

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 25. November 1932

Heft 51

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Niedrigwasserregulierung der Elbe auf der Strecke Hämerten (km 395,0)—Artlenburg (km 573,8).

Von den Reglerungsauräten G. Hansmann und A. Hirsch in Wittenberge.

Kurz unterhalb der Havelmündung (km 431,3) beginnen in der Elbe die Stromstrecken mit wandernden Geschiebeebänken, die sich bis ins Tidegebiet hinziehen. Oberhalb dieser Flußmündung liegt der Talweg im allgemeinen fest, d. h. er liegt vorherrschend in den Stromkonkaven und kreuzt zwischen diesen die Strommitte, unterhalb der Havelmündung dagegen wechselt er seine Lage oft auch in den Stromkonkaven zeitweise bzw. dauernd; nur in wenigen, ausgeprägten Stromkonkaven liegt er auch hier fest¹⁾. Der Übersichtsplan, Abb. 1, zeigt die augenblicklichen Stromverhältnisse.

Der Ausbau des Stromes ist auf der hier betrachteten Strecke im wesentlichen durch Buhnen und nicht einheitlich durch Kopfschwellen erfolgt. Bekanntlich sind die Querbauten wegen ihrer größeren Anpassungsfähigkeit bei einem Strom, dessen Breitenabmessungen u. Umst. noch verändert werden müssen, das zweckmäßigste Regulierungsmittel. Die vorhandenen Deckwerke treten diesen Regulierungswerken gegenüber sehr zurück.

Die Kronen der Bühnenköpfe und Deckwerke liegen in MW-Höhe, der Ansatzpunkt der Kopfschwellen schwankt, liegt aber durchweg unter MNW. Die stromseitige Bühnenneigung beträgt allgemein 1:5, die Neigung der Kopfschwellen bewegt sich praktisch zwischen 1:10 und 1:30, auch die Ausführungsweise der Kopfschwellen ist sehr unterschiedlich. Meist haben sie eine Unterlage aus Sinkstücken, Senkfascinen oder Fascinenmatten erhalten, während die eigentliche Kopfschwelle aus Schüttsteinen oder aus einem Senkfascinengrat besteht, der mit Schüttsteinen überdeckt ist. Das Abdecken ist notwendig, um ein Hochwinden des Fascinenwerkes durch die Schiffsanker und eine Beschädigung der Netze durch das Strauchwerk zu vermeiden.

Die Bühnen sind in der Regel ganz aus Packwerk gebaut, mit Ausnahme des Kopfes sind sie in seltenen Fällen im Kern aus Kies bzw. Sand hergestellt und von Fascinen eingehüllt. Noch 10 m über die MW-Streichlinie hinaus sind die Bühnen bis auf etwa MNW-Höhe abgeplästert, um den starken Eisgängen widerstehen zu können, im übrigen sind sie mit Schüttsteinen abgedeckt. Entsprechendes gilt von den Deckwerken.

Die Breite zwischen den MW-Streichlinien, die sog. Normalbreite, nimmt bisher auf der in der Überschrift angegebenen Stromstrecke — bei Artlenburg liegt die Flutgrenze — von 170 m

auf 280 m stromabwärts allmählich zu. Im Gegensatz zu den oberhalb gelegenen Stromstrecken herrschen besonders unterhalb der Havelmündung bei NW vielfach sehr schlechte Fahrwasserhältnisse; sie werden im allgemeinen um so schlechter, je weiter stromabwärts man kommt. Innerhalb der einzelnen mehr oder weniger langen Abschnitte war die Normalbreite bisher gleich.

Über 25jährige Erfahrungen, die in einer eigens dazu ausgebauten Versuchsstrecke kurz unterhalb der Havelmündung (km 433,2 bis 435,7) gewonnen wurden, zeigten, daß neben der kontinuierlichen Gestaltung der Streichlinienführung, welche letztere heute an vielen Stellen der Elbe noch sehr zu wünschen läßt, jedenfalls unterhalb der Havelmündung eine weitere, angemessene Einschränkung der zu großen Normalbreite in Verbindung mit Kopfschwellausbau in den Stromkonkaven und Übergängen erforderlich ist, um den Talweg in der gewünschten Weise festzulegen und die wandernden Geschiebeebänke zum Verschwinden zu bringen. Es muß also eine kombinierte MW- und NW-Regulierung zur Ausführung gelangen. Nur im eigentlichen NW-Bett ausgeführte Regulierungsmaßnahmen erwiesen sich nicht als ausreichend. Von letzteren hat sich der Ausbau mit Kopfschwellen immer noch am besten bewährt; am wenigsten geeignet zeigten sich NW-Leitwerke, mit denen in den 90er Jahren Versuche bei Hämerten und Wittenberge angestellt wurden, insbesondere wegen der hohen Unterhaltungskosten.

Seit 1925 sind in einigen Strecken mit regelmäßig eintretendem, schlechtem Fahrwasser im Baukreise Wittenberge Regulierungsmaßnahmen in der oben geschilderten, kombinierten Bauweise getroffen worden (Abb. 1). Diese kurzen Regulierungsstrecken sind nicht als Versuchsstrecken gebaut, die schlechten Fahrwasserhältnisse sollten nur mit erschwierlichen Mitteln verbessert werden, da eine durchgehende NW-Regulierung noch in weiter Ferne lag. Aus den dort gewonnenen Erfahrungen lassen sich aber trotz der unvollkommenen Ausbauweise immerhin einige Gesetzmäßigkeiten ableiten, die von allgemeinem Interesse sein dürften.

Stromanlieger und Kulturbauverwaltung befürchteten anfangs von einer durchgehenden, erheblichen Einschränkung der Normalbreite nachteilige Einwirkungen auf den Grundwasserstand. Auch so ist es zu erklären, daß der Ausbau nur örtlich vorgenommen wurde und im Grundriß segment- bzw. sichelförmiges Aussehen erhielt (Abb. 2), dabei mußte darauf gesehen werden, daß die Streichlinienführung, soweit dies mit den vorhandenen, geringen Mitteln möglich war, sich einer für die Zukunft anzustrebenden Streichlinienführung bei einheitlich eingeschränkter Normalbreite annäherte und möglichst kontinuierlich blieb.

Es zeigte sich, daß der Wasserstand in den Regulierungsstrecken kein ungünstigeres Verhalten annahm als in den übrigen Stromstrecken. Die NW-Stände der Elbe sind unterhalb der Havelmündung in langsamem, stetigem Sinken begriffen — durchschnittlich etwa 1 cm/Jahr. Wo das Geschiebe fein war, trat trotz der Einschränkung der Normalbreite um 30 bis 40 m keine Hebung des Wasserstandes ein, vielmehr setzten sich die geringfügigen Wasserstandsenkungen in gleicher Weise wie in den nicht ausgebauten Stromstrecken fort. Vereinzelt traten dort, wo sich das Geschiebe der Umlagerung zunächst widersetzte, während des Ausbaues Hebungen bis zu 10 cm auf, die nach 1 bis 2 Jahren in der Regel wieder verschwunden waren. Diese Erscheinungen waren bei MW schon viel schwächer ausgeprägt.

Für die gewollte Ausbildung des Fahrwassers, für die die bett-umgestaltenden, höheren Wasserstände entscheidend sind, erwies sich eine geringfügige Erhöhung der MW-Geschwindigkeiten, etwa bis zu 10%, als erforderlich. Es ist somit erklärlich, daß man mit dem früheren, alleinigen Ausbau des NW-Bettes, wie er mit NW-Leitwerken bei Hämerten und Wittenberge und zuerst nur mit langen Kopfschwellen in der Versuchsstrecke unterhalb der Havelmündung vorgenommen wurde, keine nachhaltigen Erfolge erzielte.

Die für die Schifffahrt ungünstigsten NW-Stände werden übrigens in Zukunft durch Zuschußwasser aus den Saaletälsperren²⁾ merklich angehoben.

²⁾ Vgl. Hirsch, Zur Frage der Aufbesserung der NW-Stände der Elbe unterhalb der Saalemündung durch Tälsperrenzuschußwasser. Bautechn. 1931, Heft 16 u. 17.



Abb. 1. Übersichtsplan.

¹⁾ Vgl. Roloff, Die Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse der preußischen Elbe. Magdeburg 1916. Druck von E. Baensch jun.

Ziel der Maßnahmen in den Regulierungsstrecken war die Festlegung des Talweges und die Schaffung einer Mindesttiefe von 1,25 m unter NW 1904; die Tiefen, die dieses Maß überschreiten, sind in den Tiefenplänen gerastert (Abb. 2).

Bei NW 1904 floß die kleinste bisher beobachtete Abflußmenge ab, die dann im Jahre 1911 bei etwas niedrigerem Wasserstande wieder auftrat.

wurde die bisherige Normalbreite von 226 m oberhalb der Alandmündung um max. 30 m, die von 245 m unterhalb der Alandmündung um max. 40 m durch das Vorziehen der rechtseitigen Buhnen eingeschränkt. Weiterhin wurde ein Ausbau von 1:20 geneigten, in NW 1904-Höhe ansetzenden Kopfschwellen vor den vorgestreckten Buhnen in deren Verlängerung vorgenommen (Abb. 3).

