der Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbauten, Essen.

Die Zechen des Ruhrkohlenbergbaues gingen in den letzten Jahren allgemein zur intensiven Ausbeutung der Kohle über. Es begann eine Art Wettlauf in der Verbesserung der Kohlenförderung und Ausgestaltung der Kokereien, in der Verwendung der Abgase und Nebenerzeugnisse und in der Erhöhung des Nutzeffektes des Verbrennungsstoffes. Gleichlaufend damit waren die Bestrebungen, die menschliche Arbeit durch selbsttätige Förder- und Feuerungsanlagen auszuschalten, um die neuen Betriebe ohne Vermehrung der Belegschaften durchführen zu können. Hierzu erforderten die Betriebe eine Anzahl Neubauten und Umbauten bestehender Anlagen; im nachfolgenden sollen einige typische Bauten beschrieben werden, welche vom Baubüro der Gewerkschaft Viktoria Mathias unter Leitung des Herrn Reg.-Baumeister Fest entworfen und von der A.-G. für Hoch- und Tiefbauten in den Jahren 1921–1924 ausgeführt wurden.

Die Kohlenmahl- und Sichtanlagen dienen der nutzbaren Verwendung des Kohlenstaubes und dessen Aufbereitung für die Feuerung. Die Anlage auf der Zeche Mathias Stinnes (Abb. 1) ist als Rohziegelbau auf dem Gelände eines abgebrochenen Koks-ofens über einem Grundriß von 16×19 m errichtet und im Innern durchweg unter Verwendung des Eisenbetons als Konstruktionsmaterial fertiggestellt worden. Die Anlage, deren Querschnitt Abb. 2 zeigt, enthält einen Behälter für Rohkohle und zwei Behälter für Feinkohle von je 40 m^3 Inhalt. Im Erdgeschoß in der Höhe von Zechenflur befindet sich die Walzmühle, darüber zwei Bühnen in Höhe von 7,0 m und 10,20 m über Zechenflur zur Aufnahme der Motore, Transmissionen sowie der übrigen Maschinen und Transportanlagen. Die Förderung des Rohkohlenabfalles vom Waggon bis zur Wiederverladung des Kohlenstaubes erfolgt automatisch. Vom Rohkohlenbehälter wird das Material abgezogen, gelangt zur Walzmühle und von hier zum Staubkohlenbehälter, wo es höchstens 48 Stunden gelagert werden kann, da nach dieser Frist ein Zusammenbacken des feinen Kohlenstaubes erfolgt, wodurch das Abziehen erschwert wird. Aus diesem Grunde muß das Material bei Mangel an Transportmöglichkeit innerhalb dieser Frist umgesetzt werden. Zur Durchführung der Förderungen sind in den Decken zahllose Durchbrüche für die Becherwerke und die Treibriemen vorgesehen, welche die Bauherrschaft veranlaßten, das Gebäude zunächst unter Verwendung eiserner Träger zu projektieren, um mit Sicherheit evtl. nötige Verschiebungen durch Änderung der Trägerlage ausgleichen zu können. Die A.-G. für Hoch- und Tiefbauten übernahm die Gewähr dafür, daß auch mit den Eisenbetonkonstruktionen den Angaben der projektierenden Maschinenfabrik Gebr. Pfeiffer, Barbarossawerke, Kaiserslautern, aufs

genaueste entsprochen werden kann, wobei die bekannten Vorteile des Eisenbetons, die in der erhöhten Wirtschaftlichkeit und im vollkommenen Rostschutz liegen, voll gewahrt werden; insbesondere war es die letztere Eigenschaft des Eisenbetons, welche die Bauherrschaft bewog, dieser Bauweise den Vorzug zu geben, da benachbart liegende Eisenkonstruktionen und Wellblechdächer durch Rost teilweise bis zur Zerstörung angegriffen wurden.

Die Bühnen sind für eine gleichmäßig verteilte Nutzlast von 1000 kg/m^2 bzw. für die Einzellasten der Maschinen be-

rechnet, wobei die Lage der Träger durch die vorgeschriebenen Öffnungen bestimmt ist. Die drei Behälter für Rohkohle und Staubkohle haben eine lotrechte und drei unter 60° gegen den Auslauföffnungen geneigte Flächen. Für die Berechnung der Tragwerke wurde im ungünstigsten Falle ein spezifisches Gewicht des Kohlenstaubes von 700 kg/m^3 und ein Reibungswinkel $\varrho = 40^\circ$ angenommen. Um zu vermeiden, daß die langen Schrägflächen durchaus auf Zug beansprucht werden, wurden in der Höhe von 3,10 m über Zechenflur ein Kranz von Eisenbetonträgern hergestellt, der sämtliche Lasten auf die Stützen und Mauerpfeiler überträgt.

Alle Behälter sind durch eine Eisenbetonplatte voll-

kommen abgedeckt. Das Dach des Gebäudes wurde mit Rücksicht auf die umgebenden Bauten als Bogendach ausgebildet, wobei die Eisenbetonplatte in der Mitte 10 cm, am Rande 15 cm angelegt wurde. Der Horizontalschub wird durch freiliegende, mit starkem Schutzanstrich versehene Zugstangen von 50 mm Dmr. in Entfernung von 3,0 m aufgenommen, welche ihre Verankerung in einem in den Randbalken einbetonierten C-Eisen finden. Die Spannung der Zugstangen geschieht durch ein Schloß von 500 mm Länge, die Aufhängung durch Rundeisen von 10 mm Dmr., welche gleichfalls durch Schlösser mit der Zugstange verbunden sind. Da jede zweite Zugstange in der Ebene der Achse eines auf dem Dach sitzenden gewölbten Oberlichtes liegt, wurden die beiderseitigen Aufkantungen bewehrt und durch Träger miteinander verbunden, in welche die Aufhängeeisen eingreifen. Hierdurch war es möglich, den weit in den Dachraum hineinreichenden Maschinenkonstruktionen auszuweichen.

Die Kohlenmahl- und Sichtanlage der Zeche Friedrich Ernestine (Abb. 3) wurde im Anschluß an das bestehende Wäschereigebäude errichtet. Bei dieser wurde die Mühle, das Becherwerk mit den zugehörigen Transmissionen in einem eigenen Eisenfachwerksgebäude untergebracht, während die Bunker mit der zugehörigen Bühne in einem vorgestellten Eisenbetongebäude eingebaut wurden. Die Anordnung war

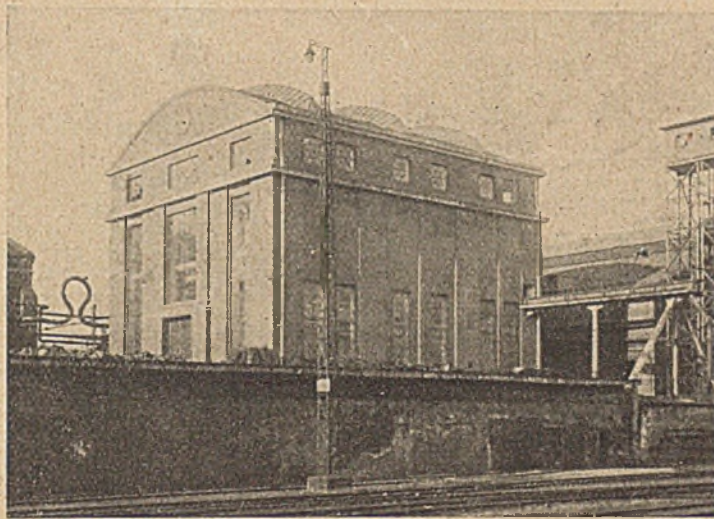


Abb. 1. Kohlenmahl- und Sichtanlage der Zeche Mathias Stinnes.

wegen der örtlichen Lage knapp neben dem Schacht und dem Wäschereigebäude gegeben und ermöglichte es, durch Förderbänder die Staubkohle unmittelbar der Verwendung zur

und 4 Staubkohlenbunker von je 70 m³ Inhalt zur Aufstellung, wobei jeder Bunker mit zwei Auslaufsöffnungen versehen ist. Die Öffnungen für die Entleerungen sind beim Rohkohlenbunker mit 30 × 30 cm, beim Staubkohlenbunker mit 60 × 125 cm bemessen. Sämtliche Schrägflächen der Bunker sind unter 60° geneigt, außerdem ist bei jedem Auslauf noch eine lotrechte Fläche eingeschaltet. Die lotrechten Flächen sind für die rasche und vollständige Entleerung wertvoll, da das Füllgut an ihnen abströmt und das ganze Material in den Auslauftrichter mitreißt. Die Schalungsarbeit wird hierdurch selbstverständlich bedeutend erschwert und der Schalungsverlust vergrößert, da die Verschneidungen der Flächen unregelmäßig werden.

Der Eisenfachwerksbau und der Eisenbetonbau wurden getrennt voneinander hochgeführt und jedes Gebäude selbstständig gegründet, da die Anlage auf einem bedeutenden

Senkungen unterworfenen Gelände zur Ausführung gelangte. Die Gründung des Eisenbetonbaues besteht aus einer durch Träger verstärkten Eisenbetonplatte, welche imstande ist, Senkungen im beschränkten Maße unter elastischer Verbiegung der Fundamentplatte und Träger aufzu-

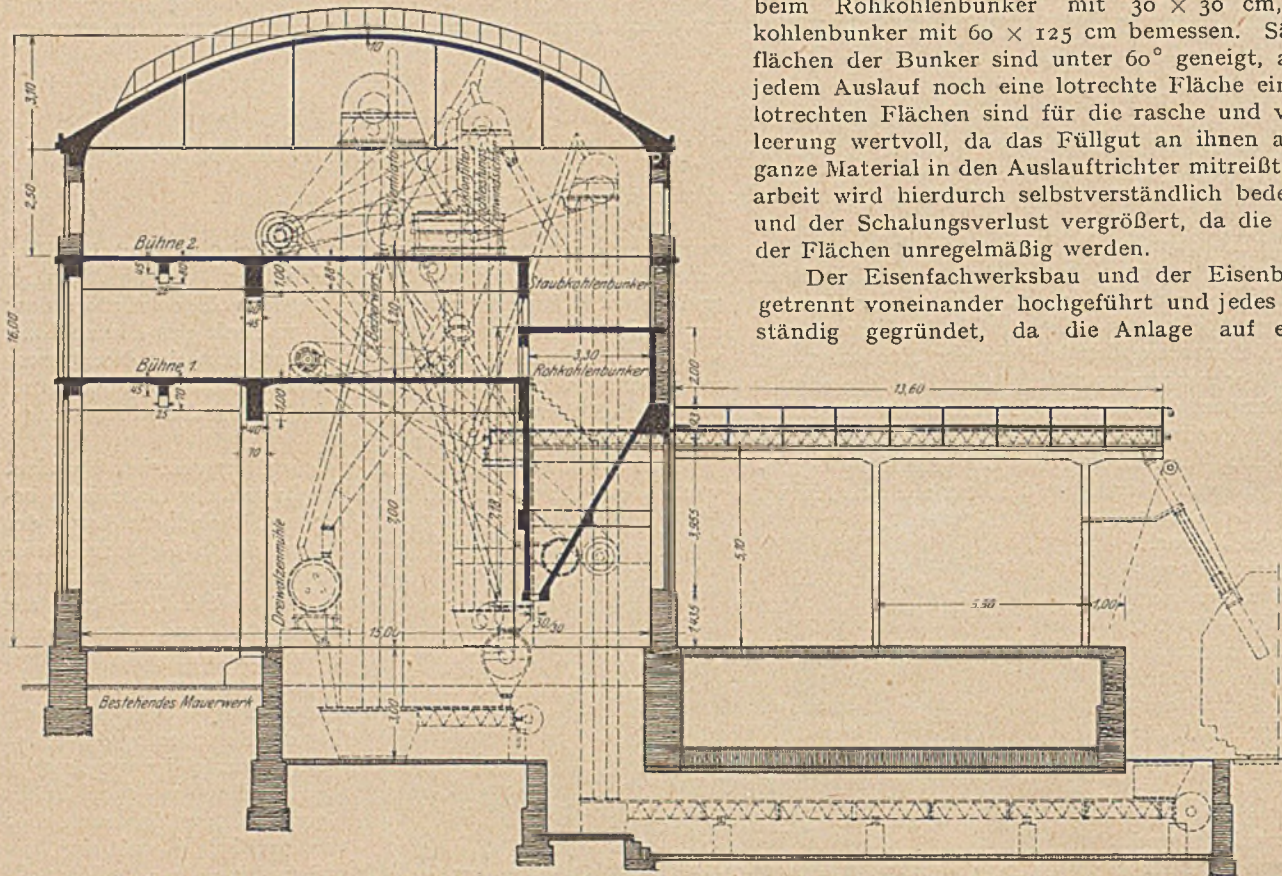


Abb. 2. Kohlenmahl- und Sichtanlage der Zeche Mathias Stinnes. (Querschnitt.)

Kesselfeuerung zuzuführen. In der Wäsche wird vom Aufgabebekerwerk durch den Windsichter Rohkohle bis 1 mm abgezogen und durch Förderschnecken zum Rohkohlenbunker gebracht, von wo sie zur Walzmühle transportiert wird. Das

nehmen. Auf den Zechen wurde bisher das Gas für Feuerungen durch die Kokereien erzeugt. In letzter Zeit wird auch ein neues patentiertes Verfahren erprobt, durch Verschmelzung der Kohle das Gas unmittelbar zu gewinnen. Die Verwendung dieses Verfahrens im großen Stil ist durch die Besetzung des Ruhrgebietes verzögert worden. In Verbindung mit der Zeche Mathias Stinnes wurde eine Schwelanlage errichtet, welche die Herstellung eines Schwelofens, eines Maschinenhauses und eines Gasometers von 70 m Höhe, Kühlanlagen und sonstigen Nebenbauten umfaßt. Bei allen diesen Bauten wurden Fundamente, Decken und Dächer aus bewehrtem Beton hergestellt, während die Außenmauern unter Verwendung von Ziegelsteinen, die in den eigenen Betrieben der Zechen gebrannt werden, hochgeführt sind.

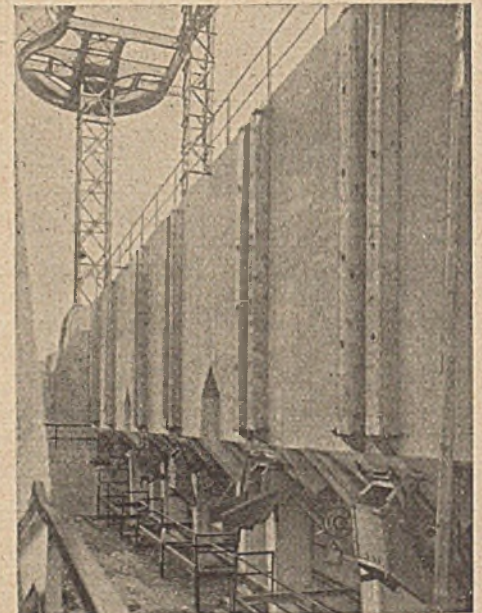


Abb. 4.

Staubkohlenbunker der Schwelananlage Karnap.

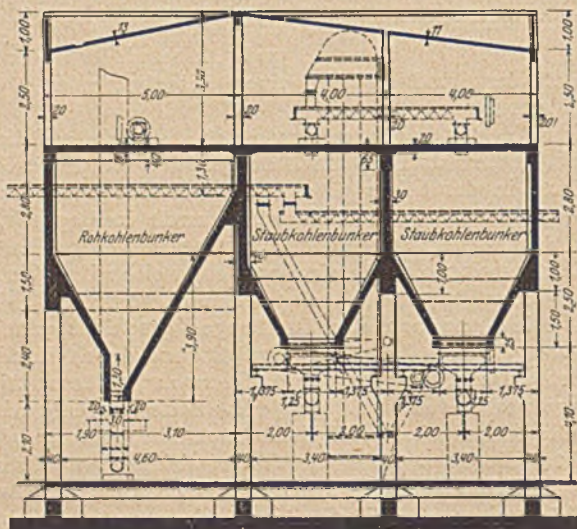


Abb 3. Kohlenmahl- und Sichtanlage der Zeche Friedrich Ernestine. (Querschnitt.)

fertige Produkt wird gehoben, durch den Sichter geführt, wo etwa vorhandene Beimengungen von Grus und Kohle ausgeschieden werden, und gelangt dann auf Förderschnecken entweder unmittelbar ins Kesselhaus oder wird in den Staubkohlenbunkern gelagert.

Insgesamt gelangten ein Rohkohlenbunker mit 90 m³

Die Bunker für das Rohmaterial sind jedoch als reine Eisenbetonbauten ausgeführt.

Der Staubkohlenbunker (Abb. 4) liegt im Zuge des neuhergestellten Anschlußgleises der Schwelanlage; er erhält das

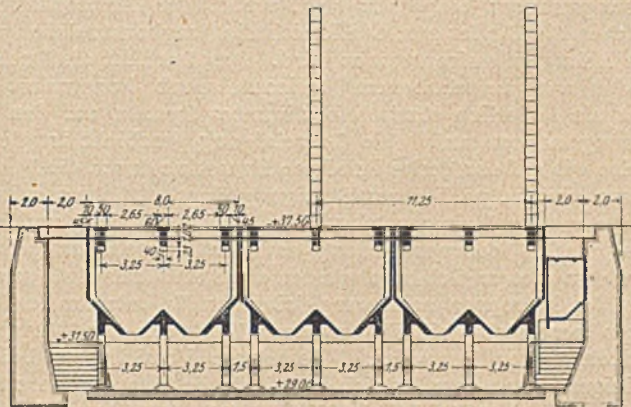


Abb. 5. Staubkohlenbunker der Schwelanlage (Längenschnitt).

Ende ein kleiner Behälter für gebrochene Kohle eingebaut, um im Ausnahmefall auch diese verwenden zu können.

Das auf den Zechen des Ruhrkohlenbergbaues gewonnene

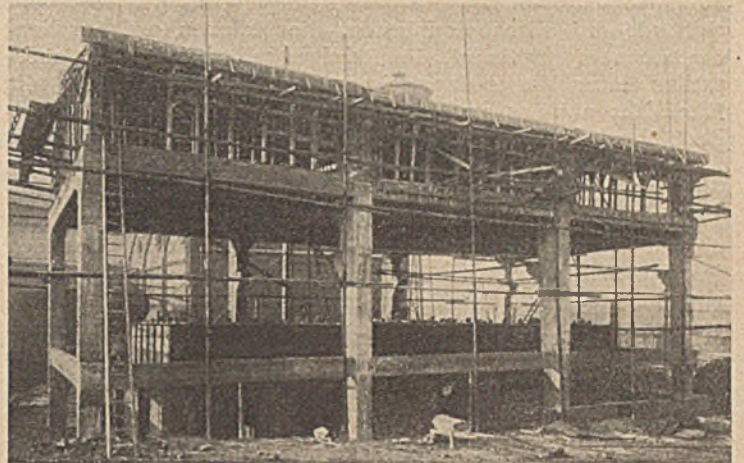


Abb. 7. Gasreinigungsanlage der Zeche Friedrich Ernestine während des Baues (Seitenansicht).

Rohmaterial von der oben beschriebenen Kohlenmahl- und Sichtanlage der Zeche Mathias Stinnes, die für selbsttätige Waggonverladung eingerichtet ist. Die Staubkohle wird in

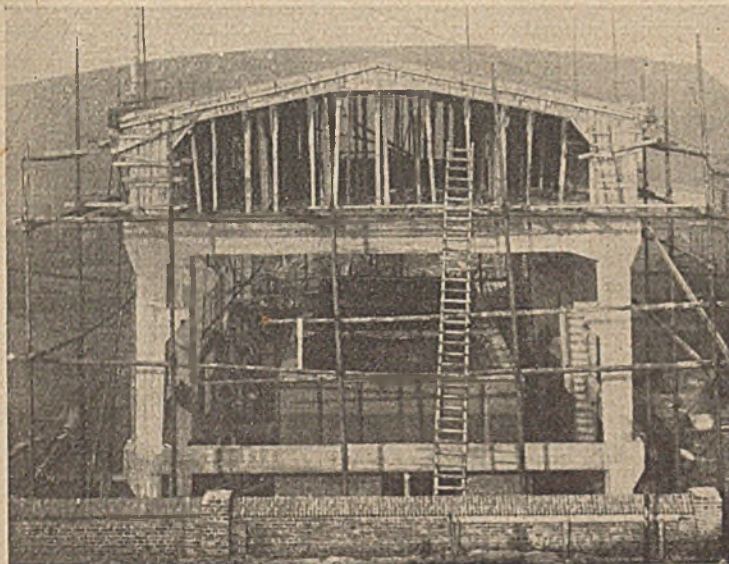


Abb. 6. Gasreinigungsanlage der Zeche Friedrich Ernestine während des Baues (Vorderansicht).

Gas erfordert vor seiner Verwendung die Ausscheidung von Verunreinigungen, welche seinen Wirkungsgrad im Verbrennungsprozeß beeinträchtigen. Nachdem das Gas die Teerdestillation, Ölausscheidung und Ammoniakgewinnung durchlaufen hat, enthält es noch Schwefel und Zyanstoffe, welche nach einem besonderen Verfahren abgedehnt werden müssen. Hierzu wird das Gas durch die Gasreinigung geleitet, wo es durch Einwirkung von Raseneisenerz oder von Aluminiumrückständen (der Luxschen Masse) von allen Verunreinigungen befreit wird.

Die Gasreinigungsanlagen zeigen als typisches Bild einen offenen Raum, in dem die Gasreiner mit den Zu- und Abaufleitungen untergebracht sind und darüber einen Masseboden, auf dem die Masse nach Gebrauch wieder getrocknet wird. In den Reiner saugt die Masse die Verunreinigungen des durchgeleiteten Gases auf, bei der nachfolgenden Trocknung auf dem Masseboden gelangen die ausgeschiedenen Stoffe zur Verdunstung.

Die Gasreinigung der Zeche Friedrich Ernestine (Abb. 6 und 7) ist für drei Gasreiner von 110 m³ Inhalt gebaut; über ihnen ist das Gebäude mit 11,66 x 22,50 m Grundrißfläche als Eisenbetonfachwerksbau errichtet, der mit 25 cm starken

Spezialwagen auf den Bunker geführt, wo die Entladung der Kohle und Füllung des Behälters gleichfalls selbsttätig erfolgt.

Die Bunkeranlage ist zwischen den beiden Widerlagern des Anschlußgleises mit entsprechendem Abstand für den Durchgangsverkehr in einer Gesamtlänge von 24 m errichtet und besteht zur Sicherung gegen Bergschäden aus drei konstruktiv voneinander unabhängigen Bunkern (Abb. 5). Jeder derselben hat einen dreieckigen Querschnitt mit zwei Auslauföffnungen 50 x 60 cm i. L. und ist mit einer Eisenbetondecke abgedeckt, welche Einfüllöffnungen freiläßt. Die Öffnungen werden durch bewegliche Klappen verschlossen. Die Bunkerlasten sowie die Lasten der Fahrbahn werden von dreierartigen Tragwerken übernommen, die sich der Querschnittsform des Bunkers anpassen. Die Beförderung der Staubkohle vom Bunker bis zum Behälter am Schwelofen geschieht durch eine Hängebahn, deren Kübel zur Füllung bis an die Auslaufschneuzen herabgelassen werden können. Die eisernen Stützen sind teilweise in den Rahmentragwerken, teilweise in den Widerlagern verankert. Nach Fertigstellung der ganzen Anlage wurde in dem 2 m breiten Durchgangsraum am südlichen

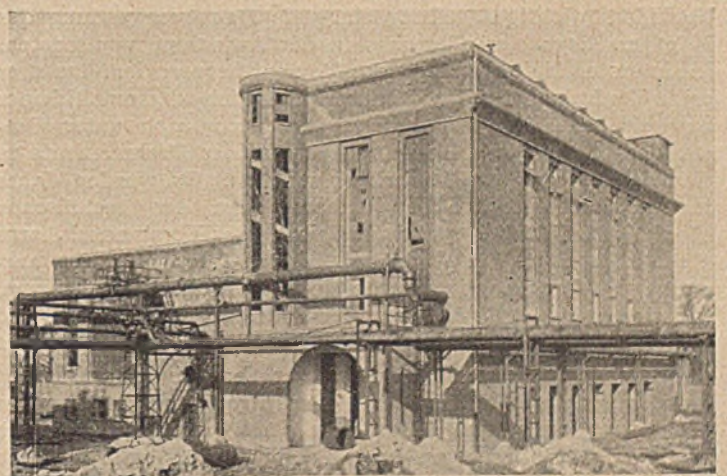


Abb. 8. Gasreinigung der Zeche Mathias Stinnes (Außenansicht).

Wänden als Rohziegelbau ausgekleidet ist. Auch die vorspringenden Eisenbetonpfeiler wurden zur architektonischen Angliederung an die auf der Zeche bestehenden Bauten durch-

weg mit Verblendern verkleidet. Die Tragglieder bestehen im wesentlichen aus vier Rahmentragwerken mit 11,34 m Spannweite in 7,20 bzw. 7,90 m Abstand, welche das Dach und die mit 1000 kg/m² Nutzlast berechnete Decke über den Reinigern aufzunehmen haben. Die drei Reiniger sind getrennt vom Gebäude auf Eisenbetonplatten, die Rahmen auf Streifenfundamenten gegründet, die Reiniger selbst sind auf Mauerpfeiler unter Verwendung eiserner Träger aufgestellt. Mit Rücksicht auf das unruhige Gelände wurde die Entfernung der Rahmenbinder sehr groß gewählt, damit das Gebäude ohne allzuhohe Gründungskosten durch die elastische Durchbiegung von Fundamentbändern und Balken den Bewegungen des Bodens ohne Schaden für die Konstruktion folgen kann. Aus diesem Grunde wurden auch in jedem Tragwerk über den Fundamentbändern und über dem Masseboden je zwei Gelenke eingeschaltet, um das Rahmensystem tunlichst statisch bestimmt zu erhalten. Für die rasche Hochführung des Baues ist die Art des Lehrgerüsts von besonderer Bedeutung. Die A.-G. für Hoch- und Tiefbauten führte lotrechte Unterstützungen durch Rundhölzer nur an den Bindern und Balken des Massebodens aus, welche miteinander verschwertet wurden, während die Deckenschalung durch leicht lösliche Kanthölzer auf die Binderstützen übertragen wurden, ein System, das sich bei all diesen Bauten wegen des geringen Holzverbrauches und der leichten Ausschalung der Decken gut bewährt hat.

Das Gasreinigungsgebäude der Zeche Mathias Stinnes (Abb. 8) wurde in bedeutend größerem Umfange in Verbindung mit dem Kompressorgebäude errichtet. Da das Gelände in geringerem Maße den Bergschäden ausgesetzt ist, konnten die Umfassungsmauern als Vollziegelmauerwerk ausgeführt werden.

Die Reiniger sind hier auf eine Eisenbetondecke mit Zwischenstützen aufgesetzt worden, die von einer normalspurigen Bahn unterfahren wird. Der Masseboden ruht auf acht Rahmenbindern in Entfernung von 3,30 m auf, deren Stiele in die Umfassungsmauern eingebaut sind, wobei der Horizontalschub, welchen die Binder ausüben, durch die Tragkonstruktion unter den Reinigern aufgenommen wird. Das Dach ist als Dreiecksbinder mit aufgehobenem Horizontalschub konstruiert und ruht als äußerlich statisch bestimmtes System auf den Umfassungsmauern auf. Die Gasreinigung geschieht in gleicher Weise wie auf der Zeche Friedrich Ernestine durch die Luxsche Masse, welche nach ihrer Sättigung durch Öffnungen in der Decke aus den Reinigern abgelassen und mit Aufzug zur Trocknung und Wiederverwendung auf den Masseboden gebracht wird. In diesem Gebäude wurden auch die Umlaufgänge sowie die Wendeltreppen nach vergleichender Kalkulation in Eisenbeton hergestellt, ein Beitrag zum Nachweis der Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise. Besondere Vorsicht ist bei den Reinigerbauten dem Estrich und Putz des Massebodens zuzuwenden, da sonst schädliche Wirkungen der auftretenden Gase eintreten.

Alle diese Anlagen dienen dem im Ruhrkohlengebiet aufs äußerste gesteigerten System der vollen Ausnutzung der Kohle. Es ist zu hoffen, daß eine Anzahl ähnlicher Bauten auf den verschiedensten Zechen errichtet werden, sobald der Bergbau wieder den vollen Betrieb aufnehmen kann, um durch die gesteigerte Intensität der Arbeit und Verwertung der Abfälle den Verlust an verfügbarem Rohmaterial auszugleichen. Der Eisenbetonbau wird es sicherlich verstehen, sich den gesteigerten Forderungen des Kohlenbergbaues anzupassen.

DIE QUERSCHNITTSWÖLBUNG IM VERDRILLTEN I-TRÄGER.

Von Dr.-Ing. Karl Huber in München.

Bei der Beanspruchung eines Stabes auf Verdrehung erfahren die einzelnen Querschnittsflächen eine Krümmung, die sich für jede Querschnittsgestalt nach einem besonderen Gesetz vollzieht. Nur der kreisförmige Querschnitt bildet hiervon eine Ausnahme. Seine Querschnittsfläche bleibt bei der Verdrehung eben. Für eine Reihe einfacher Querschnitte, wie Ellipsen-, Rechteck- und Dreieckform, sind schon seit langem auf Grund der Elastizitätstheorie Formeln für die Querschnittswölbung aufgestellt. Für andere Querschnitte ist dies schwieriger, und man ist daher darauf angewiesen, diese Verwindung auf dem Versuchswege zu ermitteln. Unter diesen Querschnitten nimmt der I-Querschnitt in der Technik eine besonders wichtige Stellung ein. Die Hauptverwendung des I-Trägers liegt hier allerdings in der Aufnahme von Lasten, die in erster Linie ein biegendes Moment hervorrufen. Da aber seine Verdrehungssteifigkeit durchschnittlich rd 400mal kleiner ist¹⁾ als seine Biegesteifigkeit, so kann sich unter Umständen eine Vernachlässigung auch kleiner Drehmomente in unangenehmer Weise bemerkbar machen. Es wurden daher im mechanisch-technischen Laboratorium der Technischen Hochschule München unter Oberleitung des Vorstandes, Herrn Geheimrat Prof. Dr. A. Föppl, in den letzten Jahren ausgedehnte Verdrehungsversuche mit I-Trägern vorgenommen, die einestheils der Ermittlung der Verdrehungssteifigkeit, und andernteils der Feststellung der Querschnittsverwindung galten.