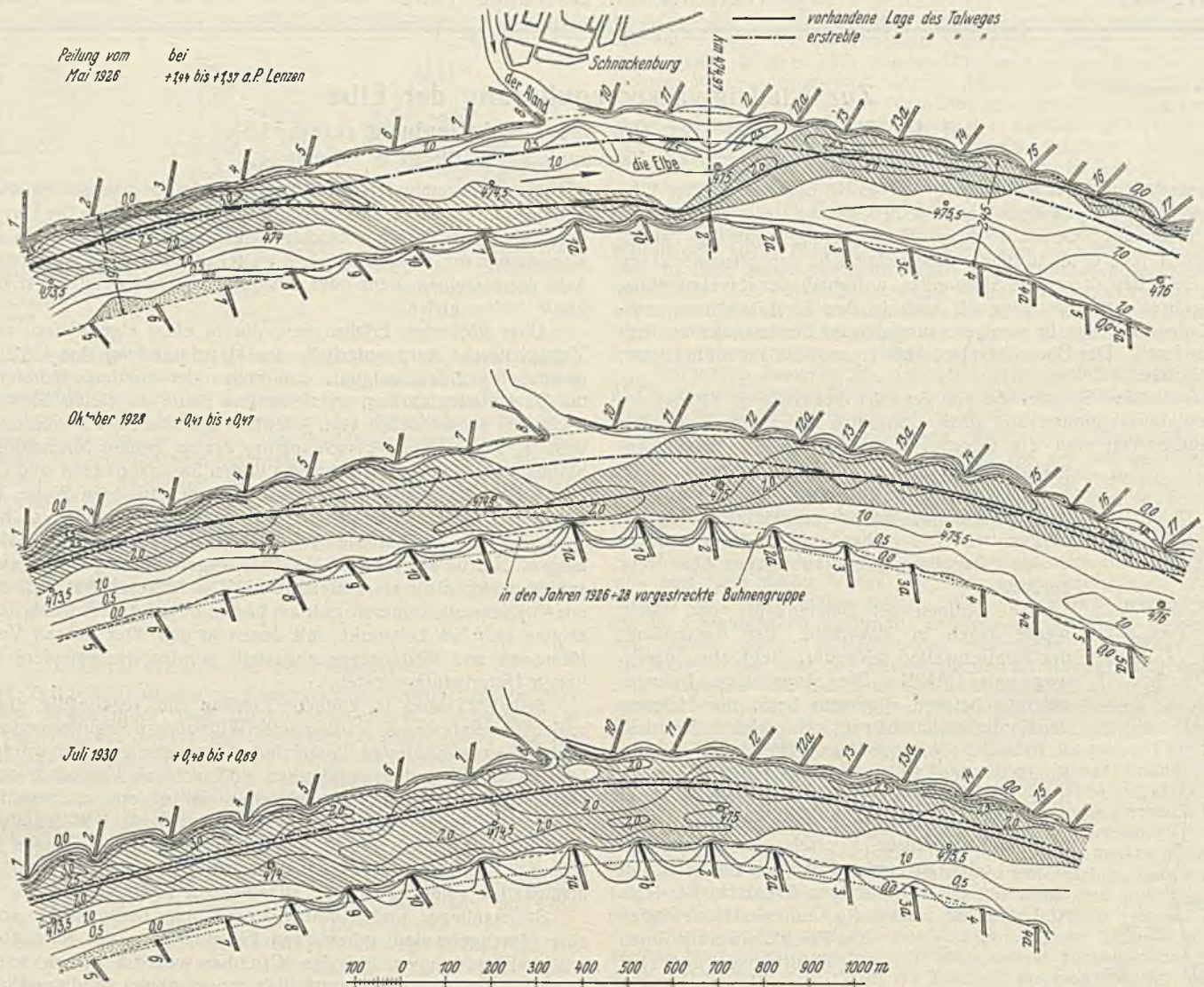


Abb. 2. Regulierungsstrecke bei Schnackenburg (km 473,5 bis 476,0).

Die Tiefenzahlen sind auf ± 0 a. P. Lenzen bezogen. Die die verlangte Mindesttiefe von 1,25 m unter NW 1904 ($-0,14$ a. P. Lenzen) überschreitenden Tiefen sind durch Rasterung kenntlich gemacht.

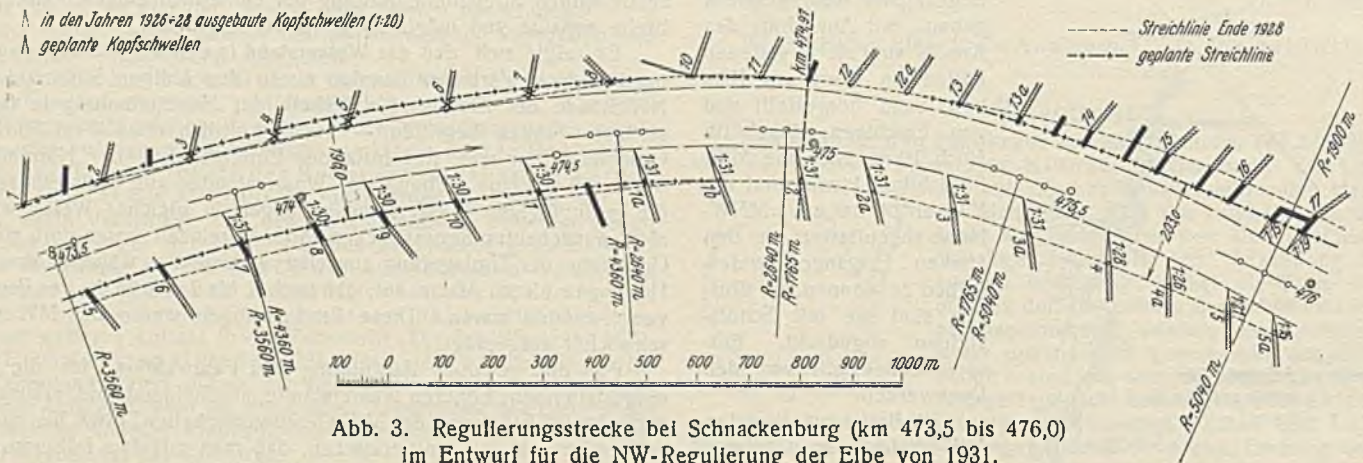


Abb. 3. Regulierungsstrecke bei Schnackenburg (km 473,5 bis 476,0) im Entwurf für die NW-Regulierung der Elbe von 1931.

Da die Senkung des NW in der im folgenden behandelten Regulierungsstrecke bei Schnackenburg bis zum Jahre 1929, für das der der Kleinstabflußmenge von 1904 und 1911 entsprechende Wasserstand neu festgelegt wurde (RW 1929), nur etwa 10 cm betrug, kann die Bezugnahme auf NW 1904 hier praktisch noch als einwandfrei gelten.

Bei der Regulierungsstrecke bei Schnackenburg (km 473,5 bis 476,0) handelt es sich um eine schwach gekrümmte Stromstrecke, die bisher falsche Übergänge mit sehr ungünstigen Fahrwasserhältnissen aufwies (Abb. 2). Der Ausbau geschah in den Jahren 1926 bis 1928, und zwar

In Abb. 4 sind der erstrebte Normalquerschnitt bei km 474,97 (Abb. 2) sowie je ein Querprofil aufgetragen worden, das vor bzw. 5 Jahre nach dem Ausbau aufgenommen wurde, an dieser Stelle wurde die Normalbreite um 40 m eingeschränkt. Der Erfolg entsprach den Erwartungen, allerdings dauerte es einige Jahre, bis die gewollte Umbildung der Querschnitte im wesentlichen beendet war. Der an der Alandmündung linksseitig liegende Heger, dessen Bildung mutmaßlich auch mit der an dieser Flußmündung beim Hochwasserablauf zeitweise einsetzenden stärkeren Querströmung zusammenhängt, bestand aus verhältnismäßig grobem,

außerordentlich fest gelagertem Geschiebe. Baggerungen zur Beschleunigung der Querschnittumbildung wurden an diesem Heger nur in sehr beschränktem Umfange vorgenommen, schon um ungewollte Gefällveränderungen zu vermeiden, die auch nicht eingetreten sind. Bis zum Jahre 1930 war ein breiter Fahrwasserschlauch entstanden. Der Talweg schmiegt sich auch in dieser, wegen des festen Hegers verhältnismäßig ungünstigen Regulierungsstrecke immer mehr der erstrebten Soll-Lage an; nach der 2-m-Tiefenlinie sind die beiden falschen Übergänge allerdings noch schwach zu erkennen. Der Heger an der Alandmündung ist schon fast verschwunden. Während der Bauzeit traten in den Jahren 1926 und 1927 hohe Wasserstände auf — das Sommerhochwasser 1926 bedingte eine dreimonatliche Unterbrechung der Bauarbeiten —, von 1928 bis 1930 waren dagegen nur kleine Hochwasser zu verzeichnen, im allgemeinen herrschten niedrige Wasserstände. Wurde hier durch die letzteren die Umbildung des Fahrwassers verzögert, so hat anscheinend der schwere Eisgang nach dem Eisaubruch Mitte März 1929 die Räumung des Fahrwassers wieder beschleunigt; eine örtliche starke Eisversetzung, die von einer unterhalb gelegenen scharfen Stromkrümmung ihren Ausgang nahm, hat allerdings an den Kopfschwellen erhebliche Schäden angerichtet. Eine weitere Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse konnte daher seit 1930 nicht mehr beobachtet werden, da die Kopfschwellen wegen der knappen Unterhaltungsmittel