Die Versuche zur Ermittlung der Querschnittskrümmung wurden hauptsächlich an zwei I-Trägern, nämlich an einem NP-Träger von 30 cm Höhe und 6,9 m Länge, und ferner an einem parallelflanschigen Peine-Träger von 20 cm Höhe und Breite und einer Länge von 4 m vorgenommen. Beim Normalprofilquerschnitt betrug die genaue Höhe 30,1 cm, die Breite 12,4 cm, die Stegdicke 1 cm, die mittlere Flanschdicke 1,6 cm, und beim Peine-Träger war die Höhe 20,2 cm, die Breite

19,9 cm, die Stegdicke 1 cm und die Flanschdicke 1,66 cm. Die Ausführung der Versuche mit den Probeträgern erfolgte in wagerechter Lage. An den beiden Enden lagen die Träger mit der einen Flanschenbreite auf zwei gekreuzten zylindrischen Stahlwalzen auf, wodurch die volle Bewegungsfreiheit beim Verdrehen gewahrt war. Außerdem griffen an den beiden Stirnflächen in Richtung der Trägerachse Körnerspitzen in dort eigens gebohrte Körnermulden ein, um beim Lastangriff ein seitliches Wegschieben zu verhindern. Das Verdrehungsmoment wurde an dem einen Trägerende in der Weise ausgeübt, daß nach beiden Seiten in einer zur Trägerachse senkrechten Ebene Querarme weggingen, an deren Enden in entgegengesetzter Richtung durch dünne, biegsame Drahtseile, die über leicht bewegliche Rollen mit Kugellagerung gingen, die Lasten übertragen wurden. Das Belasten erfolgte durch vorsichtiges und gleichzeitiges Senken der zwei Gewichtslasten mittels zweier Flaschenzüge bei möglicher Vermeidung von Erschütterungen. Etwaige Verluste durch Reibung infolge Seilsteifigkeit und Reibung in der Rollenlagerung waren auf ein geringstes Maß herabgedrückt und traten bei den hier angewandten großen Verdrehungsmomenten auch vollkommen in den Hintergrund. Das andere Trägerende stützte sich zur Aufnahme der Gegenkräfte des Moments mit den Flanschschmalseiten an kräftige Eisenstützen, die hierdurch das Umkippen des Trägers verhüteten. An den Anliegestellen von Flansch und Seitenstützen waren kleine Stahlwalzen eingeschaltet, um den Formänderungsvorgang möglichst wenig zu behindern und dadurch einen etwaigen Einspannungsgrad zu verhüten. Die ganze Versuchsvorrichtung hatte sich im Laufe der Versuche vollkommen bewährt.

Die Feststellung der Querschnittskrümmung erfolgte nun in der Weise, daß an verschiedenen Stellen des Querschnittsumfanges die Größe der Verschiebungskomponente ξ in Richtung der Stabachse gegenüber einem festen Rahmen gemessen wurde, der in den Hauptachsen des Querschnitts festgeklemmt

¹⁾ Siehe A. und O. Föppl, Grundzüge der Festigkeitslehre, § 42.

war. Da die Hauptachsen bei der Verdrehung in der gleichen Ebene bleiben, so mußte notwendigerweise auch der Rahmen in derselben Ebene bleiben, und damit war es möglich, die Verschiebung der auf dem Querschnittsumfange befindlichen Punkte gegenüber den Hauptachsen des I-Querschnitts zu messen. Der Rahmen war aus Bandeisen von 17×7 mm Querschnitt hergestellt. In Richtung der senkrechten und wagrechten Querschnittshauptsache des Trägers wurde er durch je zwei mit Körnerspitzen versehene Schrauben festgeklemmt. Die wagrechten Schrauben befanden sich aber nicht in der gleichen Ebene wie die lotrechten, sondern sie

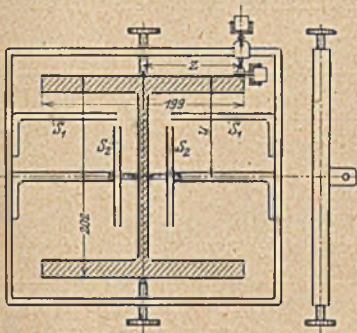


Abb. 1.

erfolgte mit einem Spiegelgerät, wie es in Abb. 1 in Verbindung mit dem Rahmen und in Abb. 2 noch besonders in größerem Maßstab ersichtlich ist. Dieser Apparat hatte eine

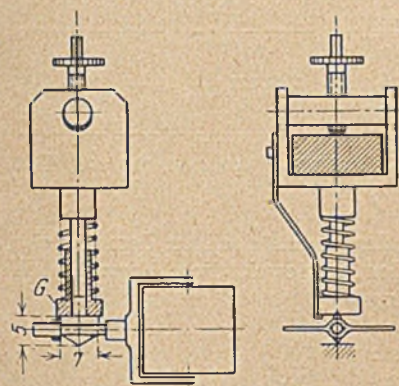


Abb. 2.

Stift geführt war. Das Ganze war auf dem Rahmen schlittenartig beweglich, so daß eine Umstellung zur Messung der Verschiebung anderer Querschnittspunkte leicht ausgeführt werden konnte. Weiterhin befand sich auf diesem Schlittenstück, aber nur bei der Anordnung für den Peine-Träger, ein zweiter fester Spiegel, ein sogenannter Raumspiegel, der die Bewegung des Probestabes mit dem Rahmen anzeigte. Die Differenz der zwei Spiegelablesungen ergibt sodann die Größe der Verschiebungskomponente ξ . Bei dem zuerst angestellten Versuch mit dem NP-Träger war kein Raumspiegel verwendet worden. Man erhielt demzufolge auch für symmetrische Punkte des Ober- und Unterflansches des gleichen Querschnitts sehr verschiedene Werte für die Verschiebungskomponenten ξ . Um diesen Fehler auszuschalten, wurde der Feinmeßrahmen umgedreht, so daß das für die horizontalen Befestigungsschrauben dienende Schwanzstück jetzt im Gegensatz zu vorher nach rückwärts schaute, worauf die Messung wiederholt wurde. Für den oberen Flansch ergaben sich jetzt unter Berücksichtigung der unvermeidlichen Ablesefehler die gleichen Werte wie vorher für den unteren Flansch und umgekehrt. Die bei beiden Rahmenstellungen gefundenen Einzelwerte lieferten auf diese Weise den für die Versuchsauswertung brauchbaren Mittelwert. Spiegelachse und Schneidendrehachse fielen bei diesem Feinmeßgerät nicht zusammen, vielmehr war erstere um 2,5 mm aus der Schneidendrehachse verschoben. Besondere

Versuche lieferten keine merklichen Abweichungen von der gewöhnlichen Ausführung, bei der Schneidendrehachse und Spiegelachse zusammenfielen. Zur Messung der weiter innenliegenden Flanschstellen wurden zwischen Schneide und Spiegelträger Verlängerungsstücke eingeschaltet. Auf der Schneidenachse war ferner zur besseren Einstellung der Schneide ein wagrechter Zeiger angebracht, der bei richtiger Schneidenstellung parallel zur Außenfläche, der Mantelfläche, des Versuchskörpers gerichtet sein mußte. Die auch in wagrechter Richtung sich geltendmachende räumliche Bewegung der I-Träger erforderte ferner die Verwendung einer Skala mit längerer Strichteilung, um das Herausrücken des Bildes aus dem Gesichtsfeld zu verhindern. Man erhielt eine solche, indem man zwei gleiche Skalen mit gewöhnlicher Strichlänge in der Weise fest miteinander verband, daß gleiche Teilstriche in dieselbe Gerade zu liegen kamen. Die Größe der Verschiebungskomponente ξ errechnete sich bei diesem Meßgerät für ein Millimeter Skalenablesung, wie folgt:

$$\xi = \frac{1 \cdot r}{2 A} = 0,001 \text{ m/m}$$

Hierin ist die Schneidenbreite $r = 5$ mm und der Skalenabstand $A = 2500$ mm.

Bei Ausführung der Messungen belastete man zunächst für jeden Meßpunkt am Querschnitt mit der einmal gewählten Höchstlast, ging sodann auf Null zurück und wiederholte dies hierauf nochmals. Die bei den zwei Belastungen erhaltenen Einzelergebnisse wurden zu einem Mittelwert zusammengezogen, der für die Versuchsauswertung maßgebend war. Die Verdrehungsmomente waren dabei so gewählt, daß die durch sie hervorgerufene größte Schubspannung unter der Elastizitätsgrenze blieb. Bei dem Peine-Träger war das Höchstmoment 28 200 cmkg, entsprechend einer größten Schubbeanspruchung von 862 kg/cm². Bei dem NP-Träger konnten wegen etwas anderer Versuchsanordnung nur kleinere Belastungen aufgebracht werden, so daß das Höchstmoment nur 5800 cmkg betrug, entsprechend 172 kg/cm² Schubbeanspruchung. Die Querschnitte, an denen die Wölbung gemessen wurde, befanden sich in genügend weiter Entfernung von den Einspannstellen, so daß kein störender Einfluß von dieser Seite sich bemerkbar machen konnte. Ein derartiger Einfluß einer Einspannung ist nach früheren, eigens angestellten Verdrehungsversuchen bei einem I-Träger besonders groß und erlischt bei einem NP I 30 bei einer vollkommenen Einspannung, die aber hier bei weitem nicht vorliegt, erst in einer Entfernung von 150 cm von der Einspannstelle.

Zu Beginn der Versuche wurde die Feinmeßvorrichtung erst auf ihr richtiges Arbeiten hin geprüft. Hierzu belastete man den Probeträger in zwei Stufen und stellte hierfür die Formänderungen fest. Die nacheinander an mehreren Punkten gemessenen Verschiebungen ergaben sich hierbei proportional zu den Belastungen. Ferner wurde nach Entlastung der Anfangsnullwert ganz oder nahezu wieder erreicht. Die Zuverlässigkeit des Meßgeräts war demnach erwiesen.

Beim NP I 30 cm wurden die Verschiebungskomponenten an fünf verschiedenen Querschnitten und zwar nur an den Außenseiten der Flanschen an zwei in einer Entfernung von 121 mm von einander befindlichen, symmetrisch zur Mitte liegenden Punkten gemessen. Die erhaltenen Verschiebungszahlen wurden außerdem jedesmal daraufhin geprüft, ob die Richtung, die sich bei der Messung ergeben hatte, mit dem Richtungssinn des verdrehenden Moments vereinbar war. In den durch die zwei Querschnittshauptachsen gebildeten vier Quadranten gehen bekanntlich die Verschiebungskomponenten, dem Wesen der sich bei der Verdrehung aus der ebenen Querschnittsfläche bildenden Sattelfläche entsprechend, der Reihenfolge nacheinander abwechselungsweise in verschiedenen Richtungen. An den Innenseiten der Flanschen wurde nicht gemessen. Die Versuchsergebnisse sind aus Zahlentafel 1 ersichtlich.

Zahlentafel 1.

Querschnitt	Verschiebungskomponente ξ in 1/1000 mm an den zwei äußeren Meßpunkten im				Gesamt-mittel
	Oberflansch		Unterflansch		
	links	rechts	links	rechts	
I	111,6	116,4	123,2	124,4	111,5
II	102,5	105	104,9	113,8	
III	109,2	106,1	117,6	113,4	
IV	105,9	107,8	113,8	109,9	
V	106,9	108,8	115,9	113,6	

„Grundzüge der Festigkeitslehre“ veröffentlicht wurde. Diese lautet:

$$\xi = k \frac{M_v y z}{E b h d^2}$$

Darin ist b die Flanschbreite, h die Querschnittshöhe, d die Flanschdicke, M_v das Verdrehungsmoment, y und z die Koordinaten in Richtung der lotrechten Y-Achse und wahren Z-Achse, E der Elastizitätsmodul für Zug und k ein Festwert, der sich für diesen NP-Querschnitt zu 43 ergeben hatte und der für die anderen Normalprofilgrößen auch nicht viel anders ausfallen dürfte.

Die weiteren Verdrehungsversuche mit dem parallel-

Zahlentafel 2.

Querschnitt		Meßstellen																								Mittelwert		
		Flanschaußenseite												Mittelwert	Flanschinnenseite												Mittelwert	
		oben						unten							oben						unten							
		1	2	3	4	5	6	19	20	21	22	23	24		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18		
I	Abstand z in cm	9,1	6,6	3,3	3,3	6,6	9,6	9,6	6,7	3,3	3,3	6,7	9,6		9,6	6,6	3,3	3,3	6,6	9,6	9,35	6,65	3,3	3,35	6,7	9,6		
	Verschiebung ξ in 1/1000 mm	314	211	110	117	232	346	380	299	138	133	272	398		364	249	115	120	248	351	461	306	152	164	286	479		
	Festwert k	28,9	26,8	27,9	29,6	29,5	30,2	33,1	37,3	35,0	33,8	34,9	34,7	31,8	38,0	37,8	35,0	36,3	37,7	36,7	49,4	45,1	45,9	49,0	42,8	50,1	42,0	
II	Abstand z in cm	9,7	6,65	3,35	3,35	6,65	9,7	9,7	6,7	3,4	3,4	6,7	9,7		9,6	6,65	3,35	3,35	6,65	9,7	9,7	6,65	3,3	3,35	6,65	9,7		
	Verschiebung ξ in 1/1000 mm	361	256	128	127	253	378	341	252	132	132	250	351		434	300	161	146	284	426	402	261	121	138	267	412		
	Festwert k	31,1	32,2	31,9	31,6	31,9	32,7	29,4	31,5	32,5	31,3	30,3	31,6	43,3	45,2	48,0	43,7	42,9	44,1	41,5	38,8	36,9	41,3	40,3	42,5	42,3		

Vorher war die Querschnittsverwindung noch an einem anderen I-Träger mit ebenfalls 30 cm Höhe und einer Länge von nur 1,25 m gemessen worden. Dieser Probeträger hatte ursprünglich NP-Querschnitt; seine Flanschen waren aber früher zwecks Klarstellung anderer Festigkeitsfragen auf den Innenseiten parallel zu den Aussenseiten zugehobelt worden, so daß diese nunmehr Rechtecke mit 11,8 mm Dicke und 125 mm Länge bildeten. An dem einen Trägerende waren Winkeleisen angeietet, mit denen der Träger an eine schwere, gußeiserne Platte fest angeschraubt war, während am andern Ende das Verdrehungsmoment in ähnlicher Weise angriff, wie schon oben beschrieben. Die Messung der Verschiebungen erfolgte in acht verschieden über die Stablänge verteilten Querschnitten und zwar an insgesamt 24 Punkten der Innen- und Außenseiten der beiden Flanschen. Die sechs Meßpunkte jeder Flanschenseiten waren symmetrisch zur Querschnittsmittellinie in den Abständen 2, 4 und 6 cm von dieser angeordnet.

Die Versuche ergaben, daß die Größe der Verschiebungskomponenten proportional den Abständen von der Mitte ist und daß ferner die Verschiebungen an den Innenseiten der Flanschen rund 6 vH größer sind als an den Flanschaußenseiten. Jedoch waren alle Verschiebungszahlen durch die feste Einspannung des einen Trägerendes verkleinert, deren Einfluß zwar mit wachsender Entfernung von ihr immer kleiner wurde, an dem andern 1,25 m entfernten Trägerende aber immer noch nicht ganz erloschen war. Die Versuche waren deshalb an dem vorher beschriebenen I-Träger mit 6,9 m Länge fortgesetzt worden.

Auf Grund dieser Versuchsergebnisse hat A. Föppl eine Näherungsformel für die Querschnittswölbung bei Normalprofilquerschnitten aufgestellt, die zum erstenmal in dem von A. und O. Föppl im Jahre 1923 herausgegebenen Buch

flanschigen Peine-Träger wurden eigens noch zu dem Zwecke unternommen, um festzustellen, inwieweit diese Formel auch für Breitflanschträger Geltung hat, und ob der hierin vorkommende Festwert k in diesem erweiterten Fall ebenfalls ungefähr gleich „43“ ist oder stärker davon abweicht.

Die Verschiebungskomponenten ξ wurden hier an zwei in der Mitte des Trägers befindlichen Querschnitten gemessen. An den Außen- und Innenseiten der Flanschen befanden sich wiederum je 6 Meßpunkte in symmetrischen Abständen von 3,3; 6,6 und 9,6 cm von der lotrechten Querschnittsmittellinie. Die außerdem noch an einigen Punkten des Steges ermittelten Verschiebungen waren infolge des geringen Abstandes von 5 mm von der Symmetrieachse nur einige 1/1000 mm. Die Meßfehler spielten hierbei schon eine größere Rolle, so daß ihre zahlenmäßige Wiedergabe unterblieb. Die an den Flanschen erhaltenen Meßzahlen gehen aus Zahlentafel 2 hervor. In ihr ist auch für jeden Meßpunkt der Festwert k eingetragen, der durch Rechnung aus der obigen Näherungsformel nach Einsetzung der gemessenen ξ erhalten wurde.

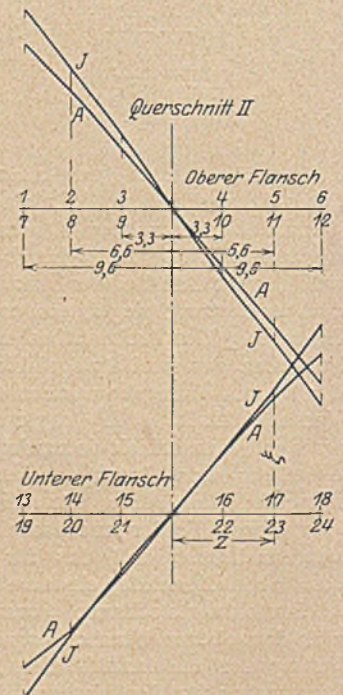


Abb. 3.

Nach diesen Ergebnissen wachsen auch beim Breitflanschträger die Verschiebungskomponenten in den Flanschen proportional mit den Abständen von der Mitte. Ferner sind im Widerspruch zu der aufgestellten Näherungsformel die Verschiebungen auf der Innenseite der Flanschen wieder größer als auf den Flanschenaußenseiten. Diese Zunahme beträgt hier rd 16 vH und sie ist wahrscheinlich auf die hier im Vergleich zum Normalprofilquerschnitt viel größere Flanschdicke zurückzuführen. In Abb. 3 sind die Verschiebungszahlen von Querschnitt II derart graphisch aufgetragen, daß auch der Richtungssinn der Verschiebungen in den vier Quadranten ersichtlich ist. Die mit „A“ bezeichneten Linien beziehen sich auf die Außenseiten, und die mit „J“ bezeichneten auf die Innenseiten der Flanschen. Das Diagramm zeigt deutlich die zwischen Flanschabzissen und Verschiebungsgrößen bestehende Proportionalität. Wie man aus Zahlentafel 2 weiter ersieht, sind die Messungsergebnisse von Querschnitt I und II wenig voneinander verschieden. Die Festwerte k zeigen zwar für die einzelnen Meßpunkte etwas größere Abweichungen, was in der Hauptsache wohl auf die immer vorhandene Ungenauigkeit der Walzenquerschnitte zurückzuführen ist. Die für die einzelnen Querschnitte gebildeten Mittelwerte von

Innen- und Außenseite der Flanschen zeigen jedoch gute Übereinstimmung. Der Gesamtmittelwert k für den ganzen Querschnitt ergibt sich zu „37“.

Ein Anhaltspunkt über Art und Größe der Querschnittsverwindung ist vor allem von Wichtigkeit für die Berechnung der Formänderungsarbeit. Diese wiederum findet ihre Hauptverwendung bei der Berechnung von krummen Stäben, in denen außer der Verdrehung auch noch Biegebungsbeanspruchung auftritt. Ein besonders wichtiges Anwendungsbeispiel bilden die bogenförmigen I-Träger, die sogenannten Balkonträger, die vorkragende Bauteile zu tragen haben, und bei denen die beiden Enden eingemauert sind, worüber man in dem vorher angeführten Buch Näheres finden kann.

Zum Schluß sei noch kurz erwähnt, daß bei einer früheren Gelegenheit die Verwindung eines elliptischen Querschnitts bei der Verdrehung mittels des gleichen Spiegelgeräts, nur mit abgeändertem Rahmen, ebenfalls gemessen wurde. Die erhaltenen Versuchsergebnisse stimmten trotz sehr kleiner Meßzahlen genügend genau mit der für die Ellipse schon vorliegenden, aus der genauen Elastizitätstheorie abgeleiteten Formel für die Verschiebungskomponenten ξ zusammen.

MASSENGEWINNUNG UND -FÖRDERUNG BEI ERDBEWEGUNGEN.

Von Privatdozent Dr. Georg Garbotz, Oberingenieur der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges.

(Fortsetzung von Seite 376.)

Wir haben bereits erwähnt, daß der Baubetrieb seine Eimerkettenbagger fast durchweg mit Dampf betreibt; es rührt dies einmal daher, daß elektrische Energie nicht jederzeit und überall auf den Baustellen zu haben ist. Ein Baugeschäft aber muß in der Lage sein, seine Bagger universell unter allen örtlichen Verhältnissen verwenden zu können. Hinzu kommt, daß das Maschinenpersonal der Baustellen meist zwar mit der Dampfmaschine, nicht aber mit dem Elektromotor umzugehen versteht. Auch die vereinzelt schon bei niedrigen Spannungen und unvorsichtigem Berühren vorgekommenen Unglücksfälle haben auf den Baustellen nicht gerade zur Erhöhung des Vertrauens in den elektrischen Betrieb beigetragen. Ebenso haben die Schwierigkeiten, die mitunter in der Stromzuführung liegen, sowie die Spannungsverluste bei niedrigen Spannungen und großen Baggerleistungen, bei langen Speise- und Schleifleitungen und die Kosten der etwa 15 000 M betragenden Elektrisierung, beispielsweise eines Baggers von 250 l Eimerinhalt, nicht gerade zur erhöhten Verwendung des elektrischen Betriebes ermuntert. In neuerer Zeit aber hat, ausgehend von den günstigen Erfahrungen, die der Abraumbetrieb mit dem elektrischen Antrieb gemacht hat, auch der Baubetrieb angefangen, der Frage der Elektrisierung seiner Bagger näherzutreten. Die Vorteile sind hierbei so wesentliche gegenüber dem Dampfbetrieb, daß man sich auf einer Baustelle, wo kein Strom von der Überlandzentrale zur Verfügung stand, sogar entschloß, eine eigene Lokomobilkraftanlage aufzustellen, die den erforderlichen Strom liefert. Es liegen auch die Verhältnisse für die Elektrisierung von Eimerkettenbaggern erheblich günstiger als bei den Löffelbaggern. Der Betrieb geht gleichmäßig und nicht stoßweise vor sich. Die Motorenausrüstung kann daher ganz normal sein. Über Spannung und Stromart gehen die Meinungen sehr auseinander. Für Abraumbetrieb mit elektrischer Zugförderung dürfte Gleichstrom den Vorzug verdienen. Sonst kommt wohl mit Rücksicht auf die Überlandzentralnetze und die universelle Verwendbarkeit für den Motor im Baubetrieb Drehstrom von 500 V hauptsächlich in Frage. Die Spannung reicht gerade aus, um ohne zu großen Spannungsabfall bei einem normalen Baggerfelde von 300 bis 400 m Länge bei den gebräuchlichen Baggertiefen noch mit einer Schleifleitung von 95² auszu-

kommen. Für sehr große Baggerleistungen allerdings wird man trotz der etwas höheren Kosten der Schaltanlage wohl 2000 oder 3000 V bevorzugen müssen. Das Schmerzenskind des elektrischen Eimerkettenbaggerbetriebes ist die Fahr- und Schleifleitung. Stromzuführung durch Kabel ist so gut wie noch gar nicht ausgeführt worden. Die Unterbringung im Baggerprofil, wo man nicht außerhalb der hinteren Stütze vorbeikommt, die Befestigung der Maste an den Schwellen so, daß diese gefahrlos mit den Schwellen von der Gleisrückmaschine verschoben werden (Abb. 10) und die Beweglichkeit der Schleifleitung in der Richtung des Baggerfortschrittes bei Kanalarbeiten, also in Richtung der Gleisachse, erschweren die Elektrisierung erheblich. Die Umstellung auf elektrischen Betrieb vom Dampfbetrieb aus und umgekehrt macht bei den gebräuchlichen Typen keinerlei Schwierigkeiten. Die Vorteile



Abb. 10. Drehstrom-Schleifleitung, lose verlegt in Bügeln.

aber sind, wie bereits gesagt, ganz wesentliche. Es sei nur erinnert an die vereinfachte Baggerausrüstung (Abb. 11); Kessel und Dampfmaschine mit allem Zubehör fallen weg (Abb. 13), das leichte Außerbetriebsetzen bei zeitweiligen Arbeitsunterbrechungen, ohne daß während dieser Zeit Brennstoff verschwendet wird, den Fortfall des Wasser- und Kohlentransportes mit all seiner Schmutzerei, die Vermeidung von Betriebsstörungen durch Kesselanstände (Flugaschenbildung, Rohrrinnen, Leistungsausfall bei Braunkohle), die Möglichkeit, den

Betrieb zu forcieren, die bequeme Energieverbrauchsablesung am Zähler, die leichte Betriebskontrolle durch Beobachtung der Meßinstrumente sowie vor allem die Personalerparnis, sind wohl die wichtigsten. Die Hauptabmessungen der gebräuchlichsten deutschen Eimerkettenbagger zeigen die beistehenden Tabellen (S. 399 u. 400). Im Gegensatz zum Löffelbagger ist der Eimerkettenbagger auch für Arbeiten im Wasser brauchbar, allerdings sinken dann auch bei Anwendung von Schließblechen seine Leistungen ganz erheblich. Bei starkem Frost ist er gar nicht verwendbar. Abschreibungen, Brennstoffverbrauch und Instandhaltung, die bei der großen Zahl der arbeitenden Teile und dem rauhen Betrieb in Wind und Wetter bei oft sehr mangelhaften Gleislagerehältnissen hoch zu veranschlagen sind, beeinflussen die Kosten wesentlich²⁾. Der

Stromverbrauch beträgt für einen Lübecker B-Bagger etwa zwischen 0,4 und 0,5 kWh pro geförderten Kubikmeter gegenüber mindestens 2 kg Kohle bei Dampfbetrieb, d. h. die Ersparnis dürfte etwa 50 vH bei elektrischem Betrieb allein bei den Brennstoffkosten betragen. Für die

doch hat hier der Baubetrieb so gut wie nichts getan, um sein Rollmaterial den leistungsfähigen modernen Baggern anzupassen. Der Abtransport erfolgt im allgemeinen seit 30 Jahren für die kleineren Bagger zur Kiesgewinnung mit Muldenkippern von 1 m³ und 600 mm Spur, bei den Baggern etwa

in der Größe von C-Baggen oder 1,3 m³-Löffelbaggen durch 1 1/4 m³-Kastenkipper 600 mm Spur, bei 2 m³-Löffelbaggen und bei entsprechenden Eimerkettenbaggen durch 2 m³-Holzkastenkipper 900 mm Spur, bei allen größeren Geräten durch die bekannten hölzernen 4 m³-Kastenkipper.

Zwar sind Einrichtungen geschaffen worden, die, wie etwa der Kippapparat der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft (Abb. 12) oder die Windenwagen bzw. Kippaufkatzen von Arbenz-Kammerer, Rhein & Dinendahl oder Stoltenhoff, die menschliche Arbeit beim Kippen in sinnreicher Weise durch

Maschinenarbeit ersetzen; sie haben sich aber im Baubetrieb mit seinen wechselnden Verhältnissen, wo die Kippe mit ihrem schlechten Zustand oft, wie bei Dammschüttungen, nicht nur die Anlage eines besonderen Gleises, sondern auch die Zu-

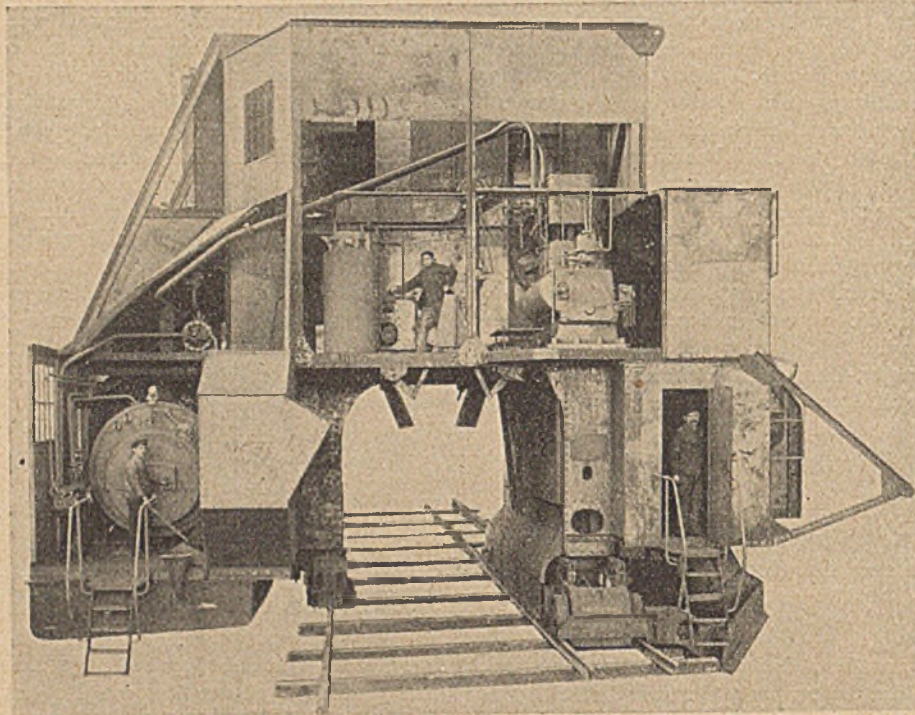


Abb. 11. Eimerketten-Dampfbagger der Maschinenfabrik Buckau A.-G.