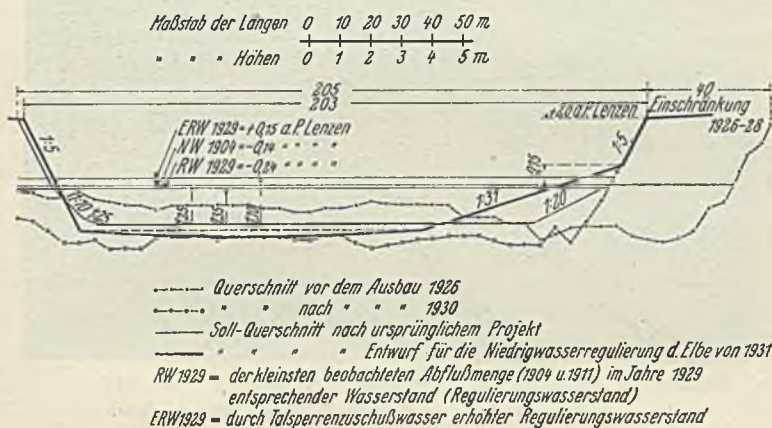


Abb. 4. Querschnitt bei km 474,97.

und anaerweiterter, dringender Arbeiten noch nicht wiederhergestellt werden konnten. Ähnlich gute Erfolge wie in der Schnackenburg Strecke wurden meistens auch in den übrigen, in den Jahren 1925 bis 1930 ausgebauten Regulierungsstrecken erreicht. Die Fahrwassertiefen an den Übergängen, soweit letztere in eine Ausbaustrecke hineinfallen, lassen allerdings oft noch etwas zu wünschen übrig, vielfach verblieben an den Übergängen infolge des segment- bzw. sichelförmigen Vorstreckens der Bühnen noch etwas zu große Normalbreiten, da man die Kosten für die verhältnismäßig kurzen Bühnenverlängerungen, wie sie in der Nähe der Übergänge zum Teil erforderlich werden, zunächst sparen wollte. Diese Maßnahmen müßten also bei weiterer Regulierung noch nachgeholt werden, auch empfiehlt es sich, die Schlingelung des Talweges durch Ausbau von Kopfschwellen verschiedener Neigung noch ausgeprägter zu gestalten, schließlich wäre der Ausbau von Zwischenwerken noch in größerem Umfange vorzunehmen. Die Gefahr, daß die Kopfschwellen, wie in der Schnackenburg Regulierungsstrecke 1929, durch schwere Eisversetzungen beschädigt werden, dürfte mit dem Fortschreiten der NW-Regulierung ständig verringert werden.

Daß dem von Dr.-Ing. Wittmann so bezeichneten „Schwingungsimpuls“³⁾ beim Entwerfen einer neuen Streichlinienführung in den einschrankenden, bisher geraden bzw. ziemlich gestreckten Stromstrecken besondere Aufmerksamkeit zu widmen ist, hat sich auch hier erwiesen. Die Ausbildung langgezogener, flacher Krümmungen bzw. Gegenkrümmungen bei Vermeidung eines schroffen Krümmungswechsels wird in derartigen Strecken, soweit die Normalbreite einigermaßen richtig gewählt worden ist, sowie bei möglichst lückenlosem, auf dem konvexen Ufer und in den Übergängen durchgeführten Kopfschwellenausbau die gewünschte Festlegung des Talweges mit hoher Wahrscheinlichkeit herbeiführen, während bei Einschaltung zu kurzer Schwingungen, in Anlehnung an die Talweglage bei Vorhandensein wandernder Geschiebeebänke, gelegentlich immer wieder mit Talwegverwerfungen und somit mit Fahrwasserverschlechterungen zu rechnen sein wird. Aus Ersparnisgründen wird man sich auch dann nicht zur Einschaltung kurzer Windungen verführen lassen, wenn hin und wieder der ziemlich teure Abbruch von Packwerkbauten in Frage kommt.

Obgleich in den Regulierungsstrecken durch die Querschnittumbildung zeitweise größere Sandmengen abgetrieben worden sind, hat sich, von wenigen vorübergehenden Ausnahmen abgesehen, unterhalb der Regulierungs-

strecken eine Fahrwasserverschlechterung nicht gezeigt. Es ist nach den bisherigen Erfahrungen vielmehr anzunehmen, daß die in einer Regulierungsstrecke abgetriebenen Sandmengen sich zum großen Teil bereits wieder in den anschließenden, in den Stromkonvexen gelegenen Bühnenfeldern bzw. Hegern sowie an anderen Stellen des Stromes niederschlagen und der Talwegrinne so allmählich entzogen werden. Bei sehr erheblichen Bühnenverlängerungen kann es sich aber, damit auch vorübergehende, unerwünschte Sandablagerungen vermieden werden, empfehlen, die Verlängerungen in zwei durch ein bis zwei Jahre getrennten Etappen vorzunehmen, wobei nach Vollendung der ersten Etappe das stromseitige Ende vorläufig mit Schüttsteinen abzudecken wäre. Der Unterlauf des Stromes, besonders das Tidegebiet, dürfte, auch wenn die Arbeiten in noch größerem Umfange vorgenommen werden, nennenswerte Nachteile durch vermehrte Sandablagerungen nicht zu erwarten haben.

Es besteht also nicht die Absicht, die Einheitlichkeit der Normalbreiten in den einzelnen Stromabschnitten aufzugeben; wenn man die Normalbreite nur in den Übergängen einschränken würde, würde damit zwangsläufig eine wesentliche Verschlechterung der die Strombettgestaltung grundlegend beeinflussenden Streichlinienführung verbunden sein. Der Entwurf für die NW-Regulierung der Elbe von 1931, der bereits unter Verwertung der in den Regulierungsstrecken gewonnenen Erfahrungen aufgestellt wurde⁴⁾, sieht auf der Strecke Hämerten—Flutgrenze, genau wie auf der oberhalb gelegenen Elbestrecke, bereits wieder einheitliche Normalbreiten vor, wobei das Maß der Einschränkung von 18 bis 65 m wächst und in der besonders ungünstigen, zur Zeit bereits übermäßige Breiten aufweisenden Stromstrecke unterhalb Boizenburg, bei Barförde, das Höchstmaß von 74,5 m erreicht⁵⁾. Die Einschränkung wird also bereits 36 km oberhalb der Havelmündung anfangen.

Die segment- bzw. sichelförmig in den Regulierungsstrecken vorgestreckten Bühnen werden nach diesem Entwurf mit ihrem Scheitel (Abb. 3), in der Regel bereits immer in endgültiger Lage liegen, an den oberstrom- bzw. unterstromseitigen Enden müssen oft einzelne Bühnen noch weiter vorverlegt werden, vielfach haben die Bühnenverlängerungen aber auch schon ihre nach dem NW-Regulierungsentwurf erstrebte, endgültige Lage.

In Zukunft wird man bei weiterem, allmählichem Ausbau in jedem Falle oberstromseitig gleich den endgültigen Anschluß suchen, und zwar möglichst in einer ausgesprochenen Stromkrümmung mit festliegendem Talweg. Der Ausbau wird also in der Regel auf der für die Talweggestaltung wichtigen Anstiegseite der Stromkonvexen einsetzen müssen. Es bestehen erfahrungsgemäß keine Bedenken, beim Ausbau einzelner Teilstrecken unterstromseitig auf den Anschluß an die alte Streichlinie zunächst zu verzichten, selbst wenn dieses Ende nur noch in einer verhältnismäßig flachen Stromkrümmung liegt. Allerdings wäre ein solcher Sprung der Normalbreite in bisher ziemlich geraden Strecken möglichst zu vermeiden.

Die Landwirtschaft der Elbniederung hat aus der Einschränkung der Normalbreite, zumal mit einer wesentlichen Veränderung in dem bisherigen Verhalten der Wasserstände nicht zu rechnen sein dürfte, infolge der allmählichen Vergrößerung vieler Ufergrundstücke, sowie aus der Abgabe von Talsperrenzuschußwasser, wodurch eine von der Saalemündung (km 290,6) bis zur Flutgrenze langsam abnehmende Aufbesserung der NW-Stände in einem Höchstmaß von 45 — gut 30 cm — erwartet wird, bemerkenswerte Vorteile zu buchen. Ein weiterer Vorteil für sie ist in der geregelten Eisabführung zu erblicken, da die Gefahr von Eisversetzungen — besonders, wenn Eisbildung, wie so oft, bei niedrigen Wasserständen eintritt — durch das Abtreiben der Geschiebeebänke wesentlich verringert werden dürfte⁶⁾.

Der zweifellos richtige Gedanke, daß mit der durchgehenden NW-Regulierung im unteren Stromgebiet angefangen und allmählich stromaufwärts gearbeitet werden muß, um die in Bewegung gesetzten Sandmengen immer glatt weiterführen zu können, ist praktisch nur dann durchzuführen, wenn Jahrzehnte zur Verfügung stehen.

Bei der großen volkswirtschaftlichen Bedeutung, die die NW-Regulierung der Elbe besitzt, auf die in Wort und Schrift in letzter Zeit immer wieder hingewiesen worden ist⁷⁾, wird man aber anstreben müssen, die Arbeiten in wesentlich kürzerer, höchstens 15jähriger Bauzeit durchzuführen. Man wird dann vor allem unterhalb der Havelmündung, von wo ab die Bühnen in erheblichen Ausmaßen vorgestreckt werden müssen, in allen Baukreisen gleichzeitig anfangen müssen. Wenn dabei nach den oben entwickelten Gesichtspunkten vorgegangen wird, dürfte nach den vorliegenden Erfahrungen mit einem guten Erfolg der NW-Regulierung zu rechnen sein.

⁴⁾ Vgl. Arp, Die Pläne der Reichwasserstraßenverwaltung zur NW-Regulierung der Elbe. Z. f. Binn. 1930, Heft 11.

⁵⁾ Mit dem NW-Ausbau bei Barförde wurde im Sommer 1931 auf einer 3 km langen Strecke begonnen.

⁶⁾ Bez. der Fischereiverhältnisse vgl. DWW 1931, Nr. 2, S. 36.

⁷⁾ Vgl. Denkschrift des Elbebundes: Die NW-Regulierung der Elbe, herausgegeben von der Industrie- und Handelskammer Magdeburg 1930, sowie Z. f. Binn. 1930, Heft 3 u. 4.

³⁾ Vgl. DWW 1929, Nr. 12, S. 170.

Alle Rechte vorbehalten

Die Bauarbeiten im Duisburger Hafen in den Jahren 1926 bis 1930.Von Regierungsbaurat Bode, Wesel, und Regierungsbaumeister Hager, Duisburg.
(Schluß aus Heft 49.)**II. Vertiefung des Hafens mit dem Neubau der Dükeranlagen.**

Die Vertiefung der Hafensohle konnte durch Ausbaggerung erreicht werden, ohne daß eine Veränderung der bestehenden Böschungsbefestigung erforderlich war. Die Baggerungen hatten an fünf Stellen des Hafens, an denen Gruppen städtischer Leitungen aller Art — zusammen etwa 60 Leitungen — gedükt waren, kostspielige Arbeiten im Gefolge. Sämtliche bestehenden Leitungen mußten durch neue, tieferliegende ersetzt und nach deren Inbetriebnahme ausgebaut werden. Die neuen Dükerleitungen wurden nach den Angaben der Eigentümer den jetzigen

durch Naßbaggerung in der Hafensohle hergestellten Gräben miteinander verbunden.

In derartigen Baugruben sind fünf Dükergruppen verlegt worden: am „Philosophenweg“ ist ein einzelnes Abwasserrohr von 700 mm l. W. gedükt worden; am „Schwanentor“ ist eine Gruppe von drei Röhren (ein Wasserrohr von 600 mm l. W., ein Gasrohr von 600 mm l. W. und ein Abwasserrohr von 700 mm l. W.) zusammen mit acht Kabeln und getrennt davon noch eine Gruppe von 16 Kabeln gedükt worden; am „Marientor“ sind 32 Kabel und an der „Demag“ eine Gruppe von zwei

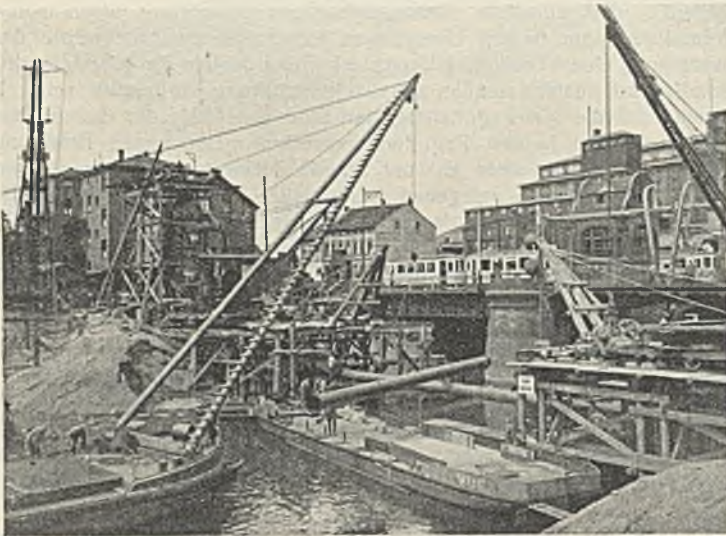


Abb. 25. „Schwanentor-Düker“.

Die über den Uferinschnitten liegenden Teile des Dükers sind fertig, die Mittelstücke werden während einer 48stündigen Schiffsahrtsperrung eingebaut.

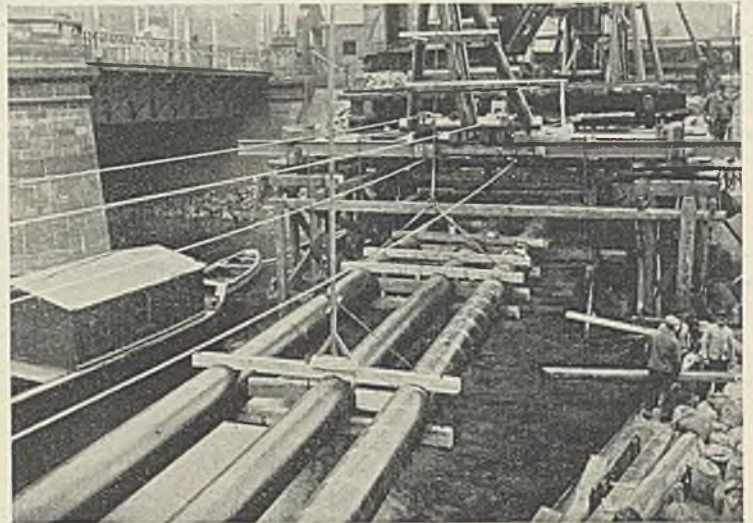


Abb. 26. „Schwanentor-Düker“.

Die Mittelstücke sind fertig eingebaut, die Rohrgruppe wird abgesenkt.

Bedürfnissen entsprechend geordnet und bemessen. Als Eigentümer der Leitungen kommen in Frage: die städtischen Gas-, Wasser- und Elektrizitätswerke, das Tiefbauamt II (Entwässerung), die Duisburger Straßenbahnen G. m. b. H., die Reichspost, das Rheinisch-Westfälische Elektrizitätswerk und die Duisburg-Ruhrorter Häfen AG.

Die Ausführung der Dükerbauten gestaltete sich infolge der äußerst beschränkten Raumverhältnisse auf den durch Ladeanlagen und mit Gebäuden dicht besetzten Ufern und infolge des Verkehrs der Schifffahrt und der Hafenbahn sowie wegen der vorhandenen, stromführenden Kabel und der im Betrieb befindlichen Rohrleitungen sehr schwierig. Ausgedehnte Uferinschnitte mußten daher vermieden werden, um keine allzugroßen Störungen zu verursachen. Dazu kam noch, daß die waagerechten Teile der Düker bis weit in die Ufer hinein geführt werden sollten, um einem für die Zukunft gedachten Ausbau lotrechter Uferbefestigungen Rechnung zu tragen.

Es mußte also davon abgesehen werden, die fertig zusammengesetzten Düker, wie sonst allgemein üblich, in ihre Sollage einzuschwenken. Die Uferinschnitte wurden vielmehr innerhalb enger, nach dem Wasser hin offener Spundwandkasten ausgehoben und durch einen

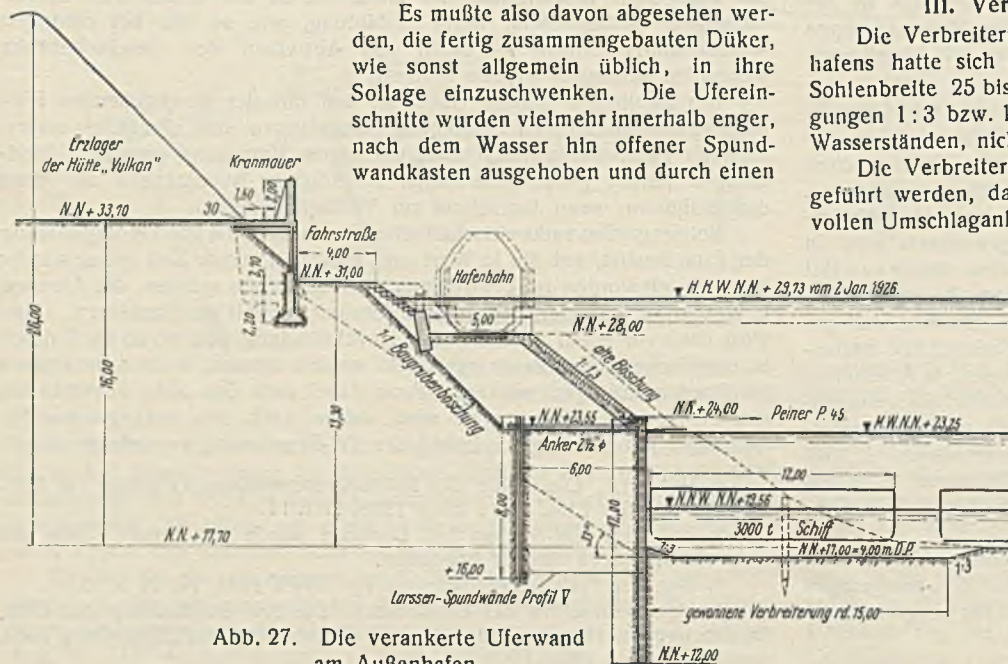


Abb. 27. Die verankerte Uferwand am Außenhafen.