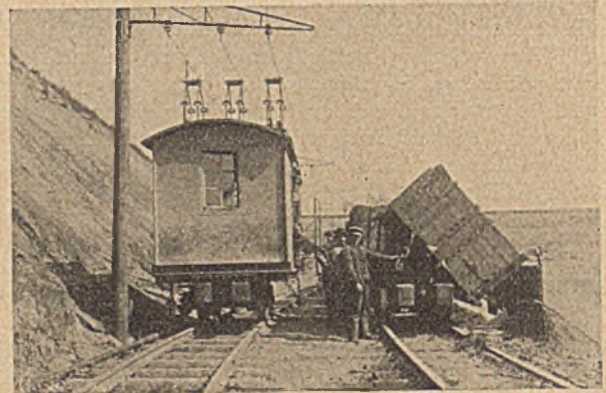
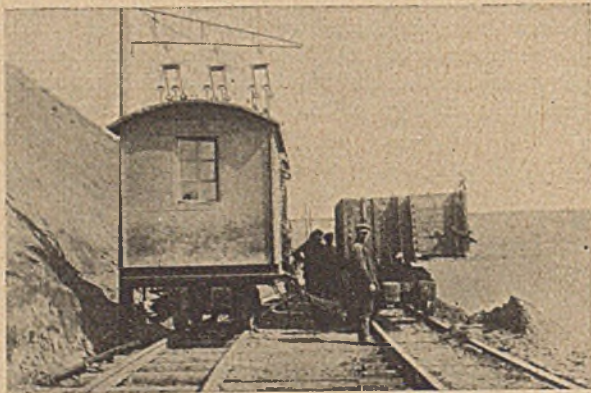


Abb. 12. Kippapparat der Lübecker Maschinenbau-A.-G.

Montage muß mit etwa 2500 bis 3000 Arbeitsstunden gerechnet werden.

Bei den bisherigen Ausführungen wurde bereits darauf hingewiesen, welche große Bedeutung dem reibungslosen Abtransport der im Baggerbetrieb gewonnenen Massen zukommt. Gelingt es nicht, diese in der gleichen Zeit abzukippen, in der sie gewonnen werden, so ist der Bagger zu Betriebspausen gezwungen, die mit Naturnotwendigkeit den wirtschaftlichen Effekt in höchstem Maße ungünstig beeinflussen können. Und

²⁾ Siehe auch Dr. G. Garbotz, „Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen“. Verlag Julius Springer.

führung mechanischer Energie nahezu unmöglich macht, so gut wie gar nicht eingeführt. Der Hebel war hier bei der Wagenausführung selbst anzusetzen. Denn man muß diesen Kippvorgang gesehen haben, wo eine Kolonne von 12 bis 16 Mann mit Kipprügeln etwa 30 Minuten braucht, um den normalen Zug von 25 Wagen zu entleeren. Dabei ist die rechnerische und durch den Versuch vom Verfasser nachgemessene Leistung so gering, daß beim Einsatz der gleichen Leutezahl kaum eine Minute zur Abfertigung des Zuges genügen müßte. Mit Rücksicht auf den beschränkten Raum müssen wir auf die interessanten technischen Einzelheiten hier verzichten, es sei aber verwiesen auf den Aufsatz „Der Selbstentlader im Bau-

betrieb" in der letzten Oktobernummer der Verkehrstechnischen Woche. Erreicht werden jedenfalls muß, daß:

1. der beladene Wagen nach Lösung seiner Feststellvorrichtung oder Verriegelung entweder mit großer Energie allein umschlägt oder aber durch einen, höchstens zwei Mann bequem in Schwung gesetzt werden kann.
2. Dabei muß die Feststellvorrichtung, die an Stelle der Schlemperketten tritt, so durchgebildet werden, daß die Betriebssicherheit des alten Wagens mindestens erreicht wird. Ein Umschlagen des beladenen Kastens während der Fahrt muß also ausgeschlossen sein.
3. Zur Verstärkung des Aufschlages, zur Erleichterung des Kippens und zur Personalsparnis muß das Öffnen, evtl. auch das Schließen, automatisch erfolgen, obwohl für das letztere keine zwingende Notwendigkeit besteht, da am Bagger zum Schließen ohnehin Personal und Zeit vorhanden sind.

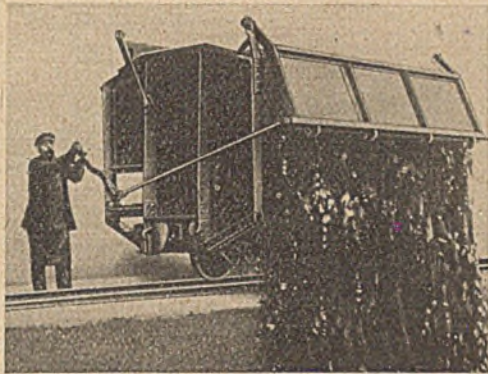


Abb. 13.
Flachboden-Selbstentlader der Friedrich Krupp A. G.

nächsten Bilder (Abb. 13 u. 14). Der Kippvorgang läßt sich hier von einer halben Stunde bereits bis auf zwei Minuten

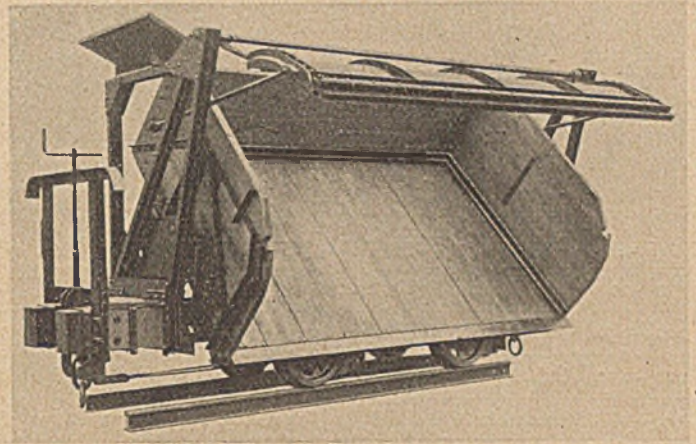


Abb. 14.
Selbstentlader, System Doerr-Polzin, Henschel & Sohn.

herunterdrücken. Weitere Ausführungen sind in der obenerwähnten Abhandlung in allen Einzelheiten enthalten. Trotz aller Vorteile werden aber die Vollautomaten im Baubetriebe, besonders als eiserne Wagen mit ihrem größeren Gewicht, der schwierigen Verlademöglichkeit und der kostspieligeren Instandhaltung bei den Bauingenieuren immer einer gewissen Abneigung begegnen, wenn man nicht auch in Deutschland etwa zu den allerdings Maschinen darstellenden pneumatisch kippbaren Wagen, wie sie die Amerikaner verwenden, einmal in der Zukunft übergehen sollte.

Daß die Frage der Bodenbeseitigung auf der Kippe zu den verschiedenartigsten Versuchen und Lösungen geführt hat, zeigen die Abb. 15 und 16. Man sucht hier die an der obersten Kante der Kippenböschung sich ansammelnden Bodenmassen

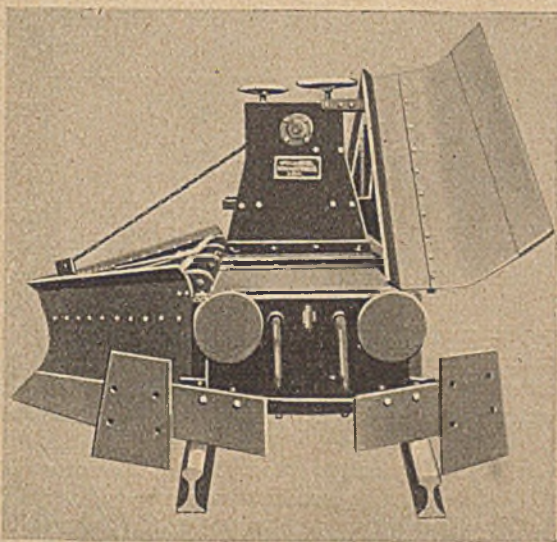


Abb. 15. Doppel-Planierpflug (mit einem gehobenen und einem gesenkten Schar) der Firma Büchel.

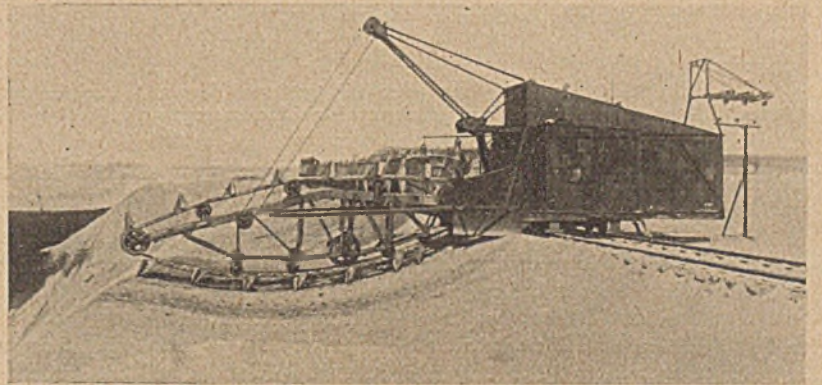


Abb. 16.
Absetzapparat der Lübecker Maschinenbau-A.-G.

4. Auch das Rückziehen muß entweder nach Lösung einer Sperrvorrichtung gegen unbeabsichtigtes Zurückschlagen des eben entleerten Wagens vollautomatisch oder unter Verzicht auf die Selbsttätigkeit und unter Ersparnis der Verriegelung mit nicht mehr als zwei Mann erfolgen können.
 5. Die letzte Bedingung schließlich ist die, daß der Wagen auch beim Kippen so stabil ist, daß die Verwendung einer Kippkette sich erübrigt.
- Der Anstoß, diese Forderungen in die Wirklichkeit umzusetzen, ist auch hier wieder von den Abraumbetrieben ausgegangen. Zwei Vertreter solcher Selbstentlader zeigen die

entweder durch einen vom herausfahrenden leeren Zug hinterher gezogenen Planierpflug zu beseitigen oder aber man umgeht die Schwierigkeiten der veränderlichen Kippe, z. B. im Abraumbetrieb, dadurch, daß man eine etwa 5—20 m von der Böschung entfernte feste Vorkippe einrichtet und das Material durch Absetzapparate nach vorn befördert.

Zum Schluß sei schließlich noch auf eine eigenartige, unter bestimmten Verhältnissen aber außerordentlich leistungsfähige Einrichtung, die sogenannte Spül- oder Schlemmkippe, hingewiesen. Hier wird vom festen Gerüst, also unter Vermeidung jeder Gleisarbit, stets an derselben Stelle das

Abmessungen von Eimerketten-Trockenbaggern.

Theoretische Leistung m ³ /h	Fabrikat	Type	Eimer-Inhalt			Größte Bagger-		Zweckmäßige Kippwagengröße m ³	Bedienungspersonal		Maschinenleistung ¹⁾		Heizfläche		Rostfläche m ²	Spurweite mm
			leichtem	mittelschwerem	schwerem	Tiefe m bei 45°	Höhe m bei 45°		Elektrisch	Dampf	bei		Kessel m ²	Überhitzer m ²		
											Dampf	elektrischem				
67,5—90	Orenstein & Koppel	5	60	73	55	40	6—8	6	1,5	3	40	45	16,6		0,56	2000
70—90	Lüb. Masch.-Bau-Ges.	F	60	60	50	40	6	6	3/4	2/1	30—35	30—35	15			1660
112—150	Orenstein & Koppel	10	100	95	80	60	7—9	7	2	3/2	50	55	24,5		0,81	2800
120—150	Lüb. Masch.-Bau-Ges.	C	100	100	80	60	8	8	1,5—1,75	3/2	45—50	45—50	20			1980
140—188	Orenstein & Koppel	15 a	140	120	100	75	8—10	8	2	3/2	60	65	28		0,87	
168—210	Lüb. Masch.-Bau-Ges.	O	140	120	100	80	9	8	2	3/2	55—60	55—60	27			2400
240—270	Lüb. Masch.-Bau-Ges.	A	180	180	150	120	10	10	2—3	3/2	80—90 +5	80—90 +5	41,2			457—864
300	Lüb. Masch.-Bau-Ges.	B	250	250	220	160	15	10	4	4/2	120+5	120+10+5	55		1,71	900+3630
320	Orenstein & Koppel	20	240	260	220	150	10—14	10	4	4/2	100—120	120—140	50—70		1,6—2,0	900+3630
360	Masch.-Fabrik Buckau	E 200	200		180		12	15	5	/3		80+20 +7+3				3700
420	Masch.-Fabrik Buckau	E 250	250		240		13	15	5	4/3	115+5	130+22 +7+3	65		2,07	3750—4350
470	Masch.-Fabrik Buckau	E 300	300		275		17,5	20	5	4/3	150+5	175+25 +7+3	77	50	2,16	3750—4350
480	Orenstein & Koppel	30	5	400	320	240	12—18	12	4—5	4/3	150—200	160—220	70—100		2,2—3	960+4100
500	Lüb. Masch.-Bau-Ges.	E I	300	400	350	275	17	12	4—5	/3		250+2×25 +10+5				1040+3860
680	Masch.-Fabrik Buckau	D 400	400		400		21	20	5	/3		225+25 +7+3				3750
780	Masch.-Fabrik Buckau	D 500	500		500		23,5	20	5	/3		250+25 +7+3				3750

¹⁾ Die Maschinenleistung setzt sich bei größeren Baggern zusammen aus: Hauptmaschine für Turasantrieb, Windwerk, Fahrmaschine für Fahrwerk, Kompressormaschine für den Kompressor, Lichtmaschine.

Material entleert und durch einen ständigen, mehr oder minder starken Wasserstrom heruntergespült.

Die obigen Ausführungen dürften einen Einblick in die außerordentliche Vielseitigkeit gerade der Massentransportfrage im Baubetrieb gegeben haben. Sie werden aber auch die Überzeugung bestärkt haben, welche Wichtigkeit gerade diesem Gebiete des Baumaschinenwesens beizumessen ist, und in wie hohem Maße moderne Arbeitsverfahren mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit des Baubetriebes ausschlaggebend werden müssen. Von den Baumaschinen liefernden Fabriken können diese Neuerungs-ideen nicht ausgehen; für sie ist meist die schöpferische Arbeit mit dem Abgang des Gerätes aus der Fabrik erledigt. Nur wenn sich im Betrieb Störungen zeigen, hat der Konstrukteur einmal Gelegenheit, die Bedürfnisse der Baustelle nebenbei an Ort und Stelle kennenzulernen. Es ist auch bekannt, daß die meisten Unternehmungen solche Besuche nicht gerade gern sehen. Die Anregungen zu neuen Methoden sollten vom praktisch tätigen Bauingenieur ausgehen.

Es ist aber schon am Anfang auf eine gewisse Schwerfälligkeit in dieser Richtung hingewiesen worden. Sie entspringt aus der Einstellung der Bauingenieure zu Maschinenfragen überhaupt. Man hat in allen größeren Baufirmen in der richtigen Erkenntnis von der Wichtigkeit gerade eines modernen, gutgehaltenen Geräteparkes für den wirtschaftlichen Bestand

einer Bauunternehmung Maschineningenieure mit dessen Verwaltung betraut. Auch diese sind noch nicht ausreichend, um das zu erstrebende Ziel zu erreichen, wenn auch sicher ist, daß der Maschineningenieur etwas revolutionärer denkt als der konservative, am Alten hängende Bauingenieur. Das Übel muß hier an der Wurzel gefaßt werden. Bei dem immer mehr zunehmenden Eindringen des Maschinenbetriebes auf den Baustellen muß der Bauingenieur in ganz anderem Maße maschinentechnisch geschult werden als bisher. Es muß also immer wieder die von dem Verfasser schon in der Festnummer des „Bauingenieur“ zur Einweihung des neuen Institutes an der Technischen Hochschule in Karlsruhe vertretene Forderung erhoben werden, dem Bauingenieur auch schon auf den technischen Bildungsstätten, ähnlich wie an der Technischen Hochschule Berlin, und dann während seiner praktischen Tätigkeit eine ganz andere maschinentechnische Vorbildung, als wie es bisher üblich war, zu geben. Das ist aber nur möglich bei weitgehender Mitarbeit der Praxis; denn hier handelt es sich nicht um ein aus Büchern erlernbares, vielmehr um ein ganz auf die Praxis eingestelltes Sondergebiet. Dann werden wir auch auf den Baustellen der Forderung der sparsamsten Energie- und Materialverwendung, die allen übrigen Industriezweigen aus volkswirtschaftlichen Notwendigkeiten heraus bereits Gemeingut geworden ist, nachkommen können.

Abmessungen von Eimerketten-Trockenbaggern.

Theoretische Leistung m ³ /h	Fabrikat	Überdruck at	Durchgangsprofil ¹⁾		Größte Außenmaße in mm bei 45°						Dienstgewicht bei		Gegengewicht bei		Leergewicht ²⁾ ohne Gegengewicht kg	Preis ³⁾ ohne Gegengewicht bei		
			Breite mm	Höhe mm	Hochbaggerung			Tiefbaggerung			Dampf- Antriebs kg	elektr. Antriebs kg	Dampf- Antriebs kg	elektr. Antriebs kg		Dampf- Antriebs M	elektr. Antriebs M	
					Länge	Breite	Höhe	Länge	Breite	Höhe								
67,5—90	Orenstein & Koppel	10		2 650								30 000	27 000	4 000	6 000	26 000	21 700	
70—90	Lüb. Masch.-Bau-Ges.	10		1 750 2 700	14 500	5 500	7 600	13 300	5 500	12 500		37 700	36 500	6 000	8 500	30 000	18 000	17 000
112—150	Orenstein & Koppel	10		2 500								44 000	40 000	8 000	11 000		25 000	
120—150	Lüb. Masch.-Bau-Ges.	10		2 000 2 750	18 500	6 800	19 500	15 500	6 800	15 000		60 400	52 000	10 000	12 000	48 000	26 000	25 000
140—188	Orenstein & Koppel	10		3 050								53 000	48 000	10 000	14 000		31 200	
168—210	Lüb. Masch.-Bau-Ges.	10		2 270 2 080	20 000	7 300	12 000	18 500	7 300	17 300		73 300	66 000	10 500	13 000	59 000	32 000	30 800
240—270	Lüb. Masch.-Bau-Ges.	10		2 900 2 900	23 000	7 600	11 500	21 000	7 600	19 500		90 300	85 000	12 000	16 000	74 000	36 000	34 600
300	Lüb. Masch.-Bau-Ges.	10	3 700	3 300	25 700	9 800	14 200	26 800	9 800	29 200		165 000	170 000	25 000	25 000	135 000	75 000	80 000
320	Orenstein & Koppel	10	3 055	2 950								95 000	88 000	12 000 —16 000	16 000 —20 000	78 000	54 000	
360	Masch.-Fabrik Buckau		3 050	3 500	24 000	10 500	16 500	31 000	10 500	9 500			90 000		20 000			70 000
420	Masch.-Fabrik Buckau	12	2 900 —3 500	3 500	26 000	10 500	16 500	33 000	10 500	11 000		121 000	118 000	15 000	30 000			75 000
470	Masch.-Fabrik Buckau	12	2 900 —3 500	3 500	34 500	12 000	21 000	42 000	12 000	13 500		197 000	175 000	40 000	45 000	147 000		90 000
480	Orenstein & Koppel	10	3 500	3 500								130 000					68 000	
500	Lüb. Masch.-Bau-Ges.		3 700	3 300	31 700	12 800	14 340	33 600	12 800	31 200			187 000		45 000			
680	Masch.-Fabrik Buckau		2 800	3 500	35 000	11 000	21 500	44 000	11 000	13 500			225 000		60 000			120 000
780	Masch.-Fabrik Buckau		2 800	3 500	35 000	11 000	21 500	44 000	11 000	13 500			238 000		65 000			140 000

¹⁾ Die Doppelmaße gelten für gehobene und gesenkte Schüttklappe. — ²⁾ Bei Dampftrieb. — ³⁾ Die Preise der Maschinen-Fabrik Buckau gelten ohne elektrische Ausrüstung.

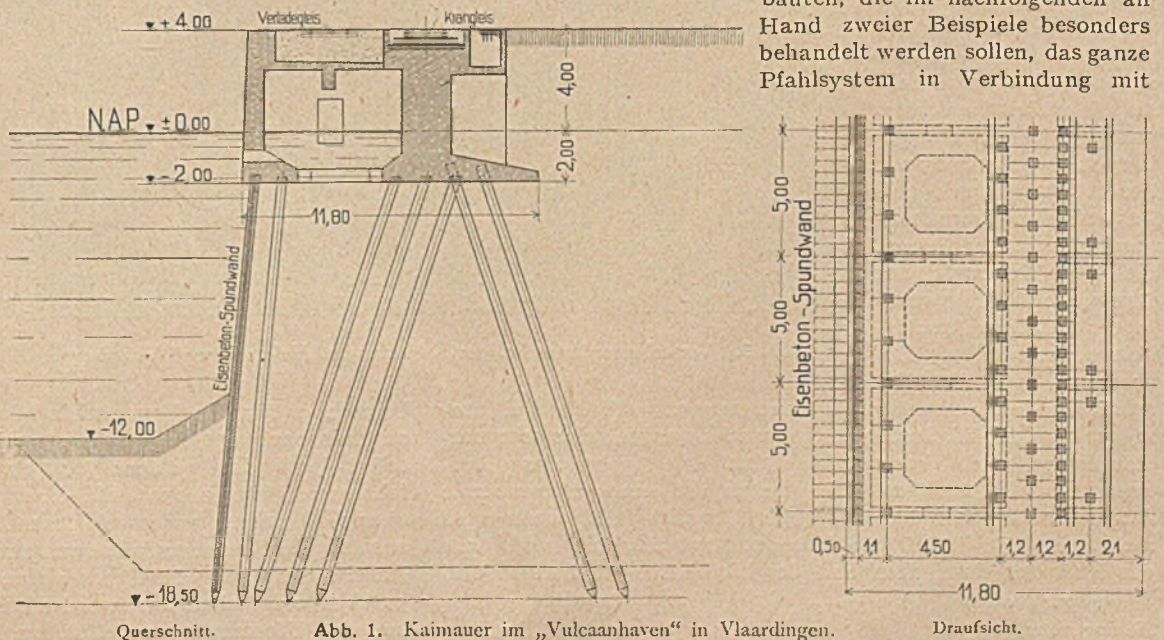
DRUCK- UND ZUGVERSUCHE AN EISENBETONPFÄHLEN FÜR HAFENKAIBAUTEN.

Ausgeführt von Heinrich Butzer, Dortmund-Rotterdam.

Übersicht. Es werden die Druck- und Zugversuche beschrieben, die an 16—18 m langen Eisenbetonpfählen für zwei neue Hafenkai-bauten in Holland vorgenommen wurden.

Die Frage nach der Tragfähigkeit von Pfählen bei Gründungsarbeiten ist immer wieder eine der schwierigsten und verantwortungsvollsten Aufgaben, die an den Bauingenieur herantreten; vielfach hängt von ihrer richtigen Beantwortung der Bestand wertvoller Bauten ab. Der Wert der Rammformeln ist bekanntlich bestritten, denn es ist nicht zugänglich, aus dem Verhalten der Pfähle unter dynamischen Einwirkungen auf ihre statische Mitwirkung im fertigen Bauwerk zu schließen. Auch theoretische Untersuchungen können immer nur den einfacheren Verhältnissen gerecht werden. Über das Verhalten im fertigen Bauwerk, wo die

Pfähle oft verhältnismäßig dicht beieinander stehen und sich infolgedessen gegenseitig erheblich beeinflussen, kann nur der praktische Versuch eine zutreffende und zuverlässige Auskunft geben. Hinzu kommt noch der Umstand, daß bei Hafenkai-bauten, die im nachfolgenden an Hand zweier Beispiele besonders behandelt werden sollen, das ganze Pfahlsystem in Verbindung mit



Querschnitt.

Abb. 1. Kaimauer im „Vulcaanhaven“ in Vlaardingen.

Draufsicht.

dem Ufermaueraufbau ein hochgradig statisch unbestimmtes Gebilde darstellt, in dem die Pfähle nicht nur auf Zug oder Druck, sondern durch wagerechte Seitenkräfte auch erheblich auf Biegung beansprucht werden können. Vielfach kommt es vor allem auf den Widerstand an, den mehrere zu einem Pfahlbock zusammengefaßte Pfähle gegen Umwerfen unter dem Einflusse seitlicher Kräfte zu leisten vermögen. Nur selten, und

Hebungen festzustellen. Es ist daher von Wert, zu zeigen, wie solche praktische Untersuchungen ausgeführt werden können. Ihre Ergebnisse lassen sofort erkennen, wie groß die Tragfähigkeit von Pfählen unter gewissen genau zu beschreibenden Verhältnissen ist. Mehrten sich die Fälle sorgfältig ausgeführter und beschriebener Probelastungen, so gewinnt man daraus eine Übersicht, die dem entwerfenden Ingenieur die Beurteilung der jeweiligen Verhältnisse wesentlich erleichtert.

So mögen auch die nachstehend beschriebenen Untersuchungen in dreifacher Weise von Wert sein, einmal, weil

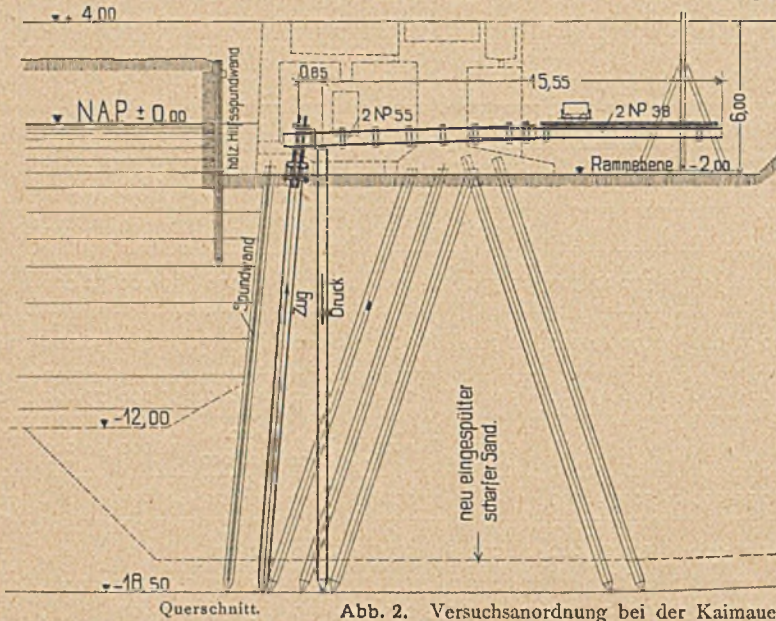
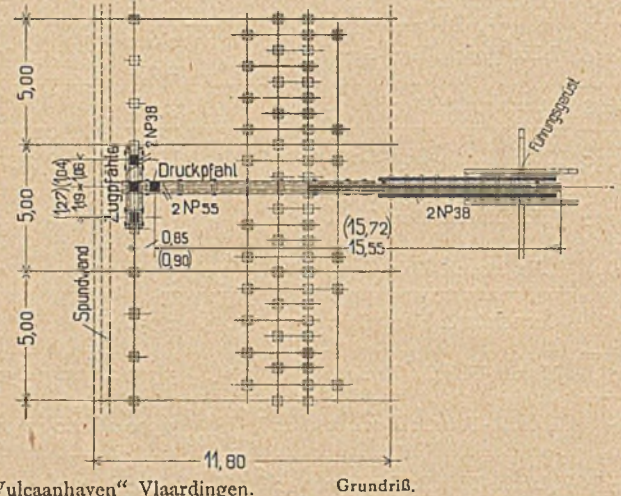


Abb. 2. Versuchsanordnung bei der Kaimauer im „Vulcaanhaven“ Vlaardingen.



Grundriß.

dann auch nur bei nicht zu großen Pfahlabmessungen, kann man unmittelbar den Widerstand von Pfahlböcken gegen Umwerfen erproben, wie es z. B. bei den Versuchen möglich war, die 1922 in Hamburg vorgenommen wurden¹⁾. Bei den nach-

stehend beschriebenen Bauten war es dagegen vollkommen ausgeschlossen, die ganz ungewöhnlichen Horizontalkräfte, die zu einem derartigen Versuche erforderlich gewesen wären, zu erzeugen, da keinerlei Möglichkeit bestand, Winden hinreichend stark zu verankern oder entsprechende Widerlager für Druckwasserpressen zu finden. Man mußte sich auch hier mit Rücksicht auf die besonders großen Kräfte, die gebraucht wurden, darauf beschränken, Druck- und Zugversuche vorzunehmen, um die Annahmen, die dem Entwurfe der Bauwerke zugrunde lagen, auf ihre Richtigkeit nachzuprüfen. Bekanntlich ist die Be-

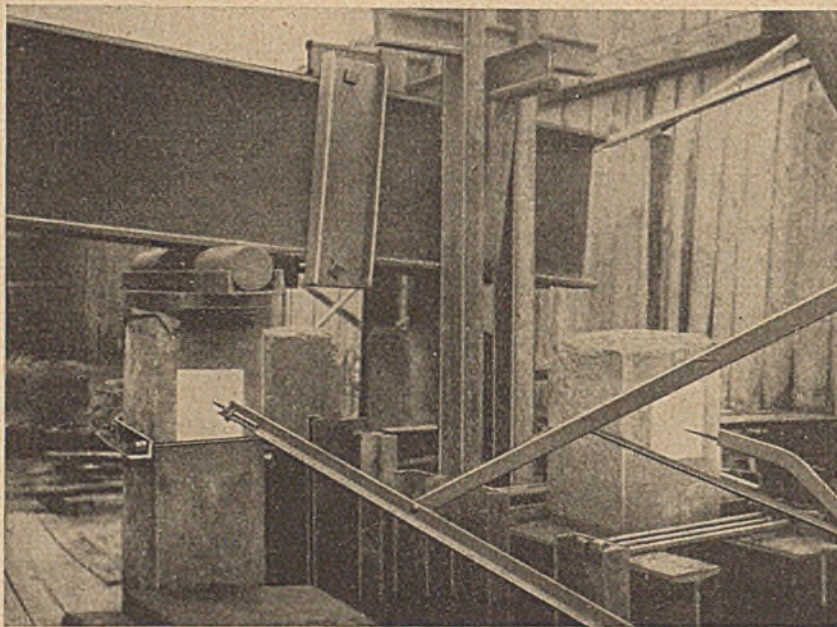


Abb. 3. Versuchsanordnung bei der Kaimauer im „Vulcaanhaven“ Vlaardingen.

schaffung von so großen Gewichtsmengen, wie sie bei umfangreichen Pfahlbelastungen gebraucht werden, eine sehr umständliche und kostspielige Sache. Auch das Aufbringen und Abtragen der Lasten ist eine zeitraubende Angelegenheit, was besonders ins Gewicht fällt, wenn man mehrfache Be- und Entlastungen vornehmen will, um das Maß der elastischen und der bleibenden Senkungen und

¹⁾ Siehe Prof. Dr.-Ing. Möller: „Der Widerstand von Pfahlböcken“, „Bauingenieur“ 1923, Heft 5.

schließlich, weil sie uns einen Anhalt für die Ausbildung der für derartige Versuche verwendbaren Hilfsmittel bieten.