Röhren (ein Wasserrohr von 400 mm l. W. und ein Gasrohr von 400 mm l. W.) zusammen mit neun Kabeln gedükt worden.

Bei den Rohrdüker sind zunächst in den Spundwandkasten auf besonderen Gerüsten die aufsteigenden Äste in aufrechter Lage über Wasser zusammengebaut worden, ohne daß die durchgehende Schifffahrt dadurch gestört worden ist (Abb. 25 u. 26). Während einer 48stündigen Schiffsahrtsperrung ist dann das waagerechte Verbindungsstück eingesetzt und der fertige Düker nach Hinüberziehen der Kabel schließlich mit Winden und Schwimmkränen versenkt worden.

Die neuen Kabel sind ohne Störung der Schifffahrt durch die fertigen Baugruben gezogen worden.

Für die Tiefenlage der Leitungen war die auf — 4 m D. P. geplante Hafensohle maßgebend; die Überdeckungshöhe ist auf 1,50 m gewählt. Die Leitungen sind nach ihrem Absenken auf ihre Solltiefe in Sand eingebettet und dann mit grobem Kies überschüttet worden.

III. Verbreiterung des Duisburger Außenhafens.

Die Verbreiterung der 800 m langen Mündungsstrecke des Außenhafens hatte sich als notwendig erwiesen, da die vorhandene Breite — Sohlenbreite 25 bis 30 m mit anschließenden Uferböschungen mit Neigungen 1:3 bzw. 1:1 — für den Schiffsverkehr, besonders bei niedrigen Wasserständen, nicht mehr genügte.

Die Verbreiterung konnte nur auf der Südseite des Hafens durchgeführt werden, da auf der Nordseite wegen der dort befindlichen wertvollen Umschlaganlagen kein Platz ist. Die Verbreiterung von 12 bis 15 m wurde durch den Bau einer lotrechten Uferwand von 7 m Höhe erreicht.

Entlang dieser Hafenstrecke stehen auf dem stark ansteigenden Ufer eine Reihe von Gebäuden, und zwar ein massiver Fabrikschuppen, eine schwere, hohe Kranbahnmauer, ein dreistöckiges Wohnhaus und andere, kleinere Bauten. Es mußte daher eine Bauart gefunden werden, bei deren Ausführung diese Baulichkeiten nicht gefährdet wurden. Bei der gewählten Bauart waren die Erdarbeiten sowie die Breitenausdehnung auf ein Mindestmaß beschränkt (Abb. 27).

Die neue Uferwand besteht aus zwei dem Ufer parallelen Spundwänden aus Larsenbohlen, Profil V, von denen die wasserseitige Wand 12 m lang, die Verankerungswand 8 m lang ist. Die beiden Wände sind im Abstände von 6 m von-

einander gerammt und durch Rundeisenanker 65,5 mm ϕ , die im Abstände von 0,84 m, also bei jeder zweiten Bohle, angeordnet sind, verbunden. Die Uferwand ist durch einen auf + 3,00 m Duisburger Pegel liegenden Holm aus Peiner Trägern bekrönt, die Verankerungswand ist durch C-Eisen begurtet (Abb. 28). An den Holm schließt sich die 1:1,3 geneigte Pflasterböschung an; darüber liegt auf + 7,00 m D. P. das Hafengebäude und auf + 9,50 m D. P. ein entlang der Kranbahnmauer führender öffentlicher Fahrweg.

Bauvorgang. Während der Bauzeit konnte das Bahngleis vollständig abgebaut werden, während ein 1 m breiter Streifen des Straßendamms für den Fußgängerverkehr erhalten bleiben mußte. Mit Rücksicht auf hohe Wasserstände und die damit verbundene Gefahr für den Baugrund des bestehenden Gebäudes wurde jeweils nur auf Strecken von 20 bis 30 m



Abb. 28. Verankerung zwischen Uferwand und Ankerwand.

Hafensohle und Uferwand unter 33° ansteigende Böschungslinie die Verankerungswand schneidet. Der passive Erddruck auf der Hafenseite über + 0,05 m D. P. wurde also vernachlässigt.

An äußeren Kräften wirken auf die Wand:

1. die Ankerzugkraft von 16 t/m in Höhe + 2,55 m D. P.,
2. der landseitige (aktive) Erddruck von der Höhe + 0,05 m D. P. bis zur Oberkante der Spundwand auf + 3,00 m D. P.

Der Erddruck ist, da er zwischen zwei Gleitflächen liegt, mit der Hälfte seines Wertes eingesetzt.

Mit diesen Annahmen errechnet sich die Beanspruchung der aus St 50 bestehenden Spundwand zu $\sigma = 2000 \text{ kg/cm}^2$. Die Larssenbohlen für beide Spundwände sind im Lieferwerk (Dortmunder Union) paarweise zusammengezogen und im Schloß zusammengepreßt worden. In der Be-

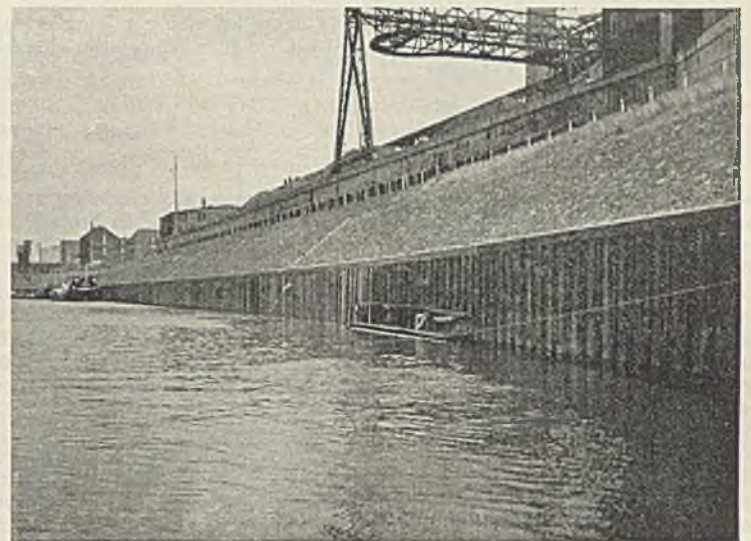


Abb. 29. Die fertige Uferwand am Außenhafen.

ein Rammpfanum in Höhe von + 2,40 m D. P. mit Böschungsanschnitt 1:1 hergestellt. Nach Durchführung der Rammung der beiden Wände und Einbau der Verankerung wurde das Uferprofil sogleich wieder angeschüttet, wofür die Massen aus dem Abtrag der benachbarten Strecke verwendet wurden. Nach genügendem Setzen wurde die Pflasterung aufgebracht. Es gelang auf diese Weise, die Uferwand ohne wesentliche Störungen auszuführen. Die Rammerschütterungen und das Nachziehen des Baugrundes mit den Spundwänden führten indes trotz aller Vorsichtsmaßnahmen zu Setzungen der bestehenden Gebäude, die einige Monate nach Beendigung der Bauarbeiten zur Ruhe gekommen sind. Der Fabrik-schuppen mußte an der Uferseite ausgebessert werden. Bei der Kranbahnmauer wurden die Bewegungen in Kauf genommen. Das Wohnhaus sowie die übrigen Gebäude sind ohne nennenswerte Schäden geblieben.

Stand sicherheitsnachweis. Die Stand sicherheit der Uferwand wurde unter folgenden Annahmen berechnet:

Die wasserseitige Spundwand wird als Balken auf zwei Stützen betrachtet, wobei die am oberen Ende der Spundwand angreifende Verankerung die eine Stütze und der unter der Hafensohle anstehende, gewachsene Boden mit seinem passiven Erddruck E_p (Erdwiderstand) die andere Stütze darstellt. Die Einspannung der 5,20 m tief unter die Hafensohle gerammten Spundwand sowie der Wasserdruck vom Hafenbecken aus bleiben zur Sicherheit unberücksichtigt.

Die Belastung der Uferwand durch aktiven Erddruck wurde nach dem Culmannschen Verfahren ermittelt, wobei das spezifische Gewicht des aus nassem Kies und Sand bestehenden Bodens zu $\gamma = 1,9$, dasjenige desselben Bodens unter Auftrieb zu $\gamma^1 = 1,1$ angenommen wurde. Als Auflasten sind folgende Werte angesetzt worden:

- für das Hafengebäude der Lastenzug $E = 8,9 \text{ t/m Gleis}$,
- Wegelast: 23-t-Dampfwalze,
- spez. Gewicht der Erzaufflast = 4,0,
- Schütthöhe für das Erzlager = 4 m.

Der Böschungswinkel des Baugrundes wurde zu $\varphi = 33^\circ$, der Reibungswinkel zu $\rho = \frac{1}{3}\varphi = 11^\circ$ angenommen.

Es ergibt sich eine Ankerzugkraft von 16 000 kg für 1 lfdm Bohlwand und, da die Anker in Abständen von 0,84 m angeordnet sind, von 13 440 kg für 1 Anker. Für die aus St 37 bestehenden Anker ist eine Beanspruchung des Kernquerschnittes im Gewinde mit 800 kg/cm^2 , für die aus St 50 bestehende Spundwand dagegen eine Beanspruchung von 2000 kg/cm^2 zugelassen worden.

Die Verankerungswand wurde als einseitig eingespannter Träger betrachtet, und zwar wurde die Einspannungsstelle bei + 0,05 m D. P. angenommen, d. h. an der Stelle, wo die von der Schnittlinie zwischen

rechnung ist das theoretische Widerstandsmoment eines Bohlenpaares voll angesetzt.

Diese hohen Beanspruchungen wurden als noch zulässig erachtet, da die in der Berechnung angenommenen, ruhenden Belastungen auf keinen Fall je überschritten, vielmehr niemals erreicht werden. Besonders gilt dies von den vom Böschungswinkel des Baugrundes abhängigen Belastungen: In dem gewachsenen, durch die Rammung verdichteten Baugrunde sind die oben angegebenen Winkel jedenfalls wesentlich größer und die Belastungen entsprechend kleiner.

Versuchsbelastung. Die sowohl von dem Widerstandsmoment der Spundwand als auch von der Einspannungswirkung des Baugrundes abhängige Tragfähigkeit der gewählten Konstruktion ist auf einer 50 m langen Strecke durch eine Versuchsbelastung geprüft worden. Zu diesem Zweck wurde ein System von zwölf 50-t-Druckwasserpressen, die je mit einem Manometer versehen waren, hinter der Verankerungswand zwischen zwei liegenden Peiner Trägern eingebaut. Der landseitige Träger stützte sich gegen ein das Widerlager bildendes Bohlwerk, der wasserseitige Träger mittels Hartholzklötze gegen die Zangen der Verankerungswand, so daß er die Wand waagrecht belasten konnte. Die Bewegungen der beiden Wände wurden mittels Theodolits ermittelt.

Die künstlich erzeugte Belastung der Verankerungswand wurde auf annähernd 16 t gesteigert, wie sie der rechnungsmäßigen Belastung im ungünstigsten Falle durch den Ankerzug entspricht. Die Belastung wurde sowohl für kurze Belastungsdauer (15 min) als auch für eine Dauerbelastung von 5 Std. durchgeführt. Hierbei wurde folgendes festgestellt: Nach der Belastung wurden die Ankerstangen zunächst schlaff, es zeigte sich ein Erdsplatt von 20 bis 40 mm hinter der Verankerungswand, der sich nach einiger Zeit schloß. Die Uferwand folgte dieser Bewegung der Verankerungswand nach etwa 10 bis 15 min, und die Anker wurden teilweise wieder angespannt; nach etwa 15 min hörten die Bewegungen auf. Die größte bei den Versuchen beobachtete Ausbiegung der Verankerungswand betrug 46 mm, die der Uferwand 43 mm. Beim Ablassen des Pressendrucks gingen die Wände elastisch zunächst schnell, dann allmählich langsamer zurück. 66 Stunden nach Ablassen des Druckes zeigte die Verankerungswand noch 23 mm, die Uferwand 25 mm Ausbiegung. Diese bleibenden Abweichungen erklären sich aus dem Nachrieseln von Erde in die Spalten hinter den Wänden während der Belastung.

Die mehrfach wiederholten Versuche haben gezeigt, daß die Verankerungswand die ihr durch die Anker übertragene Belastung aufnehmen kann; die beobachteten Ausweichungen sind als elastische Formänderungen anzusehen, die erforderlich waren, um den passiven Erddruck zur Wirkung zu bringen.

Die ganze Uferwand ist nach ihrer Fertigstellung viele Monate hindurch durch genaues Einfluchten regelmäßig auf ihre Stellung geprüft worden. Es haben sich kurz nach Beendigung der Bauarbeiten und nach Wegbaggern der hafenseitig vor der Wand liegenden Erdmassen Abweichungen von 20 bis 25 mm von der Anfangstellung gezeigt. Weitere Bewegungen hat die Uferwand nicht mehr ausgeführt. Die elastische Verformung der Wand durch die Wirkung der wirklichen ruhenden Belastung ist also

etwa halb so groß wie die Verformung durch die Probelast in voller errechneter Höhe. Es darf also der Schluß gezogen werden, daß die wirklichen Lasten und damit die wirkliche Beanspruchung der Baustoffe auch nur etwa halb so groß sind. Die Verkehrslasten auf dem Bahngleis und auf der Fahrstraße sowie die Erzlasten sind von vergleichsweise geringem Einfluß auf die Beanspruchung der Uferkonstruktion, so daß die Sicherheit der Konstruktion gewährleistet erscheint (Abb. 29).

Alle Rechte vorbehalten.

Zu den Baupolizeivorschriften über Winddruck.

Von Dr.-Ing. H. Seitz, Oberingenieur der Karl Kübler AG, Stuttgart.
(Schluß aus Heft 50.)

B. Aerodynamische Ergebnisse.

1. Allgemeines.

Der Winddruck auf einen Körper, der in bezug auf eine zur Windrichtung winkelrechte Ebene die Projektionsfläche $F \text{ m}^2$ hat und einer Windgeschwindigkeit von $v \text{ m/sek}$ ausgesetzt ist, beträgt:

$$(5) \quad W = c \cdot \frac{\rho}{2} \cdot v^2 F,$$

wobei c ein dimensionsloser Widerstandsbeiwert und $\rho = \frac{\gamma}{g}$ die Luftdichte ist. Mit genügender Genauigkeit pflegt $\rho = 1/8$ gesetzt zu werden. Bei einer Temperatur von 0°C und normalem Barometerstand trifft dieser Wert zu für eine Höhe von 400 m über dem Meer, er weist Fehler von $\pm 5\%$ auf für die Meereshöhen 0 bzw. 800 m. Innerhalb dieses Bereichs werden die durch die Barometer und Temperaturschwankungen auftretenden Fehler 8% nur selten überschreiten. Leider ist die wichtigste Größe v gleichzeitig die unsicherste.

Zu beachten ist, daß Gl. (5) nicht den Winddruck auf eine Fläche, sondern auf einen Körper ausdrücken will. Zum dynamischen Druck auf der Windseite des Körpers kommt noch die Saugwirkung auf der windabgelegenen Seite hinzu. Die Strömung reißt die im Windschatten gelegene Luft zum Teil mit; es entsteht hier Unterdruck. Der Beiwert c erlaubt den Körper als Ganzes, schließt also den dynamischen Druck und den Sog ein. Für lotrecht zu einer Fläche angeblasene Prismen von quadratischem Querschnitt und unbegrenzter Länge wurde $c = 2,00$ gefunden. Es ist wichtig, sich vor Augen zu halten, daß bei hohlen Körpern, die innen unter dem normalen Atmosphärendruck stehen, also besonders bei Gebäuden, der Staudruck und der Sog verschiedene Begrenzungsflächen beanspruchen können, die sich in die Gesamtwirkung nach Gl. (5) teilen. Wenn in einem bestimmten Falle Staudruck und Sog gleich groß sind, so ist für jede der beiden Flächen $c = 1$ zu setzen, d. h. der Winddruck auf jede Wand ist dann $w_n = 1/16 v^2$.

2. Winddruck auf Wände und Dächer von Gebäuden.

Zahlreiche Veröffentlichungen der letzten Jahre zeigen übereinstimmend, daß die tatsächlichen Kräfte sehr stark von denen abweichen, die im Bauwesen üblicherweise berücksichtigt werden. Die umfassendsten Versuche hat wohl die Aerodynamische Versuchsanstalt in Göttingen auf Anregung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen durchgeführt; hierüber ist in den Jahrbüchern der DGfB. 1927 und 1928 berichtet. Die Versuchselnrichtung war so gewählt, daß an einer Reihe von Punkten der untersuchten Gebäudemodelle die örtlichen Windkräfte gemessen werden konnten. Aus dem reichen Material ist das wichtigste im folgenden zusammengefaßt:

a) Wandflächen allseitig geschlossener Gebäude.

Die Modelle stellten Gebäude mit verschiedenen Verhältnissen von Länge zu Tiefe, Höhe zu Tiefe und mit Dachneigungen von $0, 20$ und 40° dar. Die Windrichtung wurde senkrecht, unter $60, 45$ und 30° geneigt und parallel zur Längsseite gewählt. Es fand sich:

a) Wie zu erwarten, stellte sich der größte Staudruck bei rechtwinklig getroffenen Wänden ein.

b) Der theoretische Staudruck von $w_n = 1/16 v^2$ wurde nur an vereinzelten Stellen annähernd erreicht.

c) Im übrigen war die Belastung der Flächen sehr ungleichmäßig. Die vermittelte Last ganzer rechtwinklig getroffener Wände bewegte sich zwischen $0,5$ und $0,75 w_n$. Bei Längswänden betrug sie im Mittel etwa $0,6 w_n$, bei den kleineren Giebeln etwa $0,7 w_n$, im Gesamtdurchschnitt etwa $0,65 w_n$.

d) Windabgelegene und parallel zum Winde verlaufende Wände stehen ausnahmslos unter Sog. Mit am ungünstigsten belastet sind die parallel zum Wind liegenden kurzen Giebel.

e) Auch bei ungünstigster Windrichtung hat der Sog im Durchschnitt ganzer Wände nie $0,7 w_n$ überschritten, sich vielmehr meist zwischen $0,5$ und $0,6 w_n$ bewegt. Einzelne Stellen erhalten bis $1,0 w_n$, in einem Sonderfalle sogar bis $1,18 w_n$.

f) Für die einzelne Wandfläche sind Staudruck und Sog je unter ungünstigster Windrichtung meist etwa gleich groß, im Durchschnitt der verschiedenen Modelle ist der Staudruck etwas größer, vereinzelt bis zu $1/4$.