Weiter unten soll eine Vorrichtung beschrieben werden, die bei geringen Anschaffungskosten es ermöglicht, in einfachster Weise große Kraftwirkungen auszulösen, deren Größe in kürzester Zeit beliebig geändert werden kann.

I. Die Versuche an der Kaimauer des „Vulcaanhaven“ in Vlaardingen.

In den Jahren 1922 bis 1923 wurde bei Vlaardingen an der unteren Maas in der Nähe von Rotterdam eine 510 m lange

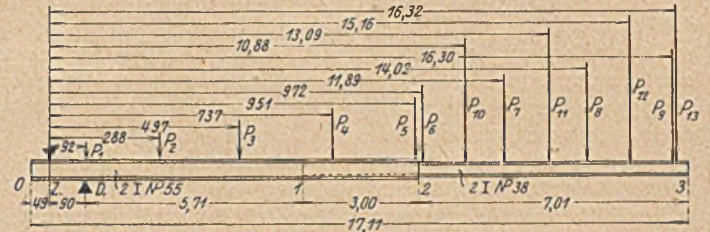
Ufermauer für den Erzumschlag der „N. V. Vulcaan Handel- en Transport Mij., Rotterdam“, erbaut. Auf der Ufermauer selbst läuft das vordere Joch einer 115 m weit gespannten fahrbaren Kranbrücke (mit einer Gesamtlänge von 200 m über die Ausleger gemessen), deren Krane das Erz mit Greifern aus den Seeschiffen entladen und auf den Erzlagerplatz stürzen. Da eine Stapelung des Erzes bis zu einer Bodenbelastung von 30 t/qm vorgesehen war, werden natürlich große Seitendrücke auf die Ufermauer ausgelöst, zu deren sicherer Aufnahme

schwere Pfahlroste aus Eisenbetonpfählen geschlagen wurden. Die Bodenverhältnisse waren im vorliegenden Falle schlecht und ungleichmäßig, es handelte sich meist um weichen Kleiboden und torfhaltige Schichten — so daß man sich entschloß, den gesamten schlechten Boden bis zu einer Tiefe von etwa — 17,50 m unter N.A.P. (neuer Amsterdamer Pegel), wo fester Sandboden angetroffen wurde, auszubaggern und durch eine Grobsandschüttung zu ersetzen. Erst nach dieser Bodenverbesserung wurde mit der Pfahlrammung begonnen, wobei die Pfähle im allgemeinen noch 1 m in den festgelagerten Sandboden bis — 18,50 m getrieben wurden. Die Ausbildung des Kaimauerquerschnittes ist im wesentlichen aus Abb. 1 zu ersehen.

Der Aufbau besteht aus einem schweren bewehrten Betonträger von 5,20 m Höhe, der zur Unterstützung der in einem Schotterbett verlegten Gleise des vorderen Kranjoches dient. Die Verbindung desselben mit der vorderen Abschluß-

besteht im wesentlichen aus je zwei I-Trägern NP 55 und NP 38, die durch C-Eisenlaschen und Bolzen zusammgehalten werden. Diese Einzelteile lassen sich leicht beschaffen, soweit sie auf der Baustelle nicht an sich schon vorhanden sind und können auch jederzeit wieder

Belastungsschema.



wand wird durch Querrippen hergestellt. Vor dem Gleis, das den Verladekran trägt, ist noch ein weiteres Verladegleis angeordnet, auf dem auch ein Erzbrecherverfahren werden kann. Der Unterbau besteht im vorderen Teile aus einer Eisenbetonspundwand und einer Reihe Eisenbetonpfählen, die mit einer Neigung 10:1 geschlagen wurden, während im hinteren Teile zur Unterstützung des Kranträgers und zur Aufnahme der Seitenkräfte Pfahlböcke angeordnet sind, die aus drei Druckpfählen und zwei Zuggpfählen mit einer Neigung 3:1 bestehen. Die Pfähle besitzen eine mittlere Länge von rd. 18 m, einen Querschnitt 36 x 36 cm und eine Längsbewehrung von 4 Ø 30 + 4 Ø 16 mm. Sie wurden durch die eine Sandschüttung hindurch unter dauerndem Spülen niedergebracht. Nach Fertigstellung der Mauer wurde vor derselben die Hafensohle zunächst bis auf — 9,00 m ausgebaut. Sie soll jedoch demnächst bis zur vollen geplanten Tiefe von — 12,00 m vertieft werden. In der statischen Untersuchung der Mauer war bei den ungünstigsten Belastungsfällen mit einem größten zulässigen Pfahldruck von rd 42,0 t und einem größten Pfahlzug von rd 12,5 t gerechnet worden. Da die Betriebssicherheit der gesamten Verladeanlage auch von der Standfähigkeit der Mauer abhängt, so wurden zum Nachweis, daß die erforderlichen Sicherheiten auch wirklich vorhanden sind, eingehende Probebelastungen an verschiedenen Stellen der Mauer angestellt. Hierbei wurde gefordert, daß sich bei doppelter Belastung (also bei 84 t Druck und 25 t Zug) keine bleibenden Senkungen oder Hebungen zeigen sollten. Wenn möglich, sollte die Belastungsprobe bis zum Bruch bzw. bis zum Absinken der Pfähle fortgesetzt werden.

Die Versuche wurden mit einer Hebelvorrichtung durchgeführt, die eine leichte und sichere Versuchsdurchführung gestattet. Sie

Last Nr.	Lastenberechnung	Gewicht kg	Abstand von Z m	Moment bezogen auf Z mkg
G ₁ 0 bis 1	2 NP 55 je 7,10 m lg: 2 · 7,10 · 167,21 =	2374	3,06	7264
G ₂ 1 bis 2	2 NP 55 je 3,00 m lg 2 NP 38 je 3,00 m lg: 2 · 3,00 (167,21 + 84,00) =	1507	8,11	12303
G ₃ 2 bis 3	2 NP 38 je 7,01 m lg: 2 · 7,01 · 84,00 = 1177 Schienengewicht von 2 bis 3 (gewogen) = 222 <u>1399</u>	1400	13,11 ⁵	18361
P ₁	Knotenbleche und Laschen 2 I-Eisen NP 20 je 0,71 m lg: 2 · 0,71 · 25,28 = 35,90 2 Bolzen Ø 25 m/m je 0,60 m lg: 2 · 0,60 · 3,853 = 4,62 Füllhölzer, Muttern <u>3,48</u> 44,00 =	44	0,92	40
P ₂	wie P ₁	44	2,88	127
P ₃	wie P ₁	44	4,97	219
P ₄	Lasten wie bei P ₁ 44,00 2 Eisenplatten: 2 · 0,67 · 0,30 · 0,04 · 7850 = 126,23 <u>170,23</u> =	170	7,37	1253
P ₅	Lasten wie bei P ₁ 44,00 2 Eisenplatten: 2 · 0,10 · 0,30 · 0,045 · 7850 = 21,00 <u>65,00</u> =	65	9,51	618
P ₆	2 I-Eisen 2 NP 20 je 0,60 m lg: 2 · 0,60 · 25,28 = 30,34 2 Bolzen Ø 25 mm je 0,42 m lg: 2 · 0,42 · 3,853 = 3,24 Füllhölzer, Muttern <u>3,42</u> 37,00	37	9,72	360
P ₇	wie P ₆	37	11,89	440
P ₈	wie P ₆	37	14,02	519
P ₉	wie P ₆	37	16,30	603
P ₁₀	Knotenlast aus Querswellen (gewogen)	7	10,88	76
P ₁₁	wie P ₁₀	7	13,09	92
P ₁₂	wie P ₁₀	7	15,16	106
P ₁₃	Endknotenblech zur Führung des Hebels (gewogen)	105	16,32	1714
		Σ P = 5922	M = 44095	

verwendet werden. Die Träger werden, wie in Abb. 2 dargestellt ist, mit einer aus vier Pfählen bestehenden Pfahlgruppe derart in Verbindung gebracht, daß durch die Hebelwirkung drei Pfähle gezogen und ein Pfahl gedrückt wird. Hierbei war besonders Wert darauf gelegt, daß die Kräfte durch Rollen und Druckplatten zentrisch in die Pfähle geleitet werden, um zuverlässige Ergebnisse zu erzielen. Das Eigengewicht der Träger, die den Hebel bilden, ist schon so groß, daß es verhältnismäßig nur geringer Lasten bedarf, um die größten erforderlichen Kraftwirkungen, etwa bis zu 120 t Druck bzw. Zug, zu erzielen. Als bewegliche Last wurde ein genau ausgewogener Wagen benutzt, der je nach Bedarf mit Eisenlaschen oder Sand beschwert und leicht auf einem Schmalspurgleis, das auf dem Hebel verlegt war, vorwärts und rückwärts bewegt werden konnte. Am freien Ende des Hebels wurde ein einfaches hölzernes Führungsgerüst aufgestellt, um ein seitliches Kippen oder Ausbiegen der Träger zu verhindern. An den Pfahlköpfen wurden auf weißem Grunde Marken zur Messung der Hebungen und Senkungen angebracht. Die Ablesungen erfolgten zum Teil mit Nivellierinstrumenten, zum Teil mit Hilfe von einfachen Nadelzeigern, die mit Winkeleisen an Eisenbetonpfählen in etwa 4 m Entfernung von den Versuchspfählen, also außerhalb des Störungsbereiches, befestigt waren. Man muß natürlich im Auge behalten, daß bei dieser Versuchsanordnung immer nur vier Pfähle innerhalb einer großen Pfahlgruppe belastet werden und daß sich die Versuchspfähle, die auf Druck und Zug beansprucht sind, auch gegenseitig beeinflussen.

Die Versuchsanordnung ist in der Abb. 3 und 4 dargestellt, wobei bemerkt sei, daß für den Druckpfahl ein be-

sonderer lotrechter Hilfspfahl geschlagen wurde, da sich die Probelastung an den Schrägpfählen nicht durchführen ließ. Die Berechnung der Eigengewichte und der hieraus sich ergebenden Auflagerdrücke zeigt die vorstehende Zusammenstellung.

Aus der Zusammenstellung ergibt sich die Belastung des Druckpfahles aus der Hebelkonstruktion zu:

$$D_0 = \frac{M}{a} = \frac{44095}{0,90} = 48944 \text{ kg} \approx 49,000 \text{ t}$$

Für die Belastung der Zugpfahlgruppe erhält man:

$$Z_1 = D_0 - \Sigma P = 48994 - 5922 = 43072 \text{ kg.}$$

Die Zugpfahlgruppe wird aber noch mit einem Teil der Eisenkonstruktion belastet, dessen Gewicht zu: $= Z_2 = -900 \text{ kg}$ ermittelt wurde. Demnach beträgt die gesamte Zugkraft der Zugpfahlgruppe aus der Hebelkonstruktion:

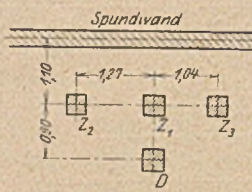
$$Z_0 = Z_1 + Z_2 = 43072 - 900 = 42172 \text{ kg} \approx 42,000 \text{ t.}$$

Die Versuchsergebnisse sind in den folgenden Tabellen zusammengestellt.

Wenn man das Ergebnis dieser drei Versuchsreihen zusammenfaßt, so kann man sagen, daß die Erwartungen hinsichtlich der Tragfähigkeit der Pfähle vollkommen erfüllt, zum Teil sogar erheblich übertroffen worden sind.

Der Widerstand der Druckpfähle konnte mit den vorhandenen Belastungsmitteln nirgends vollkommen überwunden werden. Bei den Versuchsreihen I und II sind selbst

Lage der Pfähle



I. Versuchsreihe, Vlaardingen.

Bezeichnung	Betont am	Geschlagen mit dauernder Spülung	Einsenkung nach je 30 Schlägen
Z ₁	6. 11. 22.	15. 1. 23.	24 cm
Z ₂	6. 11. 22.	15. 1. 23.	26 „
Z ₃	6. 11. 22.	16. 1. 23.	21 „
D	6. 11. 22.	17. 1. 23.	23 „

Nr.	Belastung		Verhalten		Bemerkungen
	des Druckpfahls t	der Zugpfähle t	des Druckpfahls Senkung insgesamt	der Zugpfähle Hebung insgesamt	
1	51,297	44,270	0,5 mm	0 mm	2. II. 1923. 11,45 V. Nach Entlastung hebt sich der Druckpfahl um das gleiche Maß.
2 a	62,530	54,503	1,0 mm	0 mm	2. II. 1923. 12,00 V. Nach Entlastung hebt sich der Druckpfahl um das gleiche Maß.
2 b	70,564	62,537	1,5 mm	0 mm	2. II. 1923. 12,10 N. Nach Entlastung hebt sich der Druckpfahl um das gleiche Maß.
3 a	73,764	64,737	2,0 mm	0 mm	2. II. 1923. 12,20 N. Nach Entlastung hebt sich der Druckpfahl um das gleiche Maß.
3 b	88,464	79,437	2,5 mm	Z ₁ = 0,5 mm	2. II. 1923. 12,30 N. Nach Entlastung hebt sich der Druckpfahl um 2,0 mm, der Zugpfahl geht in Anfangsstellung zurück.
4	88,464	79,437	4,0 mm	nicht beobachtet	Unter dieser Last stehen die Pfähle vom 3. bis 5. II. 23. Die Senkung geht nach Entlastung, nachdem die Rammern in 15,0 m Abstand wieder arbeiten, ganz zurück.
5	124,264	113,237	um 1,50 h 5,0 mm Senkung, die bis 2 h gleichbleibt	nicht beobachtet	5. II. 23. 1,00 N. Um 2,25 h wird entlastet, der Druckpfahl hebt sich um 2,0 mm; bis 2,40 h ist der Druckpfahl in seine Anfangsstellung zurückgegangen.
6	124,264	113,237	nicht mehr beobachtet	nach 3 Minuten Belastung bildet sich 50 cm vom Kopf ein Riß, der sich allmählich verbreitert.	6. II. 23. 2,00 N. Die beiden seitlichen Zugpfähle werden gekappt, so daß nur noch der mittlere Zugpfahl und der Druckpfahl belastet werden.

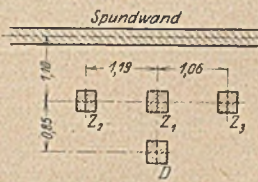
die Senkungen unter den Höchstlasten von 124,264 t bzw. 109,629 t vollkommen elastisch. Man kann dementsprechend auch annehmen, daß bei Versuchsreihe III die Senkung von 2,0 mm, die nach einer Belastung mit 116,846 t zurückblieb, gänzlich zurückgegangen wäre, wenn man den Pfahl noch länger beobachtet hätte. Aus den Versuchen ist ferner klar zu erkennen, daß die elastischen Senkungen bei den niederen

16 mm mit $f_c = 28,27 + 8,04 = 36,31 \text{ cm}^2$ bzw. mit $n \cdot f_c = 15 \cdot 36,31 = 545 \text{ cm}^2$ wäre im Mittel:

$$\sigma_{bz} = \frac{113\,237}{1296 + 545} = 61,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei dieser Spannung mußte der Beton natürlich reißen und

Lage der Pfähle.



II. Versuchsreihe, Vlaardingen.

Bezeichnung	Betoniert am	Geschlagen mit dauernder Spülung	Einsenkung nach je 30 Schlägen
Z ₁	6. 2. 23.	5. 4. 23.	60 cm
Z ₂	6. 2. 23.	5. 4. 23.	39 "
Z ₃	6. 2. 23.	5. 4. 23.	47 "
D	6. 2. 23.	6. 4. 23.	53 cm } nach je 30 41 " } Schlägen

Die Hebelvorrichtung war ganz ähnlich wie bei der ersten Versuchsreihe. Die Pfahlbelastungen infolge der Eigengewichte der Hebelkonstruktion wurden in gleicher Weise errechnet zu: $D_0 = 48,922 \text{ t}$; $Z_0 = 42,213 \text{ t}$.

Nr.	Belastung		Verhalten		Bemerkungen
	des Druckpfahls t	der Zugpfähle t	des Druckpfahls Senkung insgesamt	der Zugpfähle Hebung insgesamt	
1a	63,453	55,539	2,8 mm	Z ₁ = 0,8 mm	Die Versuche 1a bis 3b wurden am 27. 4. 23 von 10,0 bis 12,0 h V. vorgenommen.
1b	71,746	63,832	3,5 mm	Z ₁ = 1,0 mm	Nach Entlastung bleibt beim Druckpfahl eine Senkung von 0,5 mm zurück, während die Zugpfähle in die Anfangsstellung zurückgehen.
2a	75,512	66,598	4,0 mm	0,8 mm	—
2b	90,687	81,773	4,5 mm	—	Nach Entlastung bleibt beim Druckpfahl eine Senkung von 1,0 mm zurück, während der mittlere Zugpfahl in die Anstellung zurückgeht.
3a	87,571	77,657	5,3 mm	1,0 mm	—
3b	109,629	99,715	7,0 mm	Z ₁ = 1,5 mm	Nach Entlastung bleibt beim Druckpfahl eine Senkung von 2,5 mm zurück, während der mittlere Zugpfahl in die Anfangsstellung zurückgeht. Nunmehr bleiben die Pfähle bis zum 28. 4. 23, 12,55 h unbelastet. Bis dahin ist auch der Rest der Senkung des Druckpfahls vollkommen zurückgegangen.
4	87,571 109,629 109,629 109,629 0	77,657 99,715 99,715 99,715 0	4,0 mm 5,0 " 6,1 " 7,0 " 3,0 "	— — — — —	Zeiten: Belastungen wie bei 3 a u. 3 b. 28. 4. 23 12,55 h Es werden nur die Senkungen des Druckpfahls beobachtet. 28. 4. 23 1,00 „ Die Belastung bleibt vom 28. 4. bis 30. 4. 23 stehen. 28. 4. 23 1 16 „ 30. 4. 23 9,00 „ 30. 4. 23 9,15 „
5	87,571 109,629 0 109,629	77,657 99,715 0 99,715	5,0 mm	11,0 mm 14,0 „	am 1. 5. 23 Belastungen wie bei 3 a u. 3 b. 4,05 h Z ₂ und Z ₃ werden gekappt, so 4,20 „ daß nur noch Z ₁ belastet wird. 4,23 „ 95 cm unter dem Kopfende von Z ₁ entsteht ein Riß. 4,25 „ Entlastung. 4,45 „ Der Kopf oberhalb des Risses hebt 4,46 „ sich um weitere 4,0 mm.

Belastungsstufen ziemlich schnell zurückgehen, während der Ausgleich nach hohen Belastungen längere Zeit beansprucht. Dieser Ausgleich wurde unter Umständen erheblich beschleunigt, wenn man die Rammen, die in 15–25 m Entfernung vom Versuchsplatz standen, und die während der Versuchsdauer geruht hatten, wieder arbeiten ließ. Dies war besonders deutlich bei dem vierten Versuch der I. Reihe zu erkennen.

Der Widerstand des Zugpfahles konnte nur bei der III. Versuchsreihe erschöpft werden, da bei den Reihen I und II schon vor dem Eintreten gefährlicher Pfahlbewegungen der Kopf abriß. Bei Versuch 6 der I. Reihe bildete sich etwa 50 cm vom Kopfende ein deutlich sichtbarer Riß unter einer Belastung von 113,237 t. Bei einem Pfahlquerschnitt von $36 \cdot 36 = 1296 \text{ cm}^2$ mit einer Bewehrung von $4 \varnothing 30 \text{ mm} + 4 \varnothing$

alle Zugkräfte wurden auf die Eisen übertragen, die nunmehr mit:

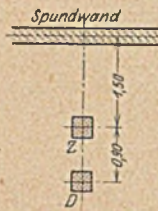
$$\sigma_e = \frac{113\,237}{36,31} = 3120 \text{ kg/cm}^2$$

beansprucht worden wären, wenn vorher nicht die Haftfestigkeit und der Gleitwiderstand der Eisen überwunden worden wären. Die Haftspannung hätte sich bei einer Einbindetiefe von rd 50 cm im Mittel ergeben zu:

$$\tau = \frac{113\,237}{4 \cdot (9,42 + 5,03) \cdot 50} = \frac{113\,237}{2890} = 39,2 \text{ kg/cm}^2$$

Das glatte Abziehen des Pfahlkopfes, wie es sich beim Versuche ergab, ist also ohne weiteres zu erklären; dabei ist zu beachten, daß die Eisen am oberen Ende keine Haken

Lage der Pfähle



III. Versuchsreihe, Vlaardingen.

Bezeichnung	betoniert am	geschlagen mit dauerndem Spülen am	Einsenkung nach je 30 Schlägen mit dauerndem Spülen	Tage in der Baugrube bis zum Versuch
Z	29. 3. 23.	16. 5. 23.	im Mittel je 32 cm	26 Tage
D	27. 3. 23.	16. 5. 23.		26 "

Die Hebelvorrichtung war ganz ähnlich wie bei der ersten Versuchsreihe. Die Pfahlbelastung infolge Eigengewicht der Hebelkonstruktion wurde in gleicher Weise errechnet zu: $D^0 = 48,821 \text{ t}$; $Z^0 = 41,755 \text{ t}$.

Nr.	Belastung		Verhalten		Bemerkungen
	des Druckpfahls t	des Zugpfahls t	des Druckpfahls Senkung insgesamt	des Zugpfahls Hebung insgesamt	
1	62,665	54,394	2,5 mm	1,8 mm	11. 6. 23 2,15 N.
2	70,364	62,093	2,5 mm	2,8 mm	11. 6. 23 2,25 N.
3	74,154	64,883	2,5 mm	3,8 mm	11. 6. 23 2,43 N.
4	88,242	78,971	3,0 mm	7,0 mm	11. 6. 23. 2,48 N. 2,52 N. wird entlastet. Bis 2,57 N. ist der Druckpfahl bis auf - 1,5 mm und der Zugpfahl bis auf + 4,0 mm zurückgegangen.
5	85,643	75,372	5,0 mm	6,5 mm	11. 6. 23 3,14 N.
6	106,119	95,848	5,5 mm	9,0 mm	11. 6. 23 3,18 N.
7	116,846	105,975	7,0 mm	25,0 mm	11. 6. 23. 3,41 N. Die Bewegungen gehen stetig vor sich, bis 3,56 N. ein Ruhezustand eintritt. Bei einer weiteren geringen Lasterhöhung hebt sich der Zugpfahl bis auf insgesamt 45,0 mm. 4,16 N. wird entlastet. 4,21 N. ist der Druckpfahl auf - 2,0 mm und der Zugpfahl auf + 31,0 mm zurückgegangen.

oder Abbiegungen hatten. Nimmt man an, daß die Zugpfähle 15,50 m tief im Boden stecken, so ergibt sich die Mantelfläche, die mit dem Boden in Berührung steht zu: $F = 4 \cdot 0,36 \cdot 15,50 = 22,32 \text{ qm}$. Die Höchstlast auf einen Zugpfahl ergab sich bei den drei Versuchsreihen im Mittel zu:

$$P = \frac{1}{3} (113,237 + 99,715 + 105,975) = 106,309 \text{ t.}$$

Damit erhält man einen mittleren Einheitswiderstand gegen Zug von $k = \frac{P}{F} = \frac{106,309}{22,32} \cong 4,77 \text{ t/m}^2 = 0,477 \text{ kg/cm}^2$

(vgl. hierzu die Angaben von Prof. Möller im Bauingenieur 1923, S. 139 f., für Holzpfähle in Sandboden mit etwas Ton gefunden: $k = 0,37 \text{ kg/cm}^2$). Nach der Dörrschen Berechnungsweise²⁾ hätte sich für den Widerstand der Zugpfähle mit den Annahmen:

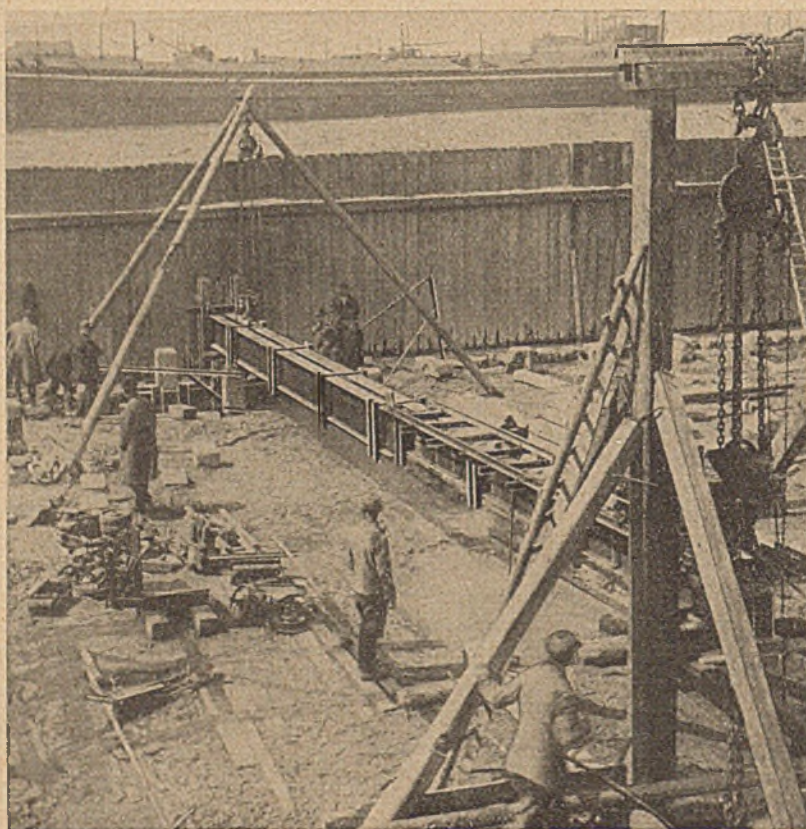


Abb. 4. Pfahlversuche bei der Kaimauer im „Vulcaanhaven“ Vlaardingen.

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,600 \text{ t/cbm} \\ \varphi &= 30^\circ \\ \epsilon_1 &= 1 + \text{tg}^2 \varphi = 1,334 \\ \rho &= 0,3 \\ u &= 4 \cdot 0,36 = 1,44 \text{ m} \\ l &= 15,50 \text{ m} \end{aligned}$$

ergeben:

$$\begin{aligned} Z &= \gamma \epsilon_1 \rho u \cdot \frac{1}{2} \cdot l^2 = 1,600 \\ &\times 1,334 \cdot 0,3 \cdot 1,44 \cdot \frac{1}{2} \\ &\times 15,50^2 = 111,0 \text{ t.} \end{aligned}$$

Die Versuche haben hier einwandfrei ergeben, daß man den Zugpfählen unbedenklich eine wesentlich höhere Belastung als die vorgesehenen 12,5 t pro Zugpfahl hätte zuweisen können, da der gemessene Widerstand etwa: $\frac{106,309}{12,500} \cong 8,5$ mal größer war. Bei der Beurteilung der Größe des in die Berechnung einzuführenden Nutzwiderstandes eines Zugpfahles ist jedoch zu be-

achten, daß die Aufgabe eines Zugpfahles bei Kaimauern darin besteht, die auftretenden Zugkräfte auf tiefere Bodenschichten zu übertragen, mindestens jedoch in solche, die

²⁾ Dr.-Ing. Dörr: Die Tragfähigkeit der Pfähle. Verlag Wilb. Ernst u. Sohn, Berlin.

unterhalb der Hauptgleitenebene³⁾ liegen. Man kann also mit Rücksicht auf die Standsicherheit eines Bauwerkes immer nur einen Teil des gesamten gemessenen Pfahlwiderstandes ausnutzen.

II. Die Versuche an der Kaimauer der Königl. Niederl. Hochofen und Stahlfabriken, Ymuiden (Holland).

Eine weitere Reihe von Pfahlbelastungen wurde beim Bau der Kaimauer für die Königl. Niederl. Hochofen und Stahlfabriken in Ymuiden vorgenommen. Hier handelte es

im hinteren Teil der Mauer je drei Schrägpfähle mit einer Neigung 3:1 geschlagen zur Aufnahme der wagerechten Seitendrücke. Eigentliche Zugpfähle waren hier also nicht vorgesehen. Eine Eisenbetonspundwand von 26 cm Stärke dient zum hinteren Abschluß des Bauwerkes. Die Hafensohle wurde nach Fertigstellung der Mauer bis - 9,0 m unter N.A.P. ausgebaggert, so daß der obere Teil der Pfähle frei steht, nachdem sich eine Böschung mit einem Neigungsverhältnis von etwa 1:2,5 unter der Mauer gebildet hat. Die längsten Pfähle im vorderen Teile sind bei dauerndem Spülen bis auf - 14,50 m geschlagen worden, haben also eine größte Länge von etwa 16-17 m. Nach rückwärts konnten die Pfahllängen entsprechend der Böschung vermindert werden. Die Pfähle hatten eine Längsbewehrung von je 4 Ø30 und je 4 Ø16 mm und eine 5 mm stark Flachspiralbewehrung erhalten. Der Beton war gemischt im Verhältnis 1 Teil Zement, 0,5 Teilen

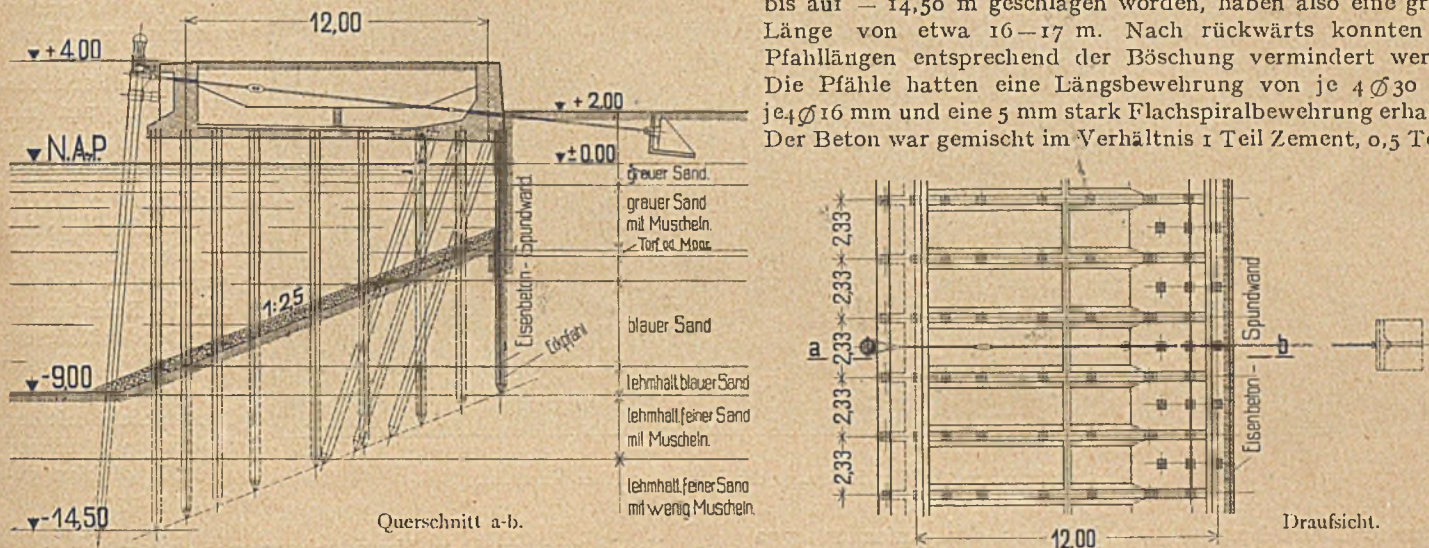


Abb. 5. Kaimauer des Hochofenwerkes Ymuiden.

sich um eine 315 m lange Ufermauer am Amsterdamer Seekanal für das in den Jahren 1921-1923 erbaute Hochofenwerk. In diesem Falle werden die ankommenden Erzschiffe mittels fahrbaren Kränen von 12 m Spurweite, deren Ausleger bis über die Schiffe hinausreichen, entweder in Talbotwagen oder unmittelbar in einen hinter der Ufermauer liegenden Erztrug entladen, von wo das Erz durch eine 60 m weit gespannte fahrbare Kranbrücke auf ein großes Vorratslager gestürzt werden kann. Soweit lagen also die Verhältnisse ganz ähnlich wie in Vlaardingen. Nur war hier der Untergrund wesentlich tragfähiger, so daß eine Bodenverbesserung nicht erforderlich war. Über die Bodenverhältnisse, wie sie fast auf der ganzen Mauerlänge angetroffen wurden, gibt der Schichtenplan in Abb. 5 Aufschluß.