β) Dachflächen geschlossener Gebäude.

g) Bei Neigungen von 0 und 20° tritt bei beliebiger Windrichtung ausschließlich Sog ein. Nur bei 40° Neigung wurde vereinzelt auf der vom Winde getroffenen Dachfläche ein belangloser Staudruck festgestellt.

h) Bei waagrechttem Dach betrug der Sog in vereinzelten Fällen an der Giebelkante bis zu $1,3 w_n$, sonst aber kaum mehr als $0,8 w_n$. Das Mittel ganzer Dachflächen lag meist unter $0,6 w_n$, erreichte aber vereinzelt $0,8 w_n$.

i) Bei 20° Neigung war der Sog auf der Windseite regelmäßig größer als auf der vom Winde abgelegenen. Er betrug auf der Windseite im Mittel ganzer

Flächen $0,7$ bis $0,8 w_n$, an einzelnen Stellen sogar über $1,0 w_n$. Auf der windabgelegenen Seite waren die ungünstigsten Lasten etwa um $1/4$ kleiner.

k) Bei 40° Neigung ist der Staudruck und Sog auf der Windseite durchweg unter $0,3 w_n$ und damit belanglos. Auf der windabgelegenen Seite und bei Windrichtung parallel zum First werden die Kräfte größer und können hier mit $0,5$ bis $0,7 w_n$ angenommen werden. Diese obere Grenze wird auch an höchstbeanspruchten Stellen kaum überschritten.

γ) Wandflächen teilweise offener Gebäude.

Diese Versuche sind an Modellen mit waagrechttem Dach durchgeführt, bei denen sich die Höhe zur Tiefe zur Länge wie $1:2; 2$ bzw. 4 verhielt. Entfernt waren eine Längswand und zum Teil auch eine oder zwei Giebelwände. Bei den Versuchen mit zwei geschlossenen oder zwei offenen Giebelseiten war der Wind normal zur offenen Längsseite gerichtet, bei den Versuchen mit je einer offenen Längs- und Giebelseite sind auch schräge Windrichtungen berücksichtigt. Da alle Wände hier gleichzeitig durch Staudruck und Sog betroffen werden, kann man beide Wirkungen zusammen betrachten. Es fand sich:

l) Nur ausnahmsweise erreicht die Gesamtwirkung an einzelnen Stellen etwa $1,7 w_n$.

m) Die Windkräfte in einem lotrechten Schnitt durch die Wand bewegen sich meist unter $1,0 w_n$, können aber hin und wieder $1,3$ bis $1,4 w_n$ erreichen.

n) Die auf ganze Wände ausgemittelten Lasten liegen mit wenigen Ausnahmen unter $1,0 w_n$, doch kam zweimal auch rd. $1,2 w_n$ vor.

δ) Dachflächen offener Gebäude.

Wie schon erwähnt, wurden nur waagrechte Dächer untersucht. Der Sog, dem solche Dächer zunächst ausgesetzt sind, kann durch den Wegfall einiger Wände entweder verstärkt oder vermindert werden. Beispielsweise wird das Dach einer Flugzeughalle bei geöffneter Torseite vermehrt durch Winddruck nach oben erhalten, wenn der Wind auf die Torseite trifft. Bei Wind auf die Rückseite oder eine Giebelseite steht dagegen das Halleninnere unter Unterdruck, der Sog, der bei geschlossenem Tor auf das Dach wirken würde, wird ganz oder teilweise aufgehoben. Wichtig ist folgendes:

o) Wo Subtraktion des Sogs eintritt, sind die Windlasten immer belanglos.

p) Bei Addition des Sogs treten an einzelnen Dachkanten Belastungen bis etwa $1,5 w_n$ auf. Die Mittelwerte ganzer Dachflächen bewegen sich dagegen in der Regel zwischen $0,8$ und $1,00 w_n$ und erreichen nur ausnahmsweise $1,2 w_n$.

3. Winddruck auf körperliche Gebilde.

Auszugehen ist auch hier von Gl. (5). Für eine Anzahl von Körpern ist c durch Versuche bestimmt. Prismen von quadratischem Querschnitt geben die in Abb. 5 dargestellten Werte c , jeweils bezogen auf die zur Windrichtung normale Projektion des Körpers. Die größte Windlast erfährt das Prisma demnach bei $\alpha = 45^\circ$.

Bei komplizierten Gebilden, wie Fachwerkträgern, den Winddruck auf die einzelnen Stäbe unter Berücksichtigung des jeweiligen Stabquerschnitts und der Angriffrichtung er rechnen zu wollen, wäre sehr umständlich und würde die aufgewandte Mühe nicht lohnen, weil eine einfache Addition der Widerstände der Einzelstäbe die gegenseitige Beeinflussung besonders an den Knotenpunkten außer acht läßt. Es ist deshalb durch Versuche des Deutschen Stahlbauverbandes in der Aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen angestrebt worden, die für ganze Fachwerkträger gültigen Beiwerte c festzustellen. Wie erwähnt, beträgt c für rechteckige Platten, die rechtwinklig angeblasen werden, bei einem Seitenverhältnis $h:b = \infty$ $c = 2,0$. Zwischen $h:b = 1$ und 10 ist c fast konstant zwischen $1,15$ und $1,25$ und nimmt erst bei größerer Länge des Rechtecks allmählich zu. Bei Fachwerkträgern fand sich folgendes:

a) Wird aus einer geschlossenen Fläche F von bestimmter Form ein Stück von bestimmter Größe herausgeschnitten, so wird der Winddruck auf die Restfläche F_r kleiner, wenn beim Herausschneiden ein Teil des Umrisses entfernt wird, als wenn dieser ganz erhalten bleibt.

b) Abnehmender „Völligkeitsgrad“ $F_r:F$ bedingt eine Zunahme von c . Weitmaschig

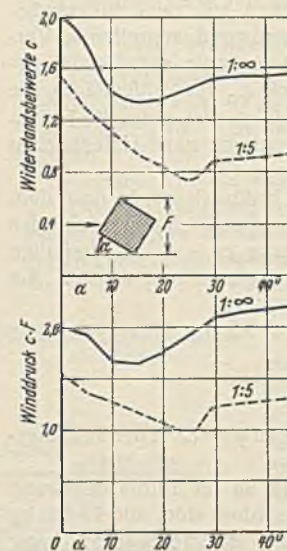


Abb. 5. Winddruck auf ein Prisma von quadratischem Querschnitt bei wechselnder Windrichtung.

(Nach „Ergebnissen der aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen“, II. Lieferung 1923.)

Fachwerke bilden demnach einen spezifisch höheren Widerstand. Der Beiwert c scheint sich in den Grenzen von $F_r: F = 0, \frac{1}{2}$ bis 0,5 zwischen 1,7 und 1,3 zu bewegen.

c) Die Anordnung der sogenannten Füllungsglieder innerhalb der Gurtungen und ebenso das Verhältnis von Länge zu Höhe eines Fachwerkträgers ist ohne Einfluß auf c .

4. Schräger Windangriff.

Für den Winddruck senkrecht zu einer Fläche, die unter dem Winkel α zur Windrichtung geneigt ist, gibt es eine Anzahl Gleichungen, von denen aber keine zuverlässige Ergebnisse liefert. Schon die unter II B 2 angeführten Versuche zeigen, daß die Strömungsvorgänge in Wirklichkeit zu verwickelt sind, als daß sie sich in allgemein brauchbare Formeln pressen lassen. Für Wandflächen von Gebäuden ist schräger Windangriff ohnehin nicht bestimmend. Wichtig kann er dagegen z. B. für Funktürme und Masten werden. Die Versuche des Deutschen Stahlbauverbandes haben hierüber Aufschluß gegeben. Der Winddruck senkrecht zur Trägerebene nimmt danach erst bei einer Änderung der Windrichtung von mehr als 20 bis 25° ab, und zwar bei 45° um 10 bis 20%. Daneben wurden auch Kräfte in der Trägerebene gemessen. Diese wirken teils in Richtung des Windes, teils entgegengesetzt, sind aber durchweg gering; bis 35° überschreitet der Beiwert in tangentialer Richtung c_t den Wert 0,2 nicht. Erst bei 45° wird $c_t = 0,3$ bis 0,4.

5. Windschattenwirkung.

Über den Windschutz, den Gebäude sich gegenseitig geben, könnten die auf Anregung der DGfB. in Göttingen durchgeführten Versuche, die bis heute leider nur in einem knappen Auszug veröffentlicht sind, Anhaltspunkte geben. Da dort aber nur gleichgroße Häuser paar- bzw. reihenweise hintereinander angeordnet untersucht wurden, müßten weitere Versuche feststellen, unter welchen Bedingungen und in welchem Umfang ein Gebäude durch vorgelegte andere Bauten vor Wind geschützt wird.