Der Aufbau der Mauer besteht entsprechend der Spurweite des vorderen Portalkranes aus einem Eisenbetonkasten von 12 m Breite, auf dessen Vorder- und Hinterwand die Kranschiene längs laufen; Querrippen in je 2,33 m Abstand dienen zur Aussteifung des Kastens und zur Lastübertragung auf die aus je acht senkrechten Eisenbetonpfählen mit 36 x 36 cm Querschnitt bestehenden Pfahlreihen. Zwischen diesen sind

Traub, 1,5 Teilen Sand, 2,5 Teilen Kies. Die statische Berechnung ergab im ungünstigsten Belastungsfalle eine größte Druckkraft von 35 t für den Pfahl, wobei vorausgesetzt wurde, daß durch Probelastungen der Nachweis einer zweifachen Sicherheit erbracht würde, d. h. die Pfähle sollten bei doppelter Nutzlast keine bleibenden Senkungen zeigen.

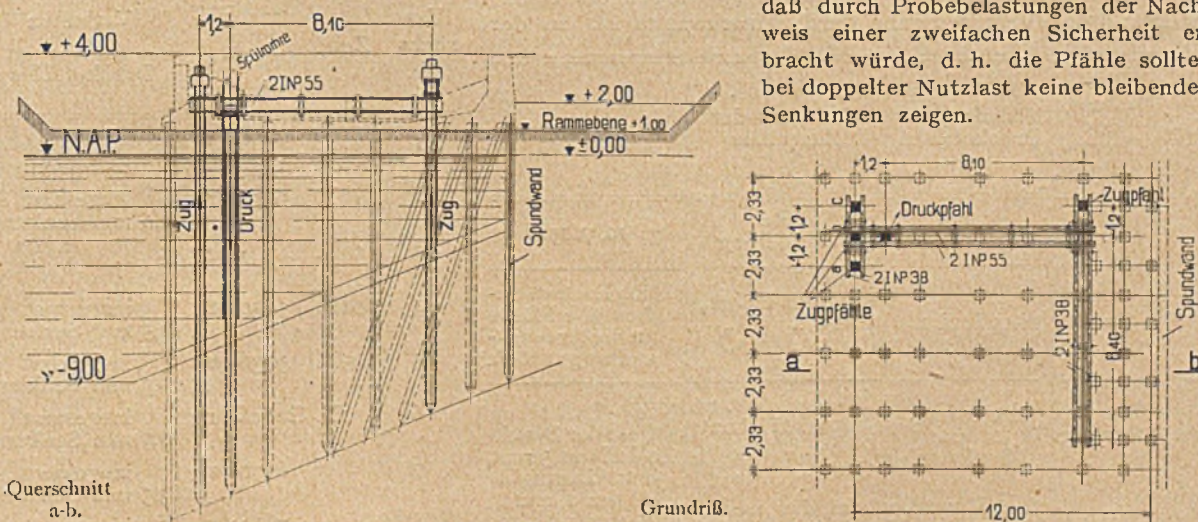


Abb. 6. 1. Versuchsordnung bei der Kaimauer des Hochofenwerkes Ymuiden.

Der Aufbau der Mauer besteht entsprechend der Spurweite des vorderen Portalkranes aus einem Eisenbetonkasten von 12 m Breite, auf dessen Vorder- und Hinterwand die Kranschiene längs laufen; Querrippen in je 2,33 m Abstand dienen zur Aussteifung des Kastens und zur Lastübertragung auf die aus je acht senkrechten Eisenbetonpfählen mit 36 x 36 cm Querschnitt bestehenden Pfahlreihen. Zwischen diesen sind

³⁾ Siehe auch Prof. Dr.-Ing. M. Möller, Erddrucktabellen, § 17 der 2. Lfg. 1922. Verlag S. Hirzel, Leipzig.

In Ymuiden wurden zwei Versuchsreihen durchgeführt, und zwar die erste mit einem doppelten Hebelsystem, bei dem zwei Hebel mit einem Übersetzungsverhältnis 1:10, ähnlich dem oben beschriebenen, im rechten Winkel zueinander angeordnet waren, so daß sich das gesamte Übersetzungsverhältnis zu 1:100 ergab (siehe Abb. 6). Diese Vorrichtung hatte jedoch den Nachteil, daß der Ausschlag am Ende des zweiten Hebels bald zu groß wurde und dieser den Boden berührte; infolgedessen wurde bei der zweiten Versuchsreihe die einfache Hebelvorrichtung benutzt, wie sie schon oben bei den Vlaardingerversuchen beschrieben wurde. Die Versuchseinrichtung mit zwei Hebeln ist nach Anbringung von einigen Verbesserungen besonders dann zu empfehlen, wenn die örtlichen Ver-

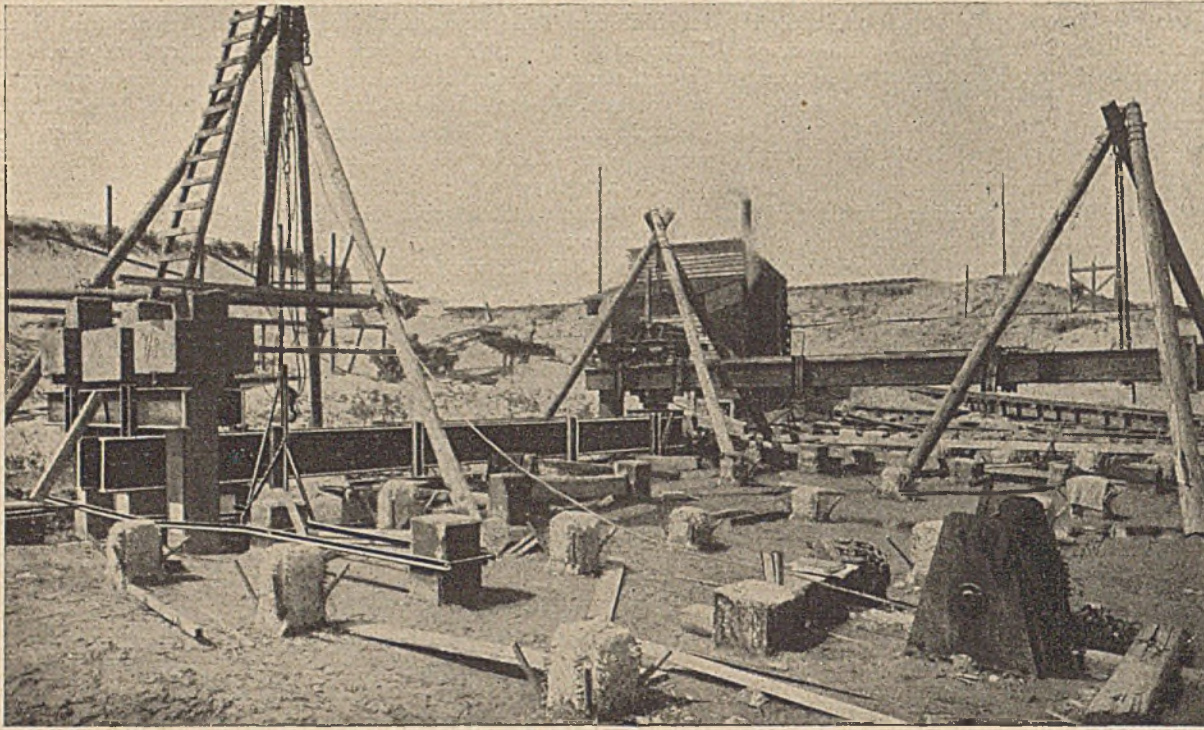


Abb. 7. I. Versuchsanordnung bei der Kaimauer des Hochofenwerkes Ymuiden.

hältnisse derart beengt sind, daß man den einfachen etwa 17 m langen Hebel nicht aufstellen kann. — Ferner war bei diesen Versuchen darauf zu achten, daß die Pfähle unter Verhältnissen geprüft werden sollten, die dem Zustand im fertigen Bauwerk möglichst genau entsprechen, d. h. sie sollten bis zu einer Tiefe von etwa — 7,50 m freistehen. Da die Hafensohle erst später ausgebaggert wurde, so wurden die Pfähle während der Versuchsdauer durch Druckwasser bis zu der

Versuchs-Nr.	Belastung des Druckpfahles	Verhalten des Druckpfahles	Verhalten der Zugpfähle	Bemerkungen
1	36,823 t	keine Veränderung	keine Veränderung	Am 12. 7. 1921.
2	55,060 t	2 mm Senkung	A) 1,0 mm Hebung B) 0,5 " " C) 0,5 " "	Nach Entlast. gehen alle Pfähle in die Anfangsstellung zurück.
3	101,350 t	insgesamt: 20 mm Senkung	insgesamt: A) 5 mm Hebung B) 9 " " C) 8 " "	Nach Entlastung geht der Druckpfahl um 5 mm, der Zugpfahl A) um 1 mm B) " 3 " " C) " 1 " " zurück.
4	74,780 t	keine Veränderung	A) keine Veränderung B) 1,5 mm Hebung C) keine Veränderung	Die Belastung bleibt 14 Stunden auf den Pfählen. Es zeigt sich dann: 5 mm Senkung

Tiefe von — 7,50 m freigespült, nachdem es bei der ersten Versuchsreihe mißglückt war, durch über die Pfähle gestülpte Zementrohre dieselben bis zu der geforderten Tiefe freizuhalten. Die Ergebnisse sind im folgenden zusammengestellt:

I. Versuchsreihe: (Ymuiden) am 12. und 13. Juli 1921.

Zur Prüfung wurde die in Abb. 7 dargestellte doppelte Hebelvorrichtung benutzt; es wurden nur die Belastungen der Druckpfähle ermittelt, da bei der Konstruktion der Mauer nicht mit der statischen Wirkung von Zugpfählen gerechnet war.

II. Versuchsreihe: (Ymuiden) am 27. September 1921.

Zur Prüfung wurde ein einfacher Hebel benutzt, wie er schon oben bei den Vlaardinger Versuchen beschrieben ist. Es wurden wiederum nur die Belastungen des Druckpfahles ermittelt.

Versuchs-Nr.	Zeit	Belastung des Druckpfahles	Verhalten des Druckpfahles	Verhalten der Zugpfähle	Bemerkungen
1	2.30 N.	35,000 t	keine Veränderung	keine Veränderung	Der Druckpfahl geht in Anfangsstellung zurück.
2	2.45 N.	50,500 t	insgesamt 2,0 mm Senkung	"	
3	3.00 N.	Entlastung			
4	3.02 N.	50,500 t	insgesamt 2,5 mm Senkung	"	
5	3.05 N.	59,300 t	insgesamt 3,5 mm Senkung	"	
6	3.10 N.	Entlastung	insgesamt 0,5 mm Senkung	"	
7		68,700 t	insgesamt 3,5 mm Senkung	1,0 mm Hebung	
8		78,800 t	insgesamt 4,5 mm Senkung	1,0 mm Hebung	

Eine beabsichtigte Entlastung mißglückte wegen Reißens einer Kette.

Diese beiden Versuchsreihen lassen wieder deutlich das elastische Verhalten des Untergrundes bei Pfahlbelastungen bis zu 55,060 t bzw. 50,500 t erkennen. Auch nach der Aufbringung von 74,780 t bzw. 78,800 t blieben die Senkungen in engen Grenzen. Erst unter der Last von 101,350 t, also unter etwa dreifacher Nutzlast, trat eine Senkung von 20 mm ein, die für das fertige Bauwerk unzulässig erschien. Leider war es hier aus Zeitmangel nicht möglich, die Versuche mit mehr Ausführlichkeit, wie in Vlaardingen anzustellen, da der Bau mit größter Beschleunigung weitergeführt werden mußte.

DER XIII. INTERNATIONALE SCHIFFFAHRTSKONGRESS.

Von Oberbaurat a. D. Cassinone, Karlsruhe.

Nach elfjähriger Unterbrechung, veranlaßt durch den Weltkrieg, hat der zwischenvölkliche Schifffahrtkongreß vom 2. bis 7. Juli 1923 in London getagt. Da die ständige Kommission für den Kongreß in Brüssel die Zentralmächte und deren Verbündete von der Teilnahme ausgeschlossen und ihre Wiederaufnahme erst nach Zulassung in den Völkerbund für zulässig erklärt hat, so haben wir in Deutschland nur insoweit Veranlassung, uns mit den Verhandlungen zu befassen, als sie uns Aufschluß über die behandelten Fragen geben. Zu den Verhandlungen, welche unter dem Vorsitz des Lord Desborough, Präsident des Themse Conservancy Board, in den Räumen des Gebäudes der englischen Zivilingenieure stattfanden, hatten sich die Vertreter von 26 Staaten, ca. 400 Teilnehmer eingefunden.

In der ersten Abteilung für Binnenschifffahrt wurden unter der Leitung des Kongreßvorsitzenden folgende Fragen behandelt:

1. Frage. Nutzbarmachung der Schifffahrtstraßen für die Erzeugung von Wasserkraften. Folgerungen und Anwendungen.

Auf Grund der 6, von den Vereinigten Staaten aus Nordamerika, Frankreich, England, Italien, Schweden und der Tschechoslowakei erstatteten Berichte wurden die Schlußsätze gezogen:

1. Der Mangel und die ständige Verteuerung der Erzeugungskosten der Brennstoffe, nötigen zur Ausnutzung der Wasserkraft, wo immer solche gewonnen werden können.

2. Wenn auch der Kongreß sich vorwiegend mit der Schifffahrt befaßt, bezeichnet er die gemeinsame Nutzbarmachung für Schifffahrt und Kraftgewinnung für erwünscht sofern die Möglichkeit dafür vorhanden ist.

3. Allgemeine Weisungen können nicht gegeben werden. In jedem Einzelfalle ist den bestehenden Rechten, dem Hochwasserschutz, der Be- und Entwässerung, dem Allgemeingebrauch und der Fischerei Rechnung zu tragen.

4. Aus diesem Grunde sollte die Ausnutzung der Wasserkraft eines Landes einer einheitlichen Verwaltung unterstellt werden, welcher die zweckmäßigste Verteilung dieser Kräfte im Allgemeininteresse obliegt.

5. Technische Versuche, welche zur Lösung der von dieser Verwaltung zu behandelnden Fragen beitragen können, sind vorzunehmen, besonders an Kanälen mit Ausmaßen für die neueren Schiffsgefäße.

2. Frage. Anordnungen und Vorkehrungsmaßnahmen für Schleusen, Schiffshebewerke, schiefe Ebenen und andere Einrichtungen zur Überwindung des Höhenunterschiedes zur Erleichterung deren Benutzung.

Auf Grund der Beratung der eingekommenen Berichte aus Belgien, den Vereinigten Staaten von Nordamerika, Frankreich, England, Holland, Italien, Schweden und der Tschechoslowakei wurde beschlossen:

Die Anordnungen und Maßnahmen bei den verschiedenen Anordnungen hängen, besonders in Bezug auf die angewendeten Einrichtungen, von soviel Umständen, wie der Verkehrswichtigkeit, Schiffform, den zu überwindenden Höhenunterschied u. dgl. ab, daß allgemein gültige Vorschläge für alle Fälle nicht gemacht werden können. Immerhin sind die nachstehend aufgeführten Mittel zur Erleichterung und Beschleunigung der Durchfahrt allgemein als anwendbar zu bezeichnen.

1. Eine vernünftige Anordnung des Bauwerks im Fahrwasser des Schiffsweges.

2. Vor jedem Schleusenhaupt eine hinreichend bemessene Liegestelle mit Leitwerken zur Aufnahme der Schiffe einer Schleusung.

3. Genügende Tauchtiefe über dem Schleusendrempel für die Schiffe bei der Einfahrt und hinreichender Spielraum in der Nutzlänge der Schleuse für den aufzunehmenden Schiffszug.

4. Die Anwendung bequemer Zughilfsmittel. Diese wesentliche Frage ist bis jetzt allgemein befriedigend noch nicht gelöst und muß besonders für Schleusen von großer Hubhöhe durch Versuche und Studien geklärt werden.

5. Verwendung maschineller Einrichtungen zur Bedienung der beweglichen Teile nach der Bedeutung des Verkehrs.

6. Entsprechend der Benutzung des Wasserweges eine ausgiebige Beleuchtung der Durchlaßwerke und deren Umgebung für einen sicheren und beschleunigten Nachtverkehr.

Selbstverständlich müssen die Schleusen mit Einrichtungen für eine tunlichst rasche Füllung und Entleerung versehen sein ohne schädliche Strömungen für die durchschleusenden oder die Schleusung erwartenden Schiffe.

Außerdem wurden in dieser Abteilung 2 Mitteilungen eingereicht und zwar:

1. Einfluß des Oberflächenwassers und der Grundwasserströme auf den Wasserstand der Flüsse. Bei gemeinsamen Kanälen Bestimmung des Wasserbedarfs für die Schifffahrt und Bewässerung, Abgabe an den Grundwasserstrom. 5 Berichte aus den Vereinigten Staaten von Nordamerika, Frankreich, England, Schweden und der Tschechoslowakei behandeln diesen Gegenstand, bezüglich dessen Weiterverfolgung der Kongreß vorschlägt, bei der hervorragenden Wichtigkeit einer genauen Kenntnis der Wasserwirtschaft des Oberflächen- und Grundwassers für die Schifffahrt auf Flüssen und Kanälen der Wasserkraftgewinnung, der Landwirtschaft und der sonstigen Gebrauchs,

1. eine zwischenvölkliche Vereinigung zu diesem Zweck zu gründen, welche

- a) die bereits vorhandenen Ergebnisse sammelt,
- b) die besten Anweisungsarten zur Gewinnung zuverlässiger Unterlagen zu einheitlicher Durchführung der Untersuchungen vorzuschlagen hat,
- c) die gewonnenen Ergebnisse bearbeitet.

2. Baldmöglichst die in den verschiedenen Ländern über diesen Gegenstand bereits erschienenen Veröffentlichungen dieser zwischenvölklichen Vereinigung zur Benutzung bei ihren Arbeiten zugänglich zu machen.

Die zweite Mitteilung, für welche 6 Einzelberichte von den Vereinigten Staaten von Nordamerika, Frankreich, Italien, Holland, Schweden und der Tschechoslowakei einkamen, befaßt sich mit der Aufstellung einer einheitlichen Statistik für die Binnenschifffahrt zum unmittelbaren Vergleich der Nutzungsergebnisse der Wasserstraßen der einzelnen Länder durch ein zwischenvölkliches statistisches Amt, wie wiederholt auf früheren Kongressen schon angeregt worden ist.

In der zweiten Abteilung für Seeschifffahrt, leitete die Verhandlung Sir E. Glover, welcher in seiner Ansprache auf die hervorragende Bedeutung dieses Schifffahrtzweiges für das wirtschaftliche Leben Englands hinwies. Namentlich spielt die Einfuhr von Nahrungsmitteln eine ausschlaggebende Rolle für die Ernährung der 45 Mill. Einwohner der beiden Inseln, für welche die heimischen Erzeugnisse an Brotfrucht

nur für 13 Wochen und an Fleisch für 32 Wochen ausreichen. Von den benötigten 5 Millionen t Getreide müssen 4 Millionen t durch Einfuhr beschafft, und Nahrungsmittel wie Getreide, Mehl, Fleisch, Zucker, Fett, Eier usw. 13 Millionen t von Übersee bezogen werden. Der Bedarf an einzuführenden Rohstoffen für die Verarbeitung der Industrie, Metalle, Baumwolle, Wolle, Kautschuk, Öl, Petroleum usw. beläuft sich auf 10 Millionen t. Demgegenüber steht eine Ausfuhr an Kohlen von 64 Millionen t im Jahre 1922, abgesehen von 18 Millionen t, welche als Ballast verschifft wurden. Diese Verhältnisse weisen mit zwingender Notwendigkeit auf eine Verbesserung der Schiffahrtstraßen und dem Ausbau der Hafenanlagen und der Vervollkommnung ihrer Lös- und Ladevorrichtungen, zur Verbilligung der Frachten hin.

Bei der Frage 1. Verkehrsmaßnahmen bei der Anlage neuer Einrichtungen in den Seehäfen mit Rücksicht der künftigen Abmessungen der Seeschiffe

u. 2. Annäherungseinrichtungen für Schiffe mit größerem Tiefgang in den Meeren mit Ebbe und Flut, wurden die 8, bzw. 5 Berichte von Belgien, Dänemark, den Vereinigten Staaten von Nordamerika, Frankreich, England, Italien, Holland, Schweden gemeinsam beraten und folgende Leitsätze aufgestellt:

1. Die Anlage und die Wassertiefe in den bedeutenden Welthäfen setzen der Vergrößerung der Ausmaße der künftigen Seeschiffe eine Grenze, wenn auch hier die Neigung besteht, aus wirtschaftlichen Gründen zur Verbilligung der Frachtkosten den Tiefgang auf 30 engl. Fuß (9,15 m) und mehr zu steigern.

2. Mit einer Zunahme der Schiffe mit einer mittleren Ladefähigkeit von 5000 bis 8000 t und Steigerung der Ladung wird zu rechnen sein, dagegen werden in naher Zukunft die größeren Seeschiffe die bereits vor dem Kriege übliche Ladefähigkeit voraussichtlich nicht vergrößern.

3. Bei den Voruntersuchungen für die Anpassung der Hafeneinrichtungen für die Schiffe mit größerem Tiefgang ist zu berücksichtigen, daß einerseits eine Verbilligung der Frachtkosten dabei eintritt, andererseits aber auch der Aufwand für die Ausbaukosten der von solchen Schiffen besuchten Häfen für die Vertiefung des Fahrwassers, die Schaffung der erforderlichen Tauchtiefe bei den Schleusen, die Anpassung der Ausbesserungseinrichtungen in richtigem Verhältnis stehen muß. Im allgemeinen kann für eine annähernde erste Kostenaufstellung nach ausgeführten Anlagen angenommen werden, daß diese Kosten nach dem Kubikinhalt der Vertiefung wachsen werden.

4. Eine rasche und bequeme Umschlagsmöglichkeit an einem Hafen ist ebenso wichtig, wie die Anlage von Kaimauern am Fahrwasser, weil der Aufwand für die Aufstapelung der Waren in den weiten Lagerhallen und auf den ausgedehnten Lagerplätzen für das Löschen und Laden der großen Schiffe und rasche Ab- und Anfuhr einen wesentlichen Teil der Unkosten ausmacht.

5. Bei einem Innenhafen in größerer Entfernung vom Meer ist ein Nothafen für die großen Dampfer als Vorhafen erforderlich, der in der gleichen Richtung des Haupthafens angelegt wird.

6. Die künftigen und in der letzten Zeit erstellten Neuanlagen sollen gegebenenfalls auf 40 engl. Fuß (12,20 m) für die Überseedampfer ausgetieft werden können. Da aber die übliche bisherige Ladetiefe geringer ist und die Schiffe mit einem mittleren Tiefgang für die Verkehrsbewältigung die Mehrzahl bilden, so wird man für die Schiffe mit größerem Tiefgang entsprechend höhere Hafengebühren festsetzen.

7. Eine größere Tiefe als 35 engl. Fuß (10,60 m) bei Niedrigwasser läßt sich vorerst bis auf weiteres nicht rechtfertigen und ein Hafen mit einer Tiefe von 30 engl. Fuß (9,15 m) ist als ein solcher ersten Ranges anzusehen.

Im übrigen sollte diese Frage nochmals auf einem künftigen Kongreß behandelt werden, nachdem in jedem Lande inzwischen nochmals genaue Erhebungen angestellt und unter Zuzug der Schiffbauunternehmen, der Reeder, der Vertreter des Handels, der Ingenieurvorstände der Häfen und der Eisenbahnverwaltung dieser Gegenstand beraten worden ist, da die bisher fehlende Zusammenarbeit die zweckmäßige Entwicklung der Häfen und des Schiffbaues verhinderte. Auf Grund dieser Gesamtergebnisse wären dann im Hinblick auf Wirtschaftlichkeit die Abmessungen für die Schiffsgefäße und die Hafenanlagen zu bestimmen.

3. Frage. Vorzüge der Verladeeinrichtungen auf den Schiffen oder am Kai zum Löschen und Laden. Maschinelle Einrichtungen in Häfen. Maschinelle Hebung, Ladung und Entladung und Beförderung der Waren zwischen Schiff und Land in die gedeckten und offenen Lagerhallen.

Aus den 7 Berichten von Frankreich, England, Italien, Holland, Spanien und Schweden ergaben sich folgende Schlüsse:

1. Beim Löschen und Laden von Massengütern verdienen in den meisten Fällen die in der Regel auch leistungsfähigeren Einrichtungen des Hafens den Vorzug. Außerdem aber sollte auch jedes Schiff mit einer entsprechenden Einrichtung für den gewöhnlichen Bedarf ausgerüstet sein.

2. Bei der Verschiedenheit der Aufgaben, welche die maschinellen Anlagen in den einzelnen Häfen zu erfüllen haben, können allgemein gültige Grundsätze nicht aufgestellt werden. Die Einrichtungen müssen eine rasche Beförderung der Waren bei geringen Beförderungskosten gewährleisten und den besonderen Bedürfnissen und Ausnutzungsmöglichkeiten des betreffenden Hafens entsprechen.

Im Weiteren wurden 4 Mitteilungen entgegengenommen über:

1. Verwendung von Beton und Eisenbeton im Wasserbau, Mittel zu dessen Erhaltung und Abdichtung aus 9 Ländern, wobei außer den bisher genannten auch Japan vertreten war. Es wurde der Zusatz von Puzzolan (Traß) zum Schutz gegen die Angriffe des Meerwassers empfohlen¹⁾.

2. Verwendung flüssiger Brennstoffe bei der Schiffahrt und deren Folgen. Eingekommen sind 7 Berichte, wobei sich auch Chile und Rumänien beteiligten, bei deren Behandlung der Wunsch zum Ausdruck kam, daß der Gegenstand auf dem nächsten Kongreß als besondere Frage behandelt werden sollte.

3. Ausnützung der Ebbe und Flut zur Erzeugung von Wasserkraft für Licht- und Kräfteerzeugung zur Bedienung der maschinellen Anlagen der Schleusen. In den 5 Berichten werden Vorschläge gemacht und bereits bestehende Anlagen beschrieben und dabei auch auf die in der Abteilung I behandelten ersten Frage verwiesen.

4. Fortschritte bei der Beleuchtung, Verbakung des Fahrwassers und Auszeichnung der Küste. Vereinheitlichung der Seezeichen. Zur Behandlung des Berichtes aus 11 Ländern reichte die Zeit nicht mehr aus, so daß diese auf den nächsten Kongreß verschoben wurde.

¹⁾ Beton im Meerwasser, Zentralblatt der Bauverwaltung Nr. 13 vom 26. März 1924, S. 105.

BEMESSUNG VON RECHTECKIGEN EISENBETONQUERSCHNITTEN, BEANSPRUCHT DURCH BIEGUNGSMOMENTE UND DRUCK- ODER ZUGKRÄFTE. EINFACHE UND DOPPELBEWEHRUNG.

Dipl.-Ing. Janser, Köln-Braunsfeld.

In Heft 6 Jahrgang 1924 bringt Herr Ing. Jahn eine sehr dankenswerte Erweiterung der Tabelle von Ehlers, welche zur Lösung obiger Aufgabe viel benutzt wird. Dadurch wurde ich veranlaßt, die Zuverlässigkeit dieser Tabelle zu prüfen, da ich im Besitze eines Verfahrens bin, das gestattet, fast ebenso schnell wie Ehlers, dagegen aber mit absoluter Genauigkeit die notwendigen Eisenquerschnitte anzugeben. Bei den gleichen Abmessungen, insbesondere dem gleichen Abstand der Druckbewehrung von Außenkante fand ich folgende Eisenquerschnitte, denen ich die nach Ehlers gegenüberstelle. (Beweis in den folgenden Ausführungen.)

	Ehlers	Janser
40/1200	$f'_e = 35,3 \text{ cm}^2$ $f_e = 13,9 \text{ „}$	34,75 cm ² 13,89 „
	Summe = 49,2 cm ²	48,64 cm ²
40/1000	$f'_e = 30,2 \text{ cm}^2$ $f_e = 17,2 \text{ „}$	29,68 cm ² 17,12 „
	Summe = 47,4 cm ²	46,80 cm ²
40/900	$f'_e = 27,24 \text{ cm}^2$ $f_e = 19,39 \text{ „}$	26,86 cm ² 19,37 „
	Summe = 46,63 cm ²	46,23 cm ²
40/800	$f'_e = 24,2 \text{ cm}^2$ $f_e = 22,3 \text{ „}$	23,92 cm ² 22,27 „
	Summe = 46,5 cm ²	46,19 cm ²
40/750	$f'_e = 22,32 \text{ cm}^2$ $f_e = 24,06 \text{ „}$	
	Summe = 46,38 cm ²	

Das Minimum tritt tatsächlich bei 40/800 auf; diese Ehlerschen Zahlenreihen liegen nur wenig über den meinigen, aber es fällt schon auf, daß die Druckeisenbewehrungen nach Ehlers durchweg stärker ausfallen, und das lenkt hin auf die Voraussetzung, die Ehlers macht, um zu einem geschlossenen Ausdruck und einheitlichen Formeln zu kommen, die auf alle Fälle passen sollen, nämlich

$$a' = 0,07 (h - a) = 0,07 \cdot 75 = 5,25 \text{ cm.}$$

Im Musterbeispiel sind nur 5 cm angesetzt, worin schon ein Unterschied von 5 vH liegt, aber betrachtet man die Eisenquerschnitte $f'_e = 24,2 \text{ cm}^2$ und $f_e = 22,3 \text{ cm}^2$ genauer und wählt für die Ausführung die gangbaren $\varnothing 20 \text{ mm}$, welche auch aus dem Grunde zweckmäßig sind, weil sie keinen Überpreis haben, so braucht man deren noch nicht 8 Stück; die erforderliche Breite für eine Lage ist rd 35 cm, während 40 cm zur Verfügung stehen. Der Randabstand ist in dem Falle 1,5 cm Überdeckung + $\frac{1}{2}$ cm Bügel + 1 cm Radius des Eisens, zusammen 3 cm. Dieser Umstand bringt ausschlaggebende Verschiebung im Eisenverbrauch. Mit den Ehlersschen Tabellen kann dem nicht Rechnung getragen werden wegen der Voraussetzung $a' = 0,07 (h - a)$. Es zeigt sich hier wieder der alte Satz, daß starre Universalwerkzeuge immer den Spezialwerkzeugen unterlegen sind, besonders wenn letztere auf alle vorkommenden Anwendungsmöglichkeiten einstellbar sind, und gerade das eignet vollkommen meiner nachher zu erläuternden Methode. Ich werde zunächst die Rechnungsergebnisse mitteilen und zum Beweise zeigen, daß die Summe der Vertikalkräfte = 0. Hierzu brauche ich als Nebenrechnung die Länge x

der Druckzone und die Druckeisenbeanspruchung σ'_e . Es ist bekanntlich

$$x = \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_e} h' = h' \varphi,$$

und durch einfache Proportionalitätsrechnung folgt:

$$\sigma'_b = \sigma_b \frac{x - a'}{x}; \quad n \sigma'_b = n \sigma_b \frac{x - a'}{x} = \sigma'_e$$

$$\sigma'_e = n \sigma_b \frac{h' \varphi - a'}{h' \varphi}$$

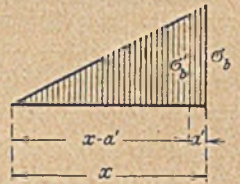


Abb. 1.

Die Werte φ habe ich für alle praktisch möglichen Kombinationen σ_b und σ_e tabellarisch zusammengestellt; es errechnet sich mit $h' = 77$ und $a' = 3$ cm bei

40/1200	40/1000	40/900
$\varphi = 0,3333$ $x = 25,6666 \text{ cm}$	$\varphi = 0,375$ $x = 28,875 \text{ cm}$	$\varphi = 0,40$ $x = 30,8 \text{ cm}$
$600 \cdot \frac{77 \cdot 0,3333 - 3}{77 \cdot 0,3333};$	$600 \cdot \frac{77 \cdot 0,375 - 3}{77 \cdot 0,375};$	$600 \cdot \frac{77 \cdot 0,4 - 3}{77 \cdot 0,4};$
$\sigma'_e = 530 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_e = 538 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_e = 542 \text{ kg/cm}^2$
40/800	40/750	
$\varphi = 0,42857$ $x = 33 \text{ cm}$	$\varphi = 0,44444$ $x = 34,222 \text{ cm}$	
$600 \cdot \frac{77 \cdot 0,4286 - 3}{77 \cdot 0,4286};$	$600 \cdot \frac{77 \cdot 0,44 - 3}{77 \cdot 0,44};$	
$\sigma'_e = 545,4 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma'_e = 547 \text{ kg/cm}^2$	

Da es sich hier um eine scharfe Probe der Richtigkeit handelt, werde ich mit mehr Dezimalstellen rechnen als für den praktischen Gebrauch nötig ist. Wie ich am Schluß meiner Ableitung zeigen werde, sind erforderlich bei

40/1200 $f'_e = 31,481 \text{ cm}^2, f_e = 14,349 \text{ cm}^2$, zusammen 45,83 cm²

Ehlers hat mit 49,2 cm² zu viel 7,4 vH

Beweis: $14,349 \cdot 1200 + 20000 = 17219 + 20000 = 37219 \text{ kg}$
 $\frac{1}{2} \cdot 25,666 \cdot 40 \cdot 40 + 31,481 \cdot 530 = 20533 + 16685 = 37218 \text{ kg}$

40/1000 $f'_e = 24,706 \text{ cm}^2, f_e = 16,393 \text{ cm}^2$, zusammen 41,099 cm²

Ehlers hat mit 47,4 cm² zu viel 15,3 vH

Beweis: $16,393 \cdot 1000 + 20000 = 16393 + 20000 = 36393 \text{ kg}$
 $\frac{1}{2} \cdot 28,875 \cdot 40 \cdot 40 + 24,706 \cdot 538 = 23100 + 13293 = 36393 \text{ kg}$

40/900 $f'_e = 22,325 \text{ cm}^2, f_e = 18,60 \text{ cm}^2$, zusammen 40,925 cm²

Ehlers hat mit 46,63 cm² zu viel 14 vH an der Minimumstelle

Beweis: $18,6 \cdot 900 + 20000 = 16740 + 20000 = 36740 \text{ kg}$
 $\frac{1}{2} \cdot 30,8 \cdot 40 \cdot 40 + 22,325 \cdot 542 = 24640 + 12101 = 36741 \text{ kg}$

40/800 $f'_e = 19,765 \text{ cm}^2, f_e = 21,475 \text{ cm}^2$, zusammen 41,24 cm²

Ehlers hat mit 46,5 cm² zu viel 12,7 vH

Beweis: $21,475 \cdot 800 + 20000 = 17180 + 20000 = 37180 \text{ kg}$
 $\frac{1}{2} \cdot 33 \cdot 40 \cdot 40 + 19,765 \cdot 545,4 = 26400 + 10780 = 37180 \text{ kg}$

40/750 $f'_e = 18,386 \text{ cm}^2, f_e = 23,247 \text{ cm}^2$, zusammen 41,63 cm²

Beweis: $23,247 \cdot 750 + 20000 = 17435 + 20000 = 37435 \text{ kg}$

$\frac{1}{2} \cdot 34,222 \cdot 40 \cdot 40 + 18,386 \cdot 547 = 27378 + 10057 = 37435 \text{ kg}$

Diese Zahlen zeigen, daß eine schärfere Rechnungsart sich lohnt, besonders wenn dieselbe keinen großen Mehraufwand an Rechenarbeit erfordert, da ich diese enorme Arbeit schon einmal geleistet und deren Resultat in entsprechenden Hilfstafeln festgelegt habe.

Ableitung der Formeln.

Ausgangspunkt ist der einfache nur auf Biegung beanspruchte Balken, an dem eine Kraft H senkrecht zur Achse angreift. Ein Querschnitt im Abstand s unterhalb wird beansprucht durch ein Moment $M = Hs$, dem die inneren Kräfte das Gleichgewicht halten. Die Betondruckkraft D_b im Abstand $\frac{x}{3}$ von der Druckkante und eine D_b gleich große Zugkraft S in der Achse der Zügeisen $|D_b| = |S|$

Esmuß des Gleichgewichtes wegen auch sein $D_b \left(h' - \frac{x}{3}\right) = M$
Die Zugkraft S kann z. B. ausgeübt werden von einem Eisenstab F_e cm², der mit σ_e kg/cm² beansprucht wird. Sollen σ_b und σ_e ganz bestimmte Zahlenwerte annehmen, so gelten die Beziehungen

$$h' = \beta \sqrt{M \cdot b} \text{ und } \frac{S}{\sigma_e} = F_e = \alpha \sqrt{M \cdot b}$$

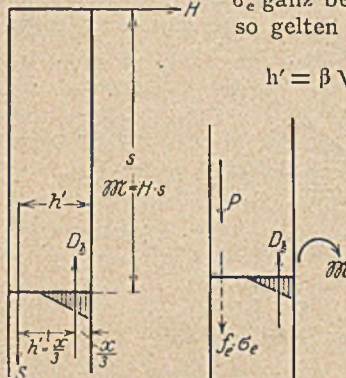


Abb. 2.

Abb. 3.

Für $\sigma_b = 40$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm² ist, wenn M in kg/cm und b in cm ausgedrückt wird, $\beta = 0,411$ und $\alpha = 0,00228$ oder, wenn M in tm und b in m ausgedrückt werden, $\beta = 0,130$ und $\alpha = 7,22$.

Ausschlaggebend für die folgenden Ableitungen ist nun die Erkenntnis, daß an dem Gleichgewicht nichts geändert wird, wenn ich für S zwei Teil-

kräfte wähle, ein Gewicht P , welches etwa an dem Balken hängt und eine Zugkraft $f_e \sigma_e$ ausgeübt von einem Stab, dessen Querschnitt f_e und dessen Beanspruchung σ_e ist. Nur muß $P + f_e \cdot \sigma_e = S$ sein. Dividiere ich die Gleichung durch σ_e , so folgt:

$$\frac{P + f_e \sigma_e}{\sigma_e} = \frac{S}{\sigma_e} = F_e = \alpha \sqrt{M \cdot b}$$

$$\frac{P}{\sigma_e} + f_e = \alpha \sqrt{M \cdot b}$$

$$f_e = \alpha \sqrt{M \cdot b} - \frac{P}{\sigma_e}$$

Dieses ist die Grundformel, auf welche sich die komplizierten exzentrischen Belastungen ganz einfach reduzieren lassen; ich umschreibe deshalb diese Gleichung:

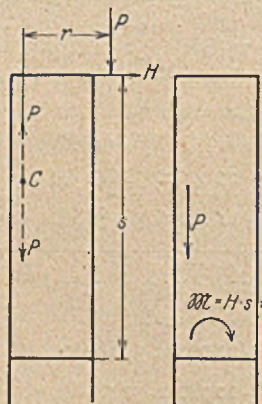


Abb. 4.

Abb. 5.

Gleichwertige Belastungszustände.

Wirkt an einem durch ein Biegemoment M beanspruchten Querschnitt eine Kraft P in der Achse der Zügeisen, so ist der erforderliche Eisenquerschnitt f_e gleich dem dem Moment M entsprechenden vermindert um $\frac{P}{\sigma_e}$.

Exzentrische Druckbeanspruchung mit bloßer Zugbewehrung.

Moment $M_m = Hs$; Einzelast P im Abstand r von den Zügeisen, jedoch soll die Resultierende aus P und H außerhalb des Querschnitts liegen.

Im Punkt C füge ich zwei gleiche aber entgegengesetzte Kräfte, beide gleich P , hinzu. Die nach oben ge-

richtete bildet mit dem ursprünglichen P ein Moment $P \cdot r$, welches, da ein Moment beliebig in seiner Ebene verschoben werden kann, mit M_m kombiniert wird zu dem Moment $M = M_m + P \cdot r$, so daß ich nunmehr wiederum ein Moment M und eine Last P in der Achse der Zügeisen habe, also ganz genau derselbe Fall vorliegt wie vorhin.

Es gilt mithin wieder

$$f_e = \alpha \sqrt{M \cdot b} - \frac{P}{\sigma_e}$$

nur bedeutet jetzt M das um $P \cdot r$ vergrößerte Moment der äußeren Kräfte.

Exzentrische Druckbeanspruchung und Doppelbewehrung.

Die Transformation des Momentes sei wie vorhin ausgeführt.

Betrachten wir wiederum die Gleichgewichtsbedingungen. Die Betondruckkraft D_b + Druckkraft D der Druckeisenbewehrung muß absolut genommen gleich sein der Summe aus P und der Eisenzugkraft. Letztere kann ich ohne weiteres zusammengesetzt denken aus einer Zugkraft $Z_b = D_b$ und $Z = D$, so daß die Gleichung besteht $P + Z_b + Z = D_b + D$ und außerdem die Momentengleichung:

$$M = D_b \left(h' - \frac{x}{3}\right) + D (h' - a')$$

Setze ich $D_b \left(h' - \frac{x}{3}\right) = M_0 =$ dem leicht bestimmbar Moment, welches der Querschnitt aufnehmen kann, ohne Druckeisenbewehrung, und $D (h' - a') = \Delta M$, so ist das Restmoment $\Delta M = M - M_0$, also

$$D = Z = \frac{\Delta M}{h' - a'} = \frac{M - M_0}{h' - a'}$$

Da das Gesetz von der Überlagerung der Wirkungen anwendbar ist, so folgt:

1. Eisenquerschnitt aus M_0 in Verbindung mit P ist

$$f_{e1} = \alpha \sqrt{M_0 \cdot b} - \frac{P}{\sigma_e}$$

2. Eisenquerschnitt zur Aufnahme von Z ist

$$f_{e2} = \frac{Z}{\sigma_e}$$

mithin der gesamte Zügeisenquerschnitt:

$$f_e = \alpha \sqrt{M_0 \cdot b} - \frac{P}{\sigma_e} + \frac{Z}{\sigma_e}$$

$$f_e = \alpha \sqrt{M_0 \cdot b} - \frac{P - Z}{\sigma_e}$$

Es gilt aber $h' = \beta \sqrt{\frac{M_0}{b}}$ oder $M_0 = b \left(\frac{h'}{\beta}\right)^2$ so daß endgültig folgt: Zügeisenquerschnitt

$$f_e = \alpha \sqrt{b \left(\frac{h'}{\beta}\right)^2 \cdot b} - \frac{P - Z}{\sigma_e};$$

$$f_e = \frac{\alpha}{\beta} b h' - \frac{P - Z}{\sigma_e}$$

α und β sind gegebene Zahlenwerte; P ist gleichfalls gegeben. Z ist durch einfache Rechenoperationen gefunden. Der Druckeisenquerschnitt f'_e findet sich aus

$$f'_e = D : \sigma'_e, \text{ wo } \sigma'_e = n \sigma_b \frac{h' \varphi - a'}{h' \varphi},$$

wie vorhin erläutert. Die Werte α und β werden zweckmäßig auf $M = tm$, b und h in m bezogen, weil man dann nur mit kleinen Zahlenwerten zu tun hat. Zur Nachprüfung der vorhergehenden Zahlenbeispiele seien hier angegeben für

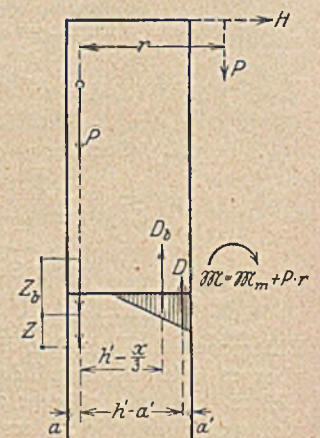


Abb. 6.

	40/1200	40/1000	40/900	40/800	40/750
$\alpha =$	7,216 9	9,258 2	10,675 2	12,500 0	13,620 1
$\beta =$	0,129 9	0,123 44	0,120 10	0,116 67	0,114 92
$\frac{\alpha}{\beta} =$	55,555	75,000 0	88,888	107,143	118,519
$\varphi =$	0,333 3	0,375	0,4	0,428 6	0,444 4

Beispiel: $M_m = 18000 \text{ kgm} = 18 \text{ tm}$
 $P = 20.000 \text{ kg} = 20 \text{ t}$ } wie in Heft 6, Seite 140.

$$M = 18 + 20 \cdot 0,37 = 21,4 \text{ tm}$$

$$40/800 \quad M_0 = 0,4 \left(\frac{0,770}{0,1167} \right)^2 = 17,424 \text{ tm};$$

$$\Delta M = 7,976 \text{ tm}; \quad D = Z = 7,976 : 0,74 = 10,78 \text{ t}$$

$$\sigma'_e = 15 \cdot 40 \frac{77 \cdot 0,4286 - 3}{77 \cdot 0,4286} = 600 \cdot \frac{30}{33} = 545,4 \text{ kg/cm}^2;$$

$$f'_e = 10,78 : 0,5454 = 19,765 \text{ cm}$$

$$f_e = 107,143 \cdot 0,77 \cdot 0,4 - \frac{20 - 10,78}{1,2} = 33,11,125 = 21,475 \text{ "}$$

$$f_e + f'_e = 41,240 \text{ cm}$$

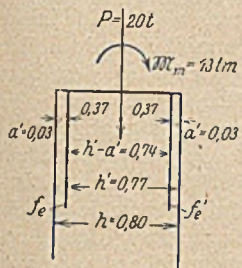


Abb. 7.

Zur weiteren Kontrolle:

$x = 77 \cdot 0,4286 = 33 \text{ cm}$ erhält man ebenfalls absolut genau, wenn man aus obigen Querschnittsangaben mit Hilfe der bekannten Gleichung dritten Grades die Druckzonenlänge berechnet.

Alle Zahlenwerte α , β und φ zu

$\sigma_e = 1800, 1650, 1500, 1350, 1200, 1100, 1000, 900, 800, 750, 700, 600, 500, 400, 300, 200, 100$ und 75 kg/cm^2

sowie $\sigma_b = 10, 11, 12, \dots$ bis 60 kg/cm^2 liegen in übersichtlicher Tabelle vor, auf 3 bzw. 4 Stellen abgerundet, wie es für den praktischen Gebrauch genügt, wobei dann Abweichungen von $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$ vH eintreten. Selbstverständlich können auch die zu M in kg/cm und b in cm gehörigen und in jedem Handbuch zu findenden Zahlenwerte α und β gebraucht werden, aber diese Zahlenwerte α und β liegen kaum sonstwo in dem Umfange vor, und das Produkt $M \cdot b$ ist so vielstellig, daß dabei und beim Radizieren leicht Rechenfehler unterlaufen.

Ebenso einfach gestaltet sich die Berechnung von Rechteckquerschnitten, welche außer dem Biegemoment Zugkräfte aufzunehmen haben. Das am häufigsten vorkommende Beispiel ist eine Silowand, welche durch den unmittelbaren Druck gebogen, durch die anschließenden Wände gezogen wird.

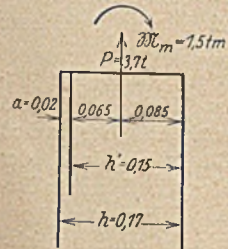


Abb. 8.

Nur ist hierbei zu setzen:

$$M = M_m - P r \text{ und } f_e = \alpha \sqrt{M b} - \frac{P}{\sigma_e}; \quad h' = \beta \sqrt{M : b}$$

z. B. $M_m = 1,5 \text{ tm}$, Zugkraft = $3,7 \text{ t}$

Nach einmaligem Probieren mit 18 cm Wandstärke fand sich sofort, daß 17 cm ausreichen. Dann ist

$$r = 0,065 \text{ m}; \quad M = 1,5 - 3,7 \cdot 0,065 = 1,26 \text{ tm}; \quad \sigma = 39/1200;$$

$$h' = 0,133 \cdot 1,26 = 0,15 \text{ m}; \quad \dots \quad h = 17 \text{ cm}$$

$$f_e = 7,06 \cdot 1,26 - \frac{3,7}{1,2} = 7,93 + 3,08 = 11,01 \text{ cm.}$$

Einfacher kann man es wahrlich kaum noch machen bei vollkommener Schärfe und Genauigkeit.

Hierbei die oft vorkommende Doppelbewehrung in die Rechnung einzuführen, lohnt sich nicht, weil die Druckzonenlänge zu klein wird.

Auch im Eisenhochbau sind diese Zahlentafeln von größtem Wert für die Aufgabe, die Abmessungen einer Säulenfußplatte mit zugehörigen Ankerschrauben zu bestimmen.

Das Moment der Horizontalkräfte, bezogen auf Plattenunterkante, sei z. B. $M_m = 110 \text{ tm}$, die Summe der Vertikalkräfte = 180 t . Gewählt sei der Abstand $r = 0,8 \text{ m}$ und die Fußplattenbreite $b = 0,90 \text{ m}$.

Das auf die Stelle der Anker bezogene Moment ist:

$$M = 110 + 180 \cdot 0,8 = 254 \text{ tm.}$$

In der Formel $f_e = \alpha \sqrt{M b} - \frac{P}{\sigma_e}$ muß natürlich die Beanspruchung so gewählt werden, daß das erste Glied größer als das zweite wird.

Das vorliegende Beispiel ist typisch, weil es zeigt, daß man bei geringer Exzentrizität das Eisen nicht mit 800 kg/cm^2 beanspruchen kann, wenn man übertrieben hohe Kantendrucke vermeiden will. Es ist

$$\sqrt{M b} = \sqrt{254 \cdot 0,9} = 15,12 \text{ und } \sqrt{M : b} = 15,12 : 0,9 = 16,8$$

$$\sigma = 40/400: \quad f_e = 30,62 \cdot 15,12 - 180 : 0,1 = 12,97 \text{ cm}^2;$$

$$h' = 0,102 \cdot 16,8 = 1,714 \text{ m.}$$

$$\sigma = 36/300: \quad f_e = 40,45 \cdot 15,12 - 180 : 0,3 = 11,60 \text{ cm}^2;$$

$$h' = 0,105 \cdot 16,8 = 1,765 \text{ m.}$$

Versucht man es mit höheren Eisenbeanspruchungen, so wird bei

$$\sigma = 53/800: \quad f_e = 15,74 \cdot 15,12 - 180 : 0,8 = 13,0 \text{ cm}^2;$$

$$h = 0,095 \cdot 16,8 = 1,596 \text{ m.}$$

f_e verschwindet praktisch bei

$$\sigma = 49,5/800: \quad f_e = 14,50 \cdot 15,12 - 180 : 0,8 = 0,3 \text{ cm}^2;$$

$$h = 0,100 \cdot 16,8 = 1,68 \text{ m,}$$

wobei die Druckzonenlänge $x = 0,4815 \cdot 1,68 = \text{rd } 81 \text{ cm}$ ist.

Bringt man bei $1,68 \text{ m}$ Länge trotzdem kräftige Schrauben an, so müssen diese auch an den Deformationen teilnehmen, sie erhalten Zugbeanspruchungen, wobei gleichzeitig der Kantendruck sinkt.

Es sei f_e angenähert so groß wie im ersten Falle, dann findet man durch einfaches Probieren bei

$$\sigma = 43,5/500: \quad f_e = 24,64 \cdot 15,12 - 180 : 0,5 = 12,6 \text{ cm}^2;$$

$$h' = 0,100 \cdot 16,8 = 1,68 \text{ m.}$$

Die Ermittlung des Minimums im Gesamteisenverbrauch werde ich demnächst veröffentlichen. Dafür habe ich den einfachen Ausdruck aufstellen können: $f_e + f'_e$ wird ein Minimum, wenn $b h' \epsilon + P + \frac{M}{h'} \eta = 0$, wo ϵ und η tabellarisch zusammengestellte Zahlenpaare sind. In dem Musterbeispiel wird bei

$$\sigma = 40/900 \text{ und } a' = \text{rd. } 0,04 h'$$

$$\epsilon = 34; \quad \eta = -0,926 \text{ und}$$

$$0,4 \cdot 0,77 \cdot 34 + 20 - \frac{25,4}{0,77} \cdot 0,926 = 10,47 + 20 - 30,55 = -0,08 \approx 0.$$

Man ersieht hieraus schon, daß durch den kleineren Randabstand der Druckeisen eine Verlegung der Minimumstelle von $\sigma_e = 800$ nach $\sigma_e = 900$ eingetreten ist. Aus den Zahlenreihen in der Fortsetzung dieser Abhandlung geht dieses noch klarer hervor.

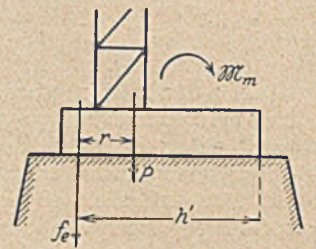


Abb. 9.

DIE NEUEN EISENBETON-SPEICHER DER KÖNIGSBERGER HAFENERWEITERUNG.

Von Stadtbaurat Kutschke, Königsberg/Pr.

Die Stadt Königsberg hat eine großzügige Erweiterung ihrer Hafenanlagen vorgenommen. Mit den Bauarbeiten wurde schon während des Krieges begonnen, sie sind jetzt in der Hauptsache trotz aller Schwierigkeiten der Kriegs- und Nachkriegszeit soweit fertiggestellt, daß die Betriebs-eröffnung gelegentlich der am 13. Juni stattfindenden Feier des Stadtjubiläums erfolgen soll. Ein Teil des neuen Hafens, dessen gesamte Anlage aus Abb. 1 hervorgeht, ist bereits in Benutzung genommen, insbesondere sind die Anlagen des Hafenbeckens IV schon längere Zeit im Betrieb. Die Haupt-bauanlagen am Hafenbecken IV, dem Industriefafen, bilden die großen Getreidelagerhäuser, welche durch ihre Massen

3 Eisenbeton-Speichern mit einem Gesamtfassungsraum von 60 000 t aufgenommen. Für die Finanzierung des Unter-nnehmens und für die Betriebsführung wurde die Königs-berger Speicher-Akt.-Gesellschaft gegründet, die neuerdings in der Hafenbetriebs-Gesellschaft aufgegangen ist.

Von den geplanten Getreidelagerhäusern im Industrie-hafen sind bis jetzt 2 Speicher fertiggestellt, der Turmspeicher und der nordwestlich davon gelegene Gruppenspeicher (Abb. 2). Mit dem Bau des südöstlich gelegenen Gruppen-speichers ist noch nicht begonnen.

Der Turmspeicher ist nach seiner gesamten Anlage für öffentliche zentrale Bewirtschaftung zugeschnitten, während nach den ursprünglichen Absichten der Gruppenspeicher an private Getreidefirmen vermietet werden sollte, so daß also der betr. Firma eine für sich vollständig abgetrennte Speichergruppe zur Verfügung stand. Vorläufig geschieht die Ausnutzung des Gruppen-speichers auch von zentraler Stelle aus, die Vermietung einer vollständigen Gruppe ist einstweilen nicht zustande gekommen. Da die einzulagernden Getreidemengen von der jeweiligen Ernte und auch von sonstigen Nebenumständen abhängig und deshalb starken Schwankungen unterworfen sind, mußte die Konstruktion der

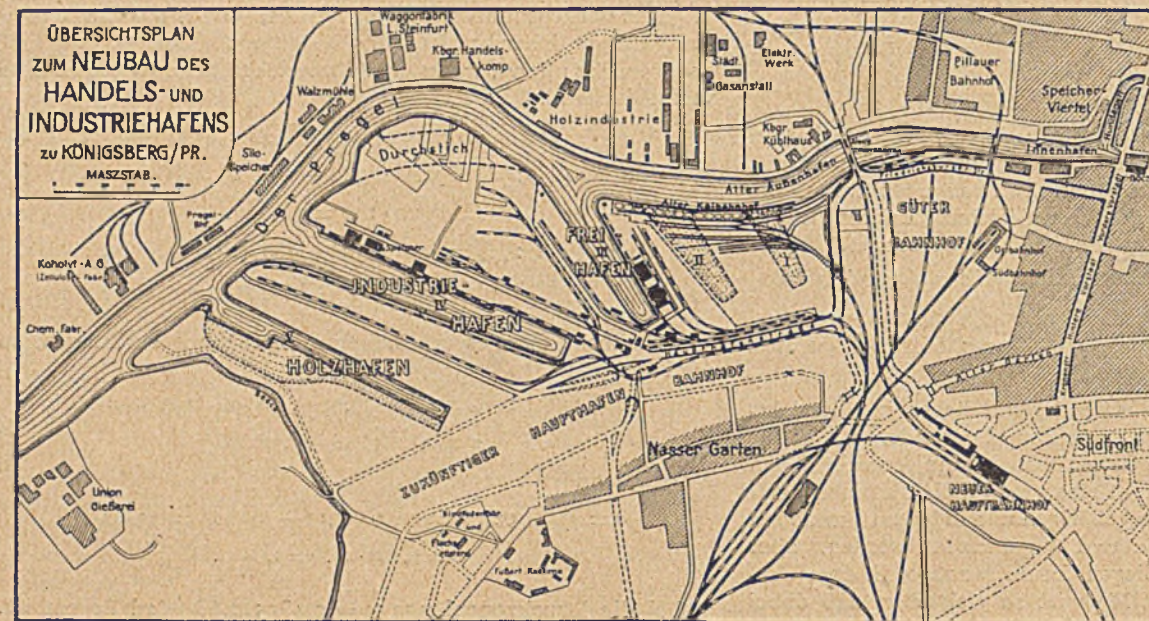


Abb. 1.

das gesamte Hafenbild beherrschen. Diese neuen Eisenbeton-Speicher sind für den Bauingenieur von besonderem Interesse und sollen deshalb hier näher besprochen werden.

Unter den Umschlagsgütern des Königsberger Hafens steht Getreide an erster Stelle. Die Hauptzufuhr kam früher auf dem Bahnwege aus Rußland, wurde dann in Königsberg gelagert und veredelt und ging auf dem Seewege wieder heraus. Für die Getreidebearbeitung und Lagerung sind in Königsberg im Laufe der Jahre umfangreiche Speicheranlagen entstanden. Die Reichsbahnverwaltung hatte für die Ablagerung der nach der Getreideernte vielfach stoßweise einsetzenden Sendungen, welche von den vorhandenen Lager-einrichtungen nicht gefaßt werden konnten, behelfsmäßige hölzerne Lagerschuppen erbaut, in welchen das russische Getreide zwangsweise eingelagert wurde. Aus diesen Bedürfnissen heraus ist der sogenannte Kaibahnhof am Südufer des Pregels unterhalb der Stadt entstanden, der aus einer großen Zahl von solchen Schuppen bestand und für den Um-schlag von Eisenbahn zum Schiff mit Gleisanschlüssen versehen war. Nach dem Entwurf für den neuen Königsberger Seehafen muß der Kaibahnhof beseitigt werden; ein großer Teil der hölzernen Schuppen ist bereits entfernt. Damit nun nach Entfernung der behelfsmäßigen Lagerschuppen leistungsfähige Ersatzanlagen für den Getreidehandel in Königsberg zur Verfügung standen, wurde in das Programm des Ausbautwurfes des neuen Hafens die Errichtung von

Lagerhäuser vorbeugend so erfolgen, daß in den Speichern auch andere Güter gelagert werden können.