Bei den Versuchen des Deutschen Stahlbauverbandes wurden Brückenträger von verschiedenem Volligkeitsgrade und wechselndem gegenseitigen Abstände a senkrecht zur Trägerebene angeblasen. Nach Abb. 6 kommt es hier sowohl auf den Volligkeitsgrad wie auf den Trägerabstand an. Bei Vollwandträgern ($F_r: F = 1$) erhält der rückwärts gelegene Träger bei einem Abstände unter etwa dem Vierfachen der Trägerhöhe h eine der Windrichtung entgegengesetzte Windkraft. Erst bei größerem Trägerabstand erhält auch der zweite Träger gleichgerichtete, aber bis $a = 7h$ geringfügige Windlasten. Bei den Fachwerkträgern fand sich übereinstimmend folgendes:

- Belm vorderen Träger war für $a = h$ c ziemlich konstant zwischen 1,3 und 1,55, wobei die höheren Werte für die Träger mit kleinem $F_r: F$ gelten.
- Bei $a < h$ wächst c für den vorderen Träger deutlich an, so daß bei $a = \frac{1}{2} \cdot h$ $c = 1,4$ bis 1,85 wird.
- Umgekehrt erhalten die rückwärtigen Träger bei kleinem a kleine Winddrücke; bei $a = \frac{1}{2} \cdot h$ wird c annähernd 0, bei $a = h$ liegt c zwischen 0,2 und 0,4.
- Bei $a = 4h$ bis $7h$ stellt sich im Durchschnitt der Beiwert des rückwärtigen Trägers auf etwa 40 bis 80% des vorderen Trägers, wobei die untere Grenze für Träger von großem $F_r: F$, die obere für solche von kleinem $F_r: F$ gilt.
- Im wichtigsten Bereich zwischen $a = h$ und $2h$ ist der Beiwert beider Träger zusammen das 1,2- bis 1,6fache des c für den betreffenden Träger allein. Der höchste Wert gilt für den Träger mit dem kleinsten $F_r: F$.

III. Folgerungen und Vorschläge.

Die tatsächlichen Windlasten weichen fast in jeder Hinsicht außerordentlich stark von dem ab, was im Baufach heute angenommen zu werden pflegt. Es ist dringend erforderlich, daß aus den neuen Erkenntnissen bald die Folgerungen gezogen werden. Bei dem großen Anteil, den die deutsche meteorologische und aerodynamische Forschung an der Klärung dieser Fragen hat, sollte nicht erst zugewartet werden, bis das Ausland in der praktischen Nutzbarmachung vorangeht. Daß auch im Auslande Bestrebungen zur Änderung des bisherigen Berechnungsverfahrens im Gange sind, ist bekannt. Beispielsweise gilt dies von Holland, wo in einem mir bekanntgewordenen Falle für einen kürzlich erstellten Kirchenbau bereits die neuen Erkenntnisse voll berücksichtigt wurden. Betrachtet man die krassen Widersprüche zwischen seitherigen Rechenverfahren und den neuen Forschungsergebnissen, so ist es verwunderlich, daß nicht viel mehr Mißerfolge bekannt werden. (Die meisten der kleineren zum Teil sehr lehrreichen Unfälle finden allerdings kaum je den Weg in die Öffentlichkeit.) Man darf daraus wohl mit Recht schließen, daß die absolute Höhe der Windkräfte nur außerordentlich selten das in den Bestimmungen vorausgesetzte Maß erreicht.

Demgemäß darf eine Neuordnung der Winddruckfragen nicht mit übergroßer Ängstlichkeit betrieben werden, keinesfalls braucht sie zu einer allgemeinen Verschärfung der Bestimmungen zu führen, im Gegenteil wird für die Mehrzahl der Fälle eine wesentlich wirtschaftlichere Lösung möglich sein, was in heutiger Zeit besonders wertvoll ist. Andererseits wird aber in bisher ungenügend berücksichtigten Gefahrfällen die Folgerung klar gezogen werden müssen, auch wenn danach hin und wieder das Bauen etwas verteuert werden sollte. Dafür werden

durch Vermeidung der Schadenfälle die Bauunterhaltungskosten sicher gesenkt werden. Aus dieser Grundeinstellung heraus sind im folgenden Vorschläge für die Neufassung der Windbelastungsannahmen gemacht.

1. Zu berücksichtigende Windgeschwindigkeit.

Hier handelt es sich um eine Frage der Wirtschaftlichkeit und Wahrscheinlichkeit. Es wäre sinnlos, überall mit der größten Windgeschwindigkeit zu rechnen, die je an irgendeinem Orte beobachtet wurde. Es genügt, Geschwindigkeiten, wie sie alle paar Jahre an einem bestimmten Orte ein- oder mehrmals beobachtet oder zu erwarten sind, zu berücksichtigen. Etwaige Überschreitungen können dann nicht groß sein und innerhalb des üblichen Sicherheitsgrades der Berechnung aufgenommen werden. Dabei ist von den Böengeschwindigkeiten auszugehen, auch wenn diese vielleicht nur während weniger Sekunden wirken. Die Spannungen werden in unseren Baustoffen mit Schallgeschwindigkeit weitergeleitet, so daß sie praktisch momentan auftreten, auch wenn die durch sie bedingten Formänderungen sich erst langsamer ausbilden. Immerhin bildet aber die kurze Böendauer eine wichtige Sicherheitsreserve.

Sieht man von ausnahmsweise stürmischen Gegenden ab, so darf nach obigen Auswertungen unter deutschen Verhältnissen für Höhen bis zu 20 m mit Geschwindigkeiten von 32 bis 35 m/sek gerechnet werden. Es ist zwar denkbar, daß die Trägheit der Instrumente bei kurzen Böen etwas zu niedrige Werte ergibt; doch kann der Fehler nicht erheblich sein. Sicher wird er reichlich dadurch ausgeglichen, daß bei der ungleichmäßigen Struktur des Windes nie damit zu rechnen ist, daß größere Flächen gleichzeitig mit dem Höchstwerte belastet werden.

Für größere Höhen über dem Gelände sind größere Geschwindigkeiten zu berücksichtigen, doch braucht die Steigerung keineswegs der Abb. 4 zu entsprechen. Es hat sich gezeigt, daß die Zunahme mit der Höhe bei großen Bodengeschwindigkeiten geringer wird. Auch das Verhältnis der größten Böen zur Durchschnittsgeschwindigkeit nimmt nach oben ab. Es dürfte demnach genügen, mit der aus Tafel 4 ersichtlichen Höhenstaffelung zu rechnen. Für Bauten oder Bauteile in dauernd windgeschützter Lage braucht mehr als etwa 28 m/sek keinesfalls berücksichtigt zu werden.

2. Winddruckgrundlast.

Um den verwickelten Verhältnissen gerecht zu werden, wird zweckmäßig, abgesehen von Art und Form des zu untersuchenden Gebäudes oder Gebäudeteils, der Wert $w_n = 1/16 v^2$, im folgenden „Grundlast“ genannt, festgelegt. Die Grundlast hätte demnach nur die meteorologischen Gegebenheiten einer bestimmten Örtlichkeit auszudrücken. Die vorgeschlagenen Werte für w_n sind in Tafel 4 aufgeführt.

Tafel 4.

Höhe m	Im allgemeinen		In besonders stürmischen Gegenden	
	Windgeschwindigkeit m/sek	Winddruckgrundlast kg/m ²	Windgeschwindigkeit m/sek	Winddruckgrundlast kg/m ²
0 bis 20	33 (33,5)	(68,0) 70	40 ÷ 44 (40 ÷ 43,8)	(100 ÷ 121) 100 ÷ 120
20 bis 50	40	100	44 ÷ 46 (43,8 ÷ 45,6)	(121 ÷ 132) 120 ÷ 130
50 bis 100	44 (43,8)	(121) 120	46 ÷ 48 (45,6 ÷ 48,1)	(132 ÷ 144) 130 ÷ 145
über 100	45 (45,6)	(126,6) 130	50 (49,8)	(156,2) 155

In windgeschützter Lage dürfen diese Zahlen ermäßigt werden auf $v = 25$ m/sek entsprechend rd. 40 kg/m².

(Die eingeklammerten Zahlen entsprechen jeweils genau den danebenstehenden Werten.)

3. Wind auf Wand- und Dachflächen.

Hier handelt es sich darum, zwischen Grundlast und rechnermäßiger Last eine einfache Beziehung herzustellen, die sowohl den aerodynamischen wie den bautechnischen Gegebenheiten gerecht wird. Die in die Rechnung einzuführende Windlast sei $w_r = m w_n$. Der Beiwert m hat hier nicht allein den Widerstandsbeiwert c zu ersetzen, sondern auch im Interesse der Wirtschaftlichkeit die Risikoverhältnisse angemessen zu berücksichtigen. Bei allem Streben nach Einfachheit wird die Neuregelung wesentlich umständlicher werden müssen als die bisherige Rechenweise, die zu einfach war, um wahr zu sein. Man wird aus dem bisherigen Versuchsmaterial gewisse Gruppen von Fällen herausgreifen und einheitlich behandeln müssen. Bei solcher Schematisierung muß ein gesunder Mittelweg gefunden werden zwischen einer zu weitgehenden Unterteilung, die zu umständlich wird, und zu starker Vereinheitlichung, die unvermeidlich zu unwirtschaftlich hohen m -Werten führt. Dabei wird man die Werte m zwar nach der sicheren Seite hin festsetzen, ohne aber deshalb in jedem Falle gerade den höchsten, für die betreffende Gruppe beobachteten Beiwert zu übernehmen. Es genügt bei der Ungenauigkeit des Verfahrens