Zur Lagerung anderer Güter sind alle ebenen Böden verwendbar, nämlich das Kellergeschoß, das Erdgeschoß und die darüber liegenden 5 Böden. Bis zum dritten Obergeschoß können die vorhandenen Krananlagen Güter absetzen, der Transport nach den höher gelegenen Böden muß unter Benutzung des mechanischen Lastenaufzuges erfolgen.

Der Untergrund des Geländes erforderte umfangreiche Rammarbeiten. Für die beiden Speicher sind mehr als 5000 Rammfähle in einer Durchschnittslänge von etwa 12 m verwendet worden. Über dem Pfahlrost ruht eine starke Eisenbetonplatte, die die gesamte Last der Bauanlagen trägt. Zum Schutze der Keller gegen Eindringen des Wassers und zum Schutze des Betons gegen schädliche Einwirkung des Moorwassers mußte eine sehr sorgfältige Isolierung erfolgen, die aus dreifacher Asphaltplatte unter reichlicher Verwendung von Gudron vorgenommen wurde. Wegen der zu befürchtenden schädlichen Einwirkung des Moores kam die Verwendung von Eisenbetonpfählen nicht in Betracht. Auf der Grundplatte ruhen Eisenbetonsäulen, die in den horizontalen Geschossen durch Eisenbetonbalken im Zusammenhang mit kreuzweis armierten Decken verbunden sind. Die Haupt-treppenhäuser sind durch massiv hochgeführte Wände von den übrigen Räumen feuersicher abgeschlossen, die Wände zwischen dem Maschinenhaus und dem Lagerraum sind als

Brandmauern ausgebildet. Beim Gruppenspeicher sind die drei einzelnen Gruppen, nämlich der Mittelspeicher und die beiden Eckspeicher, ebenfalls durch Brandmauern von einander getrennt. Die Obergeschosse beider Speicher sind, soweit sie die im Speicherraum herumführenden Laufgänge enthalten, ausgekragt; die Felder der Außenwände sind mit Hohlsteinen ausgemauert.

Die einzelnen Zellen haben eine

Durchschnittsgröße von 13 m^2 und können bei größter Schütthöhe von $1,90 \text{ m}$ rd. 20 Gew.-t Schwergetreide fassen.

Dies entspricht einer Deckenbelastung von $1,5 \text{ t/m}^2$.

Die Zellen werden durch hölzerne Wände von einander abgetrennt, die Trennbohlen werden in einen in den Säulen eingelassenen Schlitz eingelegt. Durch Herausnahme der

einzelnen Trennwände können mehrere Zellen miteinander vereinigt werden. Die über dem 5. Boden liegenden Silos, die in Eisenbeton hergestellt sind, haben eine Höhe von $6,50 - 10,20 \text{ m}$.

Beide Speicher sind mit den modernsten Maschinen für Reinigung, Trocknung, Bearbeitung und Transport des Getreides versehen. Der verfügbare Raum verbietet es, sämtliche Möglichkeiten für den Umtransport des Getreides zwischen Schiff und Waggon nach den einzelnen Lagerzellen

sowie zwischen den beiden Speichern unter sich eingehend zu schildern, die Bewegungsmöglichkeit kann daher nur in großen Zügen angedeutet werden. Die Einspeicherung aus dem Schiff geschieht im allgemeinen durch eine pneumatische Sauganlage, deren Rüssel in den Schiffskörper hineingesenkt wird. Soweit Getreide aus dem Schiff durch die Greifer der Krane gelöscht wird, wird dasselbe, ebenso wie bei der Einladung aus Eisenbahnwagen, in die auf beiden Spei-

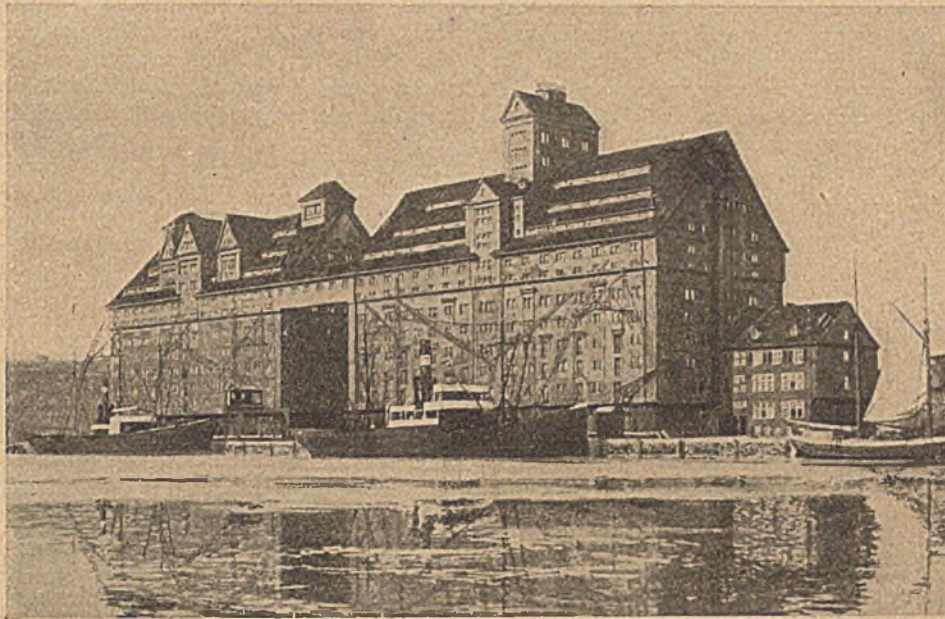


Abb. 2.

cherseiten zwischen den Gleisanlagen befindlichen Annahmetrichter geschüttet. Von hier aus kommt das Getreide auf die Annahmelängs- und -querbänder, die es nach den automatischen Annahmewagen befördern.

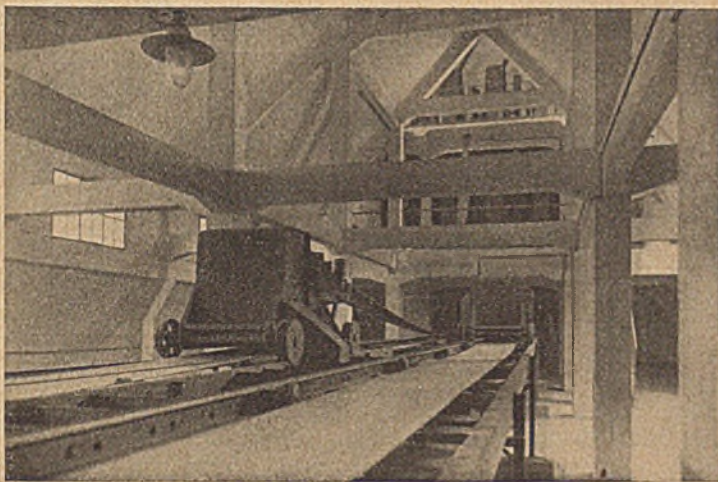


Abb. 3.

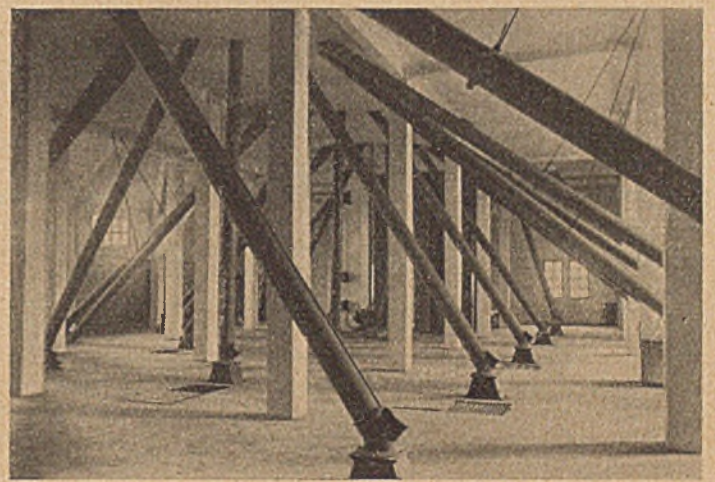


Abb. 4.

Zur Vermeidung unzulässiger Spannungen mußten bei dem großen Umfang der Betonmassen Dehnungsfugen vorgesehen werden. Durch jeden Speicher gehen zwei solcher Fugen durch das ganze Gebäude, so daß sich die drei Einzelteile der Speicher frei gegen einander bewegen können.

Die Tiefe der Speicher beträgt rd. 30 m , ein Maß, welches noch zulässig ist, um eine Belichtung der Räume durch Tageslicht zu ermöglichen. Die Länge des Turmspeichers beträgt $69,60 \text{ m}$, die des Gruppenspeichers $63,10 \text{ m}$. Die Plattform des Turmes des Turmspeichers hat eine Höhe von $57,85 \text{ m}$. Bis zur Traufkante sind beide Speicher $30,95 \text{ m}$, bis zum Dachfirst $47,65 \text{ m}$ hoch. Der gesamte Fassungsraum des Turmspeichers beträgt $21\,000 \text{ t}$, der des Gruppenspeichers $19\,000 \text{ t}$.

Nachdem das Getreide dort gewogen ist, wird es von den Hauptelevatoren auf den auf dem obersten Boden befindlichen Zentralverteiler gehoben, der es nach Wunsch auf die Verteilungsbänder im 10. Boden verteilt. Durch entsprechende Stellung des Abwurfwagens (Abb. 3) wird das Getreide durch das Fallrohrsystem (Abb. 4) mit den Bodenverteiltern in die gewünschte Lagerzelle geschüttet.

Die Umspeicherung von einer Lagerstelle in die andere geschieht in ähnlicher Weise auf mechanischem Wege.

Bei der Auspeicherung in das Schiff wird das Getreide durch Zuhilfenahme der Verladebänder den Verloaderöhren zugeführt, die es in das Schiff hineinschütten. In Eisenbahnwagen oder Fuhrwerken wird das Getreide im allgemeinen

in-gesacktem Zustande verladen. Bei der Ein-, Um- und Aus-speicherung kann das Getreide ganz nach Wunsch den Bear-beitungsmaschinen und den automatischen Wagen zuge-führt werden, so daß es auf seinem Wege gereinigt, getrocknet, bearbeitet und gewogen werden kann.

Zu den Speicheranlagen gehören noch gewisse Neben-anlagen, nämlich das Verwaltungsgebäude, welches unmittel-bar an den Turmspeicher angrenzt, ein Beamtenwohnhaus, sowie eine Werkstätte, in der gleichzeitig der Dampf für die Getreidetrocknungsanlage erzeugt wird. Außerdem gehört zur gesamten Anlage des Speicherbetriebes noch eine Lager-halle für Stückgüter, welche den ankommenden und aus-gehenden Dampfern das Einladen und Löschen von Bei-ladungen erleichtern soll, so daß die Fahrzeuge diese Güter

in nächster Nähe der Getreidespeicher laden und löschen können und nicht gezwungen sind, erst noch einen Liegeplatz in einem anderen Hafenbecken aufsuchen zu müssen.

Die Bauarbeiten der Speicher lagen in den Händen der A.G. für Beton- und Monierbau Berlin-Königsberg und der Königsberger Baufirma Wolff & Döring, die je einen Speicher erbaut haben. Die maschinelle Einrichtung des Turmspeichers wurde von der A.G. Amme, Giesecke & Konegen, Braunschweig, die des Gruppenspeichers von der Mühlenbau-A.G., vorm. Gebr. Seck, Dresden, geliefert und eingebaut. Die auf der Kranbahn zwischen der Ufermauer des Industriefhafens und den Speichern laufenden 6 Vollportalkrane wurden von der Demag-A.G., Duisburg, zwei weitere von der A.-G. Carl Flohr, Berlin, geliefert.

ÜBER DIE EINWIRKUNG VERSCHIEDENER CHEMISCHER STOFFE AUF FESTIGKEIT UND ABBINDEZEIT VON ZEMENT UND BETON.

Zusammenfassende Darstellung von Dr. Lothar Zimmermann, Karlsruhe.

In demselben Maße, in welchem die Anwendung des Port-landzementes auf immer weitere Gebiete ausgedehnt wird, steigen auch die Anforderungen, die bezüglich seiner Wider-standsfähigkeit gegenüber chemischen Stoffen gestellt werden. Kanäle, Drainageröhren, Behälter für verschiedene Flüssig-keiten usw. werden heute vielfach aus Beton hergestellt, und es soll weder der Beton durch die Flüssigkeit Schaden erleiden noch auch letztere in bestimmten Fällen durch das Binde-mittel verdorben werden.

Um die Einwirkung der verschiedenartigsten dem Zement oder dem Anmachwasser zugesetzten Stoffe auf Abbindezeit und Festigkeit zu prüfen, sind schon zahlreiche Laboratoriums-versuche ausgeführt worden. Sie zeigen zwar nicht immer gute Übereinstimmung der Ergebnisse und ihre unmittelbare Auswertung für die Praxis kann nur mit großer Vorsicht er-folgen, aber sie geben immerhin wertvolle Fingerzeige und legen die Durchführung geeigneter Vorversuche unter Berück-sichtigung der besonderen Verhältnisse des einzelnen Falles nahe.

Es ist der Zweck der folgenden Zeilen, soweit als möglich, eine Übersicht der bisherigen Ergebnisse solcher Labo-ratoriumsversuche mitzuteilen. Eine Literaturzusammenstellung ist angeschlossen.

1. Die Festigkeitsprüfung erfolgte meist an Zugkörpern (Achterformen) 1 Zement : 3 Sand.

Die Ergebnisse hängen nicht allein von der chemischen Beschaffenheit des Zusatzstoffes ab, sondern auch vom Zement selbst, so daß man mit verschiedenen Zementproben wider-sprechende Ergebnisse erhalten kann. Die Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse verschiedener Herkunft leidet meist unter dem Mangel an hinreichend genauen Angaben über Temperatur, Wasserzusatz, Konzentration der angewandten Lösung und dergleichen.

Immerhin kann einwandfrei festgestellt werden, daß die Mehrzahl der dem Anmachwasser oder dem Zement zuge-mischten Stoffe erniedrigend auf die Festigkeit wirkt. Von 528 unter etwa gleichen Bedingungen angestellten Versuchen ergaben nur 70 eine meist unbedeutende Zunahme, alle ändern aber häufig sehr beträchtliche Abnahmen der Festigkeiten gegenüber den mit Wasser angerührten Zementproben. Dies war besonders bei den Sieben-Tageproben der Fall. Steigerung der Zugfestigkeit erfolgt hauptsächlich durch Chlorcalcium, Chlorbarium, schwefelsaures Eisen (vergl. Tabelle I) und über-haupt durch Sulfate bei Verwendung von $\frac{1}{2}$ oder $\frac{1}{1}$ normalen Lösungen als Anmachwasser.

Eine wohlbegründete Erklärung der Wirkung der Zusätze ist auf Grund des vorliegenden Materials noch nicht möglich. Vermutlich vermögen alle diejenigen Stoffe die Festigkeit

eines Mörtelkörpers zu steigern, welche in den Poren des Betons mit Wasser oder mit irgendwelchen Komponenten des Zementes auskristallisieren und dadurch die vorhandenen Hohlräume des Mörtels durch kompaktes, mit dem festen Zement gut ver-kittetes Material ausfüllen. Obgleich nun freilich im all-gemeinen keine Parallelität zwischen Festigkeit und Dichtigkeit besteht, so wird man doch in dem speziellen Falle dem dichter Körper die höhere Festigkeit zuschreiben dürfen, in welchem derselbe unter sonst genau gleichbleibenden Bedin-gungen lediglich durch Auffüllung der Mörtelporen des weniger dichten Körpers entstanden gedacht werden kann. Wird die Menge des zugesetzten Stoffes so groß, daß die auskristalli-sierenden Produkte in den vorhandenen Poren nicht mehr ge-nügend Platz finden, so kann eine Art Sprengung des Mörtel-gefüges eintreten, die allmählich die völlige Zerstörung des-selben herbeiführen kann. So erklärt es sich, daß eine Reihe von Zusätzen bei Anwendung in geringen Konzentrationen die Festigkeit steigern, in höheren aber das Gegenteil bewirken (vgl. Tabelle I und II) und Treiben verursachen.

2: Zwischen der Wirkung der Lösungen auf die Abbinde-zeit einerseits und auf die Festigkeit andererseits scheint kein leicht übersehbarer Zusammenhang zu bestehen.

Nach J. C. Witt kann man die Zusatzstoffe bezüglich ihrer Wirkung auf die Abbindezeit in zwei Gruppen einteilen:

Die erste Gruppe enthält Salze, welche in geringen Kon-zentrationen die Abbindezeit verlangsamen bis zu einem ge-wissen Maximum, dann mit weiter steigenden Konzentra-tionen wieder beschleunigen bis zur Abbindezeit ohne Zusatz, oder auch darüber hinaus. Hierher gehören: Chlornatrium (Kochsalz), Natronsalpeter, Kalisalpeter, Ammonsalpeter, Na-triumsulfat (Glaubersalz), saures kohlen-saures Natrium und Kalium, Calciumchlorid, Natriumsulfid, Gips und vielleicht auch einige andere Salze der Tabelle III, die erst ungenügend erforscht sind.

Die zweite Gruppe enthält Salze, die von den geringsten Konzentrationen an eine Verlangsamung der Abbindezeit be-wirken, welche mit zunehmender Konzentration ständig be-trächtlicher wird. So verhalten sich: Chlorzink, Kupferchlorid, Zinksulfat und Kupfersulfat. Über weitere Salze herrscht noch Unklarheit.

Trotz zahlreicher Versuche ist es auch für die Einwirkung der Salze auf den Abbindevorgang noch nicht geglückt, eine befriedigende Erklärung abzugeben. Weder kommt es auf die verschiedene Löslichkeit der Salze in Wasser an, noch vermag man den Begriff der Katalysatoren erfolgreich zu verwenden. Mehr Wahrscheinlichkeit für sich haben jene Theorien, welche in der Beeinflussung des Abbindens durch Elektrolyte (Salze) kolloidchemische Vorgänge erblicken, die auf verschieden

schnelle Ausscheidung (Flockung) der Gele des Zementes hinauslaufen. Bemerkenswert ist der entscheidende Einfluß mancher Kationen (Basenbestandteile der Salze), z. B. des Kupferions und Zinkions auf das Verhalten des Zementes gegenüber der weniger charakteristischen Einwirkung der Anionen (Säurenbestandteile der Salze).

Zusammenstellung I.

Die Festigkeit wird vermehrt durch:

Aluminiumchlorid in niederen Konzentrationen,
Bariumchlorid, und zwar beträchtlich,
Calciumnitrat,
Calciumsulfat (Gips) in niederen Konzentrationen,
Calciumsulfid " " "
Calciumthiosulfat " " "
Eisenvitriol (franz. Patent),
Magnesiumchlorid in geringen Konzentrationen,
Natriumsulfid " " " (unter 1 vH.)

Zusammenstellung II.

Die Festigkeit wird vermindert durch:

Aluminiumchlorid in höheren Konzentrationen,
Gips bei mehr als 5 vH.
Magnesiumchlorid in höheren Konzentrationen,
Natriumsulfid besonders bei eisenreichen Zementen,
Saures schwefligsaures Natrium,
Chlornatrium (Kochsalz)
(Diese Salze gaben bisweilen geringe Festigkeitszunahmen, und zwar in 70 von 528 Fällen, besonders bei der Prüfung nach 180 Tagen und bei Anwendung 1/2 oder 1/1 normaler Lösungen.),
Chlorzink,
Kupferchlorid,
Natronsalpeter,
Kalialpeter,
Ammonsalpeter,
Glaubersalz,
Zinksulfat,
Kupfersulfat,
Saures kohlenensaures Natrium,
Saures kohlenensaures Kalium.

Zusammenstellung III.

Abbindezeit.

Aluminiumchlorid verlangsamt mit steigender Konzentration,
Ammoniumsulfat hat größeren Einfluß als die äquivalente Menge Gips,
Ammoniumnitrat verlangsamt in geringen Mengen, beschleunigt bei höheren Konzentrationen,
Borsäure verlangsamt,
Borax verlangsamt,
Calciumchlorid, geringe Beträge verlangsamen, größere Beträge beschleunigen, z. B.:
11 vH Zusatz zum Zement: 9 Stunden Abbindezeit,
25 " " " " : 5 " "

Calciumchromat verlangsamt,
Calciumhydrat wirkte verlangsamernd auf einen rasch gewordenen Zement,
Calciumnitrat verlangsamt,
Gips verlangsamt erst und beschleunigt in höheren Konzentrationen,
Eisenvitriol beschleunigt,
Kohlensäure (mit Wasser) beschleunigt,
Kohlensäure (trocken) ist ohne Einfluß,
Kupferchlorid verlangsamt mit steigender Konzentration,
Kupfersulfat verlangsamt mit steigender Konzentration,
Kali-Alaun ohne Einfluß (?),
Kaliumbichromat verlangsamt,
Kaliumsulfat verlangsamt in kleinen Mengen, beschleunigt in größeren,
Kalialpeter verlangsamt in kleinen Mengen, beschleunigt in größeren,
Kaliumbikarbonat verlangsamt in kleinen Mengen, beschleunigt in größeren,
Lithiumchlorid ohne Einwirkung (?),
Magnesiumchlorid Maximum der Abbindezeit bei etwa 6 vH,
Natriumkarbonat (Soda) beschleunigt,
Natriumchlorid verlangsamt in kleinen Mengen, beschleunigt in größeren,
Natriumsulfat verlangsamt in kleinen Mengen, beschleunigt in größeren, z. B. Abbindebeginn nach:
6 1/3 h bei 0,05 norm. Lösung, Abbindeende nach 9 h
4 1/2 " " 1,0 " " " " " 8 "
Natriumsulfid verlangsamt in kleinen Mengen, beschleunigt in größeren,
Natriumnitrat verlangsamt in kleinen Mengen, beschleunigt in größeren,
Natriumbikarbonat verlangsamt in kleinen Mengen, beschleunigt in größeren,
Zinkchlorid verlangsamt mit steigender Konzentration, z. B. Abbindebeginn nach:
6 h bei 0,05 norm. Lösung, Abbindeende nach 11 h
26 " " 1,0 " " " " " 56 "
Zinksulfat verlangsamt mit steigender Konzentration, z. B. Abbindebeginn nach: 7 1/2 h bei 0,05 norm. Lösung
" " 28 " " 1,0 " "

Literatur:

- J. C. Witt: Einige Verallgemeinerungen über die Einwirkung von Stoffen auf Zement und Beton. Philippine Journ. of Science, 13. A. 29—48. Jan. 1918. Manila, u. Chem. Zentralblatt 1923, IV, Seite 450. Die Arbeit enthält eine übersichtliche Zusammenstellung der früheren Literatur.
- J. C. Witt und F. D. Reyes: Die Wirkung von Calciumsulfat auf Zement. Chemisches Zentralblatt 1923, II, Seite 130 und IV, Seite 54.
- J. C. Witt: Die Wirkung von Schwefelverbindungen auf Zement. Chemisches Zentralblatt 1923, IV, Seite 450.
- C. R. Platzmann: Der Einfluß von Chlorcalcium auf die Druck- und Zugfestigkeiten von Portlandzement. „Zement“ (1921), Bd. 10, Seite 499. Dasselbst weitere Literaturangaben.

TECHNISCHER BERICHT.

Die Aufgaben des Bauingenieurs in der Winddruckfrage.

Nach einem Referat im Arbeitsausschuß für Winddruck der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gehalten von Ministerialrat Busch.

Der Einfluß des Windes auf Bauwerke ist eine bisher noch ziemlich unzulänglich geklärte Frage. Bisher beschränkte sich der Ingenieur im allgemeinen darauf, beim Entwerfen die durch die behördlichen Bestimmungen vorgeschriebenen Windbelastungen gebührend zu berücksichtigen. Sie schienen die nötige Sicherheit zu gewährleisten, die amtliche Autorität stand hinter ihnen, damit war die Frage für ihn meist erledigt. Er forschte weder nach dem Zustandekommen der Belastungsvorschriften, noch machte er sich viele Gedanken über

ihre Berechtigung im Einzelfalle, er beobachtete auch nicht an fertigen Bauwerken, in welcher Weise sich die Wirkung des Windes tatsächlich geltend macht, sondern er überließ es im wesentlichen Physikern und Meteorologen für dasjenige Rüstzeug zu sorgen, dessen er für seine Entwürfe und Berechnungen bedurfte. Und doch spielt es zweifellos für die Bemessung der Stärken und die Anordnung seiner Konstruktionen eine recht ansehnliche Rolle, ob und in welchem Maße die Einwirkung des Windes berücksichtigt wird; erfordern doch u. a. frei-

stehende Wände von größerer Fläche, ferner freitragende, dem Winde in allen oder erheblichen Teilen ausgesetzte Konstruktionen infolge der Windbelastung oft das gleiche, ja ein Mehrfaches desjenigen Materialaufwandes, welcher infolge der übrigen angreifenden Kräfte allein erforderlich wäre, wie z. B. bei der Forthbrücke für Eigengewicht und Nutzlast allein etwa der dritte Teil des für die Brücke tatsächlich aufgewendeten Eisengewichtes ausreichend gewesen wäre. Diese bisherige Einstellung des Ingenieurs zu der Frage der Berücksichtigung des Windes beim Entwerfen von Bauwerken dürfte im wesentlichen auf folgenden Gründen beruhen. Einmal hat man von Unfällen, deren Ursache in einer zu geringen Bewertung der Windwirkung lag, sehr wenig gehört, wenigstens hat man die Ursache als solche nicht erkannt, so daß sich also auch keine Notwendigkeit geltend machte, über die vorhandenen Vorschriften hinauszugehen. Zum anderen stellen bei uns, im Gegensatz z. B. zu den französischen Bestimmungen, die geltenden Vorschriften ganz klare und bestimmte zahlenmäßige Forderungen und lassen keine Möglichkeit, je nach Lage des Einzelfalles hinsichtlich der geringeren Bedeutung des Gegenstandes, des Grades der wissenschaftlichen Durcharbeitung und der Zuverlässigkeit des für Entwurf und Ausführung technisch Verantwortlichen von ihnen abzuweichen. Dazu kommt, daß bisher, in besseren Zeiten, vielfach ein Mehr an Materialaufwand wirtschaftlich keine so große Rolle spielte wie heute. Für den Ingenieur entfiel daher auch der besondere Anreiz, durch eingehendes Studium der Windfrage zu günstigeren Annahmen für die Windbelastung und damit zu wirtschaftlich vorteilhafteren Konstruktionen zu gelangen. Schließlich war aber auch bis vor verhältnismäßig kurzer Zeit die Wissenschaft in der Behandlung der statischen und Materialfestigkeitsprobleme noch nicht so weit fortgeschritten, daß angesichts alles des durch die Rechnung nicht Erfassbaren ein verhältnismäßig erheblicher Mehraufwand an Baustoffen nicht als eine erwünschte Erhöhung des Sicherheitsgrades der Konstruktion willkommen gewesen wäre. In der heutigen Zeit, da auf der einen Seite dem Ingenieur Aufgaben von weit größerem Ausmaße und gesteigerter Bedeutung, dazu unter bisher ungewohnten Bedingungen erwachsen sind, auf der anderen Seite der Grundsatz der Wirtschaftlichkeit in der technischen Arbeit sich überall durchgesetzt hat, ja die Not unserer Tage äußerste Sparsamkeit erzwingt, kann für die bisher geübte Zurückhaltung des entwerfenden Ingenieurs gegenüber einem die Gestaltung seiner Werke so einschneidend beeinflussenden Problem kein Raum mehr sein. Auch von seiner Seite muß dem Problem der Windwirkung mit allem Nachdruck zu Leibe gerückt werden, um in der Richtung seiner Ziele vermehrte und vertiefte Erkenntnis, und zwar möglichst in beschleunigterem Tempo als bisher zu gewinnen.

Für den Ingenieur tritt die Wirkung des Windes als eine äußere Kraft in Erscheinung, mit der er sich zur Erzielung der Standfähigkeit seines Bauwerkes in derselben Weise auseinandersetzen hat, wie mit anderen äußeren Kräften. Da die vom Winde ausgeübte Kraft, der Winddruck, nicht zu den Kräften gehört, deren Wirken dauernd konstant bleibt und über deren Wirkungsart und -größe kein Zweifel besteht, so ist der Ingenieur nicht in der Lage, diese Kraft mit einem bestimmten, eindeutigen Werte in die Rechnung einzuführen, sondern er ist gezwungen, für Größe, Richtung und Angriffspunkt derselben gewisse Annahmen zu machen. Da es Aufgabe des Ingenieurs sein muß, seinen Werken, mit Ausnahme solcher, die für besondere Zwecke bestimmt sind, innerhalb der Grenzen der Materialbeständigkeit dauernde Standfähigkeit zu sichern, so werden seine Annahmen so sein müssen, daß die Konstruktion jedem vorkommenden Winde standhält, er wird also nach Werten zu suchen haben, die den ungünstigsten Fall in jeder Beziehung darstellen. Gleichzeitig erfordert jedoch die Wirtschaftlichkeit der Konstruktion, daß diese Werte nicht ungünstiger gewählt werden als es die Rücksicht auf Sicherheit unbedingt erheischt. Bei den zu machenden Annahmen wird also der Willkür so wenig wie möglich Raum gegeben werden dürfen, vielmehr muß erstrebt werden zu Werten zu gelangen, die mit der Wirklichkeit möglichst übereinstimmen. Der Ingenieur kann sich nun bei seinen Annahmen auf die durch die wissenschaftliche Forschungsarbeit erzielten Ergebnisse der Beobachtung, des Experimentes und der theoretischen Untersuchung stützen. Je mehr die vorliegenden Ergebnisse der verschiedenen Untersuchungen sich einander nähern und je mehr die Art ihrer Gewinnung den besonderen Zwecken des Ingenieurs angepaßt ist, eine desto brauchbarere Stütze werden sie seinen Annahmen sein können und desto vollkommener wird auch hier das Ziel jeder technischen Arbeit, größte Wirkung mit geringstem Aufwand, erreicht werden.

Inwieweit erfüllen nun die dem Ingenieur z. Z. für seine Winddruckannahmen zur Verfügung stehenden Unterlagen diese Voraussetzungen?

Zunächst zu den Annahmen über den Wert des größten vorkommenden Winddrucks! Die bekannt gewordenen Erfahrungswerte für die Größe des Winddrucks sind auf verschiedene Weise zustande gekommen. Einmal sind sie errechnet worden aus den sichtbaren bleibenden Wirkungen, welche der Wind an Gegenständen, insbesondere Bauwerken oder Teilen von solchen hervorgerufen hat, indem aus diesen auf die Größe der umstürzenden bzw. zerstörenden Kräfte geschlossen wurde. Weiter ist der Winddruck unmittelbar gemessen worden durch Übertragung der von ebenen Platten aufgenommenen Windkraft auf Federwagen mit Schreibvorrichtungen. Ein dritter

Weg ist die Ableitung des Winddrucks aus der in irgend einer Weise ermittelten Windgeschwindigkeit.

Das erste Verfahren ist bei Gelegenheit von Unfällen verschiedenartig angewandt worden. Es birgt zweifellos große Fehlerquellen und Unsicherheiten hinsichtlich des Angriffspunktes der Kraft, der Größe der in Rechnung zu stellenden Fläche, der Unzulänglichkeit der rechnungsmäßigen Erfassung des Vorganges u. a. m. In letzter Beziehung werden namentlich Angaben aus zurückliegender Zeit, wo die Theorie der Statik und Festigkeitslehre noch weniger ausgebildet waren, weniger Vertrauen verdienen, auch wird es in der Mehrzahl der Fälle an genügend sachverständiger Aufnahme des Unfallbefundes als Rechnungsunterlage gefehlt haben. Die Zahl der Berichte über umstürzende oder zerstörende Wirkungen des Windes ist zudem überhaupt auffallend gering; solche, aus denen zuverlässige wissenschaftliche Folgerungen gezogen werden können, liegen nur in verschwindender Zahl vor. Der Grund dafür mag z. T. darin liegen, daß eine gewisse Abneigung über Unfälle zu berichten allgemein ist, er ist aber wohl noch mehr darin zu suchen, daß oft nicht genügendes Verständnis für die Bedeutung der Sache vorhanden ist und der Anreiz fehlt, sich entweder selbst eingehender mit dem Falle zu beschäftigen oder ihn einer sachverständigen Stelle zur Untersuchung und Auswertung zuzuführen. In den vorliegenden Berichten handelt es sich im wesentlichen um umgestürzte Eisenbahnwagen oder -züge und um Verschieben bzw. Abheben von Brückenträgern, weniger um Zerstörung von Konstruktionsteilen, aus welcher mit Hilfe der Festigkeitslehre die Bruchbelastung ermittelt werden könnte. Einen besonders bemerkenswerten Fall bildet der im Jahre 1879 erfolgte Einsturz der Brücke über den Firth of Tay im Sturm, welcher s. Z. viel Aufsehen erregt hat. Aus ihm hätten sich sehr wertvolle Schlüsse auf die Windwirkung ziehen lassen, wenn nicht, wie der Kommissionsbericht feststellen mußte, die Brücke schlecht entworfen, schlecht ausgeführt und mangelhaft beaufsichtigt worden wäre und deshalb der Zusammenbruch schon erfolgte, als die Windwirkung noch keinen außerordentlichen Wert erreicht hatte. Von Versuchsobjekten mit dem Zweck, aus ihrem Umstürzen oder ihrer Zerstörung die Größe des Winddrucks zu ermitteln, ist außer den auf dem Eiffelturm aufgestellten Versuchskegeln von verschiedenem Standfähigkeitsmoment — dem Verfasser wenigstens — nichts bekannt geworden.

Das zweite Verfahren, die Aufnahme des Winddrucks durch ebene Platten größerer Abmessungen und direkte Messung des Druckes, den die Platten durch den Wind erleiden, durch Federdruckmesser mit Schreibvorrichtung ist auch nur wenig versucht worden. Allgemein bekannt geworden sind bei uns eigentlich nur die von Baker ausgeführten Versuche während des Baues der Brücke über den Firth of Forth, über welche Barkhausen in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1888 und 1891 berichtet hat.

Weitaus überwiegend ist der Weg beschritten worden, aus der Geschwindigkeit des Windes brauchbare Werte für die Größe des Winddruckes zu gewinnen unter Verwendung der physikalischen Beziehung, welche zwischen der Geschwindigkeit eines Luftstromes und dem Druck, den dieser auf eine zu seiner Richtung senkrecht liegende ebene Fläche ausübt, besteht. In welcher Weise dies geschehen ist, wird noch unten weiter behandelt werden. Soll daher auf die oben aufgeworfene Frage, in welchem Maße die zur Verfügung stehenden Werte die von dem Ingenieur zu stellenden Anforderungen erfüllen, hinsichtlich der Größe des Winddrucks eine Antwort gesucht werden, so muß von der Betrachtung der bisher ermittelten Geschwindigkeitswerte ausgegangen, weiter ihre Vergleichbarkeit geprüft, ihre Herkunft und Art der Ermittlung untersucht werden.

Nebenstehende Zusammenstellung gibt eine Übersicht besonders großer Werte von Windgeschwindigkeiten, über welche sich Nachrichten in der Literatur finden. Die Werte sind der deutschen Literatur entnommene Angaben, die sich z. T. auf ausländische Nachrichten stützen. Soweit letzteres der Fall ist, hat Verfasser die Quellen nicht nachprüfen können, obwohl besonders für die Beurteilung des Wertes der Angabe etwa im Zusammenhange der betreffenden Veröffentlichung enthaltene erläuternde Bemerkungen von entscheidender Wichtigkeit sein würden. Die Windstärken sind als Geschwindigkeiten in m/sec angegeben. In den Fällen, wo die Quellen nur die Winddruckzahlen geben, sind diese nach der Formel $p = 0,08 v^2$ auf Geschwindigkeit umgerechnet.

Die Zusammenstellung läßt zunächst klar die außerordentliche Verschiedenheit der Werte, auf welche schon seit langer Zeit hingewiesen worden ist, erkennen, und zwar nicht allein bei den Stundenmitteln, sondern auch ganz besonders bei den absoluten Höchstwerten, auf die es ja gerade bei der Verwendung für Ingenieurzwecke ankommt. Weiter sind die Angaben über die Zeit der Feststellung wie auch über die Herkunft der Werte sehr unsicher und lückenhaft; schließlich fehlen nähere Erläuterungen über die Art der Ermittlung, die örtliche Lage des Beobachtungspunktes und andere für zutreffende Bewertung der Zahlen nicht zu entbehrende Merkmale bei den meisten Nachrichten völlig. Schon bei einem oberflächlichen Blick auf die Übersicht kann man sich daher des Eindrucks nicht erwehren, daß das Mißtrauen, welches, namentlich in letzter Zeit den angegebenen Werten gegenüber in weiten Kreisen der Ingenieure Platz gegriffen hat, der Berechtigung nicht entbehrt. Die Zweifel wachsen jedoch noch weiter, wenn man eingehender nach Herkunft und Ermittlungsart forscht. Wie aus der Zusammenstellung ersichtlich ist, wird der weit über-

Zusammenstellung bekanntgewordener Werte von außerordentlichen Windstärken.

Ort	Zeit	Beobachtende Stelle	Windstärke		Art der Ermittlung	Literaturquelle	Bemerkung
			Stundenmittel m/Dec.	Absolute Höchstwerte m/Sek.			
Hamburg	24. I. 1884	Deutsche Seewarte	30,4	—	gemessen mit Schalenkreuz-Anemometer	Centralblatt d. B. V. 1884, auch Lang, Schornsteinbau	
"	24. I. 1884	Deutsche Seewarte	—	43,1	wahrscheinlich geschätzt	Centralblatt d. B. V. 1884, auch Lang, Schornsteinbau	
"	1876—93	Deutsche Seewarte	42,0	—	—	Hütte 1902, Dt. Bauzeitung 1894.	
"	—	Deutsche Seewarte	25—28	—	gemessen mit Schalenkreuz-anemometer	Sühring, Betrieb 1921	
"	12. 2. 1894	—	26—28	—	gemessen mit Schalenkreuz-anemometer	Ritter, Zeitschr. d. V. deutscher Ing 1895	
"	12. 2. 1894	Deutsche Seewarte	—	33—40	aus der Entfernung der sich auf dem Wasserspiegel abzeichnenden Windstöße errechnet. Dauer 5—15 Sek.	Ritter, Zeitschr. d. V. deutscher Ing. 1895	
Deutsche Küste	—	—	—	53,7	—	Sühring, Betrieb 1921	Nach Sühring gewöhnlich nur einmal in 20 Jahren
"	—	—	—	60,0	—	Buchegger, Bauing. 1922	
"	—	—	—	50,0	—	Hütte 1920	
Wilhelmshaven	1890—93	Observatorium	30	—	Schalenkreuzanemometer	Lang, Schornsteinbau 1896	
"	1890—1893	"	—	36—40	errechnet 20—30 vH größer als Stundenmittel	" " "	
Holl. Küste	bis 1870	—	nicht >44	—	—	De ingénieur 1888; Z. d. V. Deutscher Ing. 1888	
Potsdam	—	Observatorium	22—23	—	Schalenkreuzanemometer	Sühring, Betrieb 1921	
"	seit 1895	"	26	—	"	Saller, Centralbl. d. B. V. 1915	Nach Ang. d. Observat. P. mehrfach vorgekom.
Berlin-Tegel	20. 4. 1903	"	—	30	—	—	Nach Ang. d. Met. Institut. Berlin stärkster bis 03 bei Berlin festgestellter Windstoß
Berlin	—	—	33	—	Luftballon in 18 500 m Höhe	Ritter, Abhandl. über Luftfahrt; auch Lang, Schornsteinbau	
Berlin-Görlitzer Eisenbahn	—	—	44—50	—	berechnet	Zeitschr. Deutsch. Ing. 1888	
Berlin	1891	Station Joachimsthal-sches Gymnas.	22,5	—	Schalenkreuzanemometer	Meteorol. Zeitschr. 1909	
Baden	—	—	—	> 50	errechnet aus Widerstandsvermögen eines umgestürzten Schornsteins	—	
Ratzeburg	1896	—	—	62	errechnet	D. Bauzeitung 1896; auch Lang, Schornsteinbau	
München	—	Met. Centr. Station	30	—	—	Saller, Centralbl. d. B. V. 1915	Nach Centr. Station nur ganz vereinzelt
Nürnberg	seit 1905	Wetterwarte	nicht >18	—	Tagesgeschwindigkeit — Feinwindmesser	Saller, Centralbl. d. B. V. 1915	
"	22. 7. 1910	—	27	—	errechnet aus Umsturz einer Gartenmauer	Saller, Centralbl. d. B. V. 1915	
Lindenberg i. d. M.	30. 3. 1912	Observatorium	27	—	Schalenkreuzanemometer	Zeitschr. d. V. Deutsch. Ing. 1912	Beobachtet b. Einsturz eines Funkent. i. Nauen
Säntis	27. I. 1890	Wetterwarte	41,7	—	Robinsonsches Schalenkreuz-anemometer	Hann, Met. Zeitschr. 1904	
"	27. I. 1890	"	—	46,1	Robinsonsches Schalenkreuz-anemometer	" " " "	Wahrscheinlich nach Hann zu groß, da mit Faktor = 3 d. Anemometers ermittelt; mit 0,8 zu multiplizieren
"	1896—1900	"	35,5	—	Robinsonsches Schalenkreuz-anemometer	" " " "	
Sonnenblick	Sept. 1903	"	29,5	—	—	Meteorol. Zeitschr. 1904	
"	17. 2. 1891	"	48	—	—	Sitzungsber. d. Wiener Ak. 1894 und Zeitschr. d. V. Deutsch. Ing. 1895	
"	17. 2. 1891	"	"	60	errechnet zu 20—30 vH größer als Stundenmittel	Sitzungsber. d. Wiener Ak.	
"	Dezb. 1891	"	38,1	—	—	Meteorol. Zeitschr. 1914	
Mitteldeutschland	—	—	—	50	—	Sühring, Betrieb 1921	
Deutsches Binnenland	—	—	35,4	—	errechnet aus Umsturz leerer Eisenbahn-Güterwagen	Handb. d. Ing., Wissensch. Brückenbau	
"	—	—	—	50	—	Buchegger, Bauing. 1922	
"	—	—	26,5	—	—	Pfütze, Z. d. V. Deutscher Ing. 1920	
"	—	—	42,0	—	—	Commission d. V. Deutsch. Ing. d. Central-Verb. der Dampfkessel-Überwachgs.-Vereine 1899	
Wien	1874 u. 1881	—	35,6	—	—	Lang, Schornsteinbau 1896	
"	1884	—	36,1	—	—	u. Handb. d. Ing.-W. 1890	
"	10. 3. 1881	Met. Reichsanst.	42,5	—	Anemometer	De ingen. 1888 u. Zeitschr. d. V. Deutsch. Ing. 1888	Angegeben 145 bzw. 190 kg/m ² Winddruck

(Fortsetzung von Seite 419)

Ort	Zeit	Beobachtende Stelle	Windstärke		Art der Ermittlung	Literaturquelle	Bemerkung
			Stundenmittel m/Dec.	Absolute Höchstwerte m/Sek.			
Wien	Dez. 1884	—	—	49	—	De ingen. 1888 u. Zeitschr. d. V. Deutsch. Ing. 1888 Centralbl. d. Bau-V. 1884	Angegeben 197 kg/m ²
"	9. u. 10. 12. 1883	—	36	50	errechnet aus Umsturz von Eisenbahnwagen		
Wiener Neustadt	10. 7. 1916	Flugplatz	27	—	Anemograph von Leop. Schmidt nicht geeicht	Meteorol. Zeitschr. 1917	In 40—250 m Breite Windhose
"	10. 7. 1916	—	—	40	Munro-Anemograph	Lang, Schornsteinbau 1896	
Zürich	1890—1895	Met. Centr. Anst.	30	—	—	—	Nach Fessels Formel
Kroatien	31. 5. 1892	—	—	103	—	—	
Triest	Januar 1896	Met. Cent. Anst.	—	38	Dines Winddruckmesser	"Meteorol. Zeitschr. 1912	Fast jährlich
"	—	—	28	—	" geschätzt	Wegner, Met. Zeitschr. 1918	Tromben 75 m/Sek. errechnet aus umgestürzt. Gartenmauer
"	—	—	—	50—100	—	—	Seit März 1889 nur einmal übertroffen am 1. 2. 1902
Pola	4. 5. 1904	Observatorium	—	31,3	Dines Winddruckmesser	Meteorol. Zeitschr. 1904	
"	1. 2. 1902	"	—	32,5	"	" " "	Seit Dez. 1884 größter Windstoß
Pelagosa (Insel)	1912—1914	"	23,3 bis 31,1	—	Anemometer Beckley-Fuß	" " 1919	
Bjolašnica (Bosnien)	1898—1904	"	23—35	—	—	" " 1908	
"	Dez. 1901 bzw. April 1898	—	—	51—57	—	—	
Paris	26. 1. 1884	Eiffel Turm	38	—	Anemometer	De ingenieur 1888	
"	12. 11. 1894	"	27,5	—	—	Ritter, Z. d. V. D. I. 1895 u. Comptes rendus 1894	
"	12. 11. 1894	"	—34	50	—	—	
"	1904	—	35,4	—	errechnet aus Umwerfen von Probekegeln	Centralbl. d. B. V. 1910	Probekörper f. 100 kg/m ² berechn. einmal ungew.
"	1900—1910	—	—	44	Anemometer	" " " " "	Probekörper f. 150 kg/m ² berechnet nicht ungew.
"	—	Eiffel Turm	40	45	—	Eiffel, Neue Untersuchungen d. Luftwiderstands 1914	Bis 1910
Franz. Eisenbahn	—	—	—	44—56	beobachtet	De ingenieur 1888	
Perpignan	15.—24. 1. 1893	—	38	—	—	Lang, Schornsteinbau 1896	
Bidstone (Liverpool)	1870	Observatorium	36,5	—	Schalenkreuzanemometer	Lueger-Lexicon	390 kg/m ² sind angegeben
"	1871	"	35,3	—	—	"	400 " " "
"	—	—	—	70	—	"	440 " " "
Tay Brücke	1879	—	—	74	—	"	122—195 kg/m ² sind ang.
"	1879	—	—	39—49	—	Handb. d. Ing.-Wissensch. 1890	290—340 " " "
"	—	—	—	60—65	geschätzt	—	
Forth Brücke	Januar 1889	—	—	40—50	Druck auf Bohlentafeln gemessen	Centralbl. d. B. V. 1890	132—200 " " "
"	31. 3. 1886	—	—	34—42	Druck auf Bohlentafeln gemessen	Zeitschr. d. V. D. I. 1888	93—152 " " "
"	15.—17. 11. 1888	—	—	34—50	Druck auf Bohlentafeln gemessen	" " " " 1891	98—200 " " "
"	—	—	—	59	—	De ingenieur 1888	270 kg/m ² sind angegeben (bei 82 kg/m ² = 32,5 m/Sek. Schifffahrt nicht mehr möglich)
Glasgow	—	Observatorium	—	53,7	Anemometer	Centralbl. d. B. V. 1881	230 kg/m ² sind angeg.
"	—	"	—	50,5	"	Handb. d. Ing.-Wissensch. 1890	204 " " "
Holyhead	1890—1904	"	36,1	39,0	"	Meteorol. Zeitschr. 1912	
Falmouth	in 3½ Jahren	"	46,0	—	"	"	
Fleetwood	1912	"	—	54	"	Zeitschr. d. V. D. I. 1912	
Scilly	1890—1904	"	36	41	"	Meteorol. Zeitschr. 1912	
Orkney-Inseln	12. 1. 1894	"	43	—	"	Zeitschr. d. V. D. I. 1912	
Barrow	Frühj. 1903	—	45	54	—	Centralbl. d. B. V. 1904	
"	"	—	—	66	errechnet aus Umsturz eines Eisenbahnzuges	Engineer 1904 u. Centralbl. d. B. V. 1904	350 kg/m ² sind angeg.
England	—	—	nicht >	49,4	—	De ingenieur 1888	Hawskley gibt an, daß Sturm in E. nicht > 195 kg/m ² , weil sonst die meisten Fabrikschornsteine eingest. wären. Bei 150—200 kg/m ² Winddruck stürzt normaler engl. Personewagen um
"	—	—	—	45—54	—	Zeitschr. d. V. D. I. 1912	
"	—	—	—	43—50	errechnet aus Umsturz eines Eisenbahnwagens	Centralbl. d. B. V. 1881	
"	—	Anzahl wichtiger Stationen	21	36	—	Remfry, Engineering 1923	Nach R. praktisch niemals überschritten

(Fortsetzung von Seite 420)

Ort	Zeit	Beobachtende Stelle	Windstärke		Art der Ermittlung	Literaturquelle	Bemerkung
			Stundenmittel m/Dec.	Absolute Höchstwerte m/Sek.			
England	—	—	—	58	wahrscheinlich nach Smeaton berechnet	Lang, Schornsteinbau 1896	N. Rankine 268,5 kg/m ²
"	1870	—	—	40—60	errechnet aus Abwerfen von Brückenüberbauten und Zerstörung von Gebäuden	Dt. Bauzeitung 1870	Angeg. 127—290 kg/m ²
Stockholm	4. I. 1910	Observatorium	28	—	—	Saller, Centralbl. d. B. V. 1915	
Karlskrone (Küste)	"	"	33	4	—	Saller, Centralbl. d. B. V. 1915	
Lund	"	"	22	—	—	Saller, Centralbl. d. B. V. 1915	
Schwed. Küste	seit 1906	"	30	—	—	Saller, Centralbl. d. B. V. 1915	
Schw. Binnenland	—	"	20	—	—	Saller, Centralbl. d. B. V. 1915	
Norwegen	—	—	35,4	60	errechnet aus Herausschleudern von Eisenbahnwagen aus dem Gleis	Zeitschr. d. V. D. I. 1919	Angeg. 290 kg/m ² senkrechte Seitenkraft
Rußland	—	—	40,0	—	errechnet aus Verschiebung eines eisernen Brückenträg.	" " " " " 1890	Angegeben 132 kg/m ²
Elisabethgrad	Juni 1886	—	39,0	—	errechnet aus Umsturz eines Eisenbahnzuges	Centralbl. d. B. V. 1886	Angegeben 123 kg/m ²
New York	28. 3. 1895	—	33,5	—	—	Kofahl, Zeitschr. d. V. D. I. 1903	
Mount Washington	— Mai 1903	Observatorium	30—40 43,8	—	—	Ritter. Ztschr. d. V. D. I. 95 Meteor. Ztschr. 04 u. Monthly weather review 1903	1900 m hoch 5 Minuten-Maximum
Point Reyes (Kalif. Küste)	18. 5. 1902	—	35	—	—	Meteor. Ztschr. 04 u. Monthly weather review 1903	
Cap Mendocian	20. I. 1886	—	—	64	—	Meteor. Ztschr. 04 u. Monthly weather review 1903	
Louisiana	29. 9. 1915	—	46	62	Anemometer	Meteorol. Zeitschr. 1916	
New Orleans	29. 9. 1915	—	38,5	58	—	" " "	
Ost-Texas	10. 8.—23. 8. 1915	—	26	—	Anemometer	" " "	
Houston	17. 8. 1915	—	36	—	—	" " "	
Galveston	17. 8. 1915	—	29—43	—	—	" " "	
"	1900	—	53	—	geschätzt. Bei 37,5 m/Sek. flog Anemometer fort.	" " "	
Östl. Golf von Mexiko	15. 8. 1915	—	28,6	—	—	" " "	
Habana	14. 8. 1915	—	25	—	—	" " "	
Key West	14. 8. 1915	—	29	—	—	" " "	
Charleston	27. 8. 1911	—	47,4	—	—	" " " 1911	
St. Louis	29. 5. 1896	—	60	75	—	Kofahl, Zeitschr. d. V. D. Ing. 1903	Angegeben 290 bzw. 440 kg/m ² Druck
"	29. 5. 1896	—	—	70	errechnet aus Abheben von 280 t schw. Teild. Mississippi-Brücke	Centralbl. d. B. V. 1898 u. Ber. d. V. Amerik. Civ.-Ing.	
Tennessee	1876	—	—	80	errechnet a. Brückeneinsturz	Handb. d. Ing.-Wissensch. Centralbl. d. B. V. 1883	Angegeben 500 kg/m ²
Kansas und Missouri	29. u. 30. 5. 1879	—	—	66	"	" " " " "	Angegeben 350 kg/m ² von unten nach oben
Amerika	21. 2. 1912	—	—	50	errechnet	" " " " "	Angegeben 200 kg/m ² von unten nach oben
"	—	—	50,5	—	—	Zeitschr. d. V. Deutsch. Ing. 1912	
"	—	—	36	60	—	Lang, Schornsteinbau 1896	
Mauritius	29. 4. 1892	—	—	54	errechnet	" Trabert, Meteorologie (Gischen)	Tornado
"	29. 4. 1892	—	45	—	gemessen	Ritter, Zeitschr. d. V. Deutsch. Ing. 1895	
"	—	Beob. Dr. Meldrum	54,2	—	errechnet aus Stundenmittel + 20—30 vH	Lang, Schornsteinbau 1896	
Sydney	1876	—	—	60	—	Handb. d. Ing.-Wissensch.	Angegeben 570 kg/m ²
Japan	7. 10. 1899	—	—	85	errechnet aus Umsturz eines Eisenbahnzuges bei Nippon	Baltzer, Centralbl. d. B. V. 1900	Angegeben 293 kg/m ² nicht erreicht; 158 kg/m ² überschritten
Pic du midi	—	Wetterwarte 28,77 m hoch	—	—	—	Lang, Schornsteinbau 1896	Angeg. 470 kg/m ² , wahrscheinl. 330 kg/m ²
Schwed. Südpol Expedition	1. 2. 1902	—	32	37	Anemometer	Meteorol. Zeitschrift 1905	

wiegende Teil der Werte durch Feststellungen von Wetterbeobachtungsstationen und meteorologischen Observatorien gebildet. Bekanntlich werden die Windstärken zusammen mit anderen meteorologischen Elementen regelmäßig — bei uns in Deutschland täglich drei mal, 7 Uhr früh, 2 Uhr nachmittags und 9 Uhr abends — an einer großen Zahl von Stationen, die in allen Kulturländern große Beobachtungsnetze bilden, beobachtet. Auf den meisten der Stationen werden die Windstärken nur geschätzt und zwar nach einer angenommenen Skala. Die Skala ist nun nicht in allen Ländern dieselbe. Eine Vereinheitlichung ist zwar angestrebt¹⁾ aber bis heute — soweit dem Verfasser bekannt — noch nicht erreicht worden. Am meisten verbreitet ist die in Windstärkestufen 0—12 enthaltende Beaufortskala. Die Beziehung der verschiedenen Skalen aufeinander ist natürlich schwierig, weil die Zurückführung auf Meter und Sekunden durchaus unsicher ist. Um die großen Unterschiede zwischen den verschiedenen Beobachtungen möglichst zu vermindern, ist verschiedentlich der Versuch gemacht worden, den einzelnen Windstärkestufen der Beaufortskala entsprechende äquivalente Geschwindigkeitswerte zu bestimmen und zwar durch Vergleichung der Schätzungen erfahrener Beobachter mit den gleichzeitigen anemometrischen Aufzeichnungen der entsprechenden Windgeschwindigkeiten. Von den so gebildeten Reihen²⁾ bildete die von Scott bei dem ersten Vergleich 1875 aufgestellte lange die einzige empirisch begründete, liefert aber zu hohe Werte, weil eine falsche Anemometerkonstante zugrunde gelegt ist. Da sie aber bis in die neueste Zeit namentlich in technischen Handbüchern sehr verbreitet ist, mag sie hier angeführt werden (siehe Tabelle I).

Als diejenigen Reihen, welche sowohl nach Umfang des Beobachtungsmaterials als nach kritischer Verarbeitung am besten begründet sind, werden von Köppen die in Tabelle II enthaltenen bezeichnet.

Der Reihe der Deutschen Seewarte wird dabei nach der Art ihrer Ermittlung, und weil sie die Forderung, daß die Messungen sich auf dieselbe Luftschicht beziehen müssen, aus der auch die Schät-

zungen stammen, noch der Vorzug zu geben sein. Es ist auch versucht worden, die Windstärkeskala nach Beaufort mit den entsprechenden gemessenen Geschwindigkeiten durch eine einfache Formel zu verbinden. So hat Curtis die Formel abgeleitet $v = 0,836 B^3$, und Kühl⁴⁾ die

Tabelle I.

Beaufortstufe	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Äquiv. Geschwindigkeit	0	3,6	5,8	8	10,3	12,5	15,2	17,9	21,5	25	29,1	33,5	40,2

Tabelle II.

Beaufortstufe	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
v = Deutsche Seewarte	0	1,7	3,1	4,8	6,7	8,8	10,7	12,9	15,4	18,0	21	23—30	> 30
v = Meteorological Office London	0	0,8	2,4	4,3	6,7	9,4	12,3	15,5	18,9	22,6	26,4	30,4	35

Tabelle III.

Stufe	Bezeichnung	Anweisung der Deutschen Seewarte zur Führung des meteorologischen Tagebuches	Anleitung des Preußischen Meteorologischen Instituts
0	Windstille	kein Steuer im Schiff	—
1	leiser Zug	eben Steuer im Schiff	Rauch soll gerade emporsteigen
2	leichter Wind — flauwe Brise	1—2 Knoten Fahrt	für das Gefühl eben bemerkbar
3	schwacher Wind — leichte Brise	3—4 Knoten Fahrt	Bewegung leichter Wimpel und Blätter
4	mäßiger Wind	5—6 Knoten Fahrt	Strecken von Wimpeln und Bewegung kleiner Zweige
5	frischer Wind	Hier ist die „beim Winde“ mögliche Segelführung angegeben.	für das Gefühl bereits unangenehme Bewegung stärkerer Zweige
6	starker Wind		Pfeifen und Sausen an Hindernissen hörbar. Bewegung großer Zweige
7	harter Wind		Überstürzen der Wellen und Bewegung von Stämmen
8	stürmischer Wind		hält Menschen in der Bewegung merkbar auf
9	Sturm		verschiebt Bretter und Dachziegel
10	starker Sturm		wirft Bäume um
11	orkanartiger Sturm		zerstört
12	Orkan	verwüstet	

Formel $\log v_B - \log v_{B-1} = 0,086 + 0,5^B - 1$. Die Unmöglichkeit der Vergleichbarkeit der verschiedenen Schätzungsergebnisse bleibt jedoch bestehen. Die Beaufortskala ist im Jahre 1805 von dem englischen Admiral Beaufort aufgestellt worden, und zwar nach dem bei verschiedenen Windstärken von einem damaligen gut ausgerüsteten englischen Kriegsschiff zurückgelegten Segelweg und der möglichen Segelführung. Sie folgt hierunter mit den bei uns gebräuchlichen Bezeichnungen und Merkmalen für die einzelnen Stufen (siehe Tabelle III).

(Fortsetzung folgt.)

1) Köppen, die 13teilige Skala der Windstärke, Annal. d. Hydrographie 1916, D. 57.
2) Köppen, Meteorol. Zeitschr. 1916, S. 88.

3) Hann., Lehrbuch d. Meteorologie.
4) Meteorol. Ztschr. 19.

Berichtigung.

In dem Aufsatz Michailoff, Bauing. vom 30. April 1924, Heft 8, muß es richtig heißen:

- 1. auf Seite 234, eine Zeile von unten q_{0x}'' statt q_{0x}' (s. Tabelle),
- 2. „ „ 235, 1. Spalte, Zeile 13 von unten (Formel V):
 $r_m^2 (2 a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) U_m$ statt $r_m^3 (2 a_m - a_k - r_k \sin \beta_k) U_m$,

- 3. auf Seite 235, 1. Spalte, Zeile 5 von unten (Formel VI):
 $r_m^2 (b_m - b_k + r_k \cos \beta_k) T_m$ statt $r_m^2 (b_m - b_k + r_k \cos \beta_k) A_{im}$.

Zuschrift.

Von der Linke-Hofmann-Lauchhammer Aktiengesellschaft werden wir um Aufnahme folgender Notiz gebeten. Durch verschiedene Tageszeitungen wurde die Stilllegung unseres Werkes Torgau bekanntgemacht. Wir bemerken dazu, daß die Glockenerzeugung in Stahl und Bronze davon nicht betroffen, sondern in der bisherigen Weise weiterbetrieben wird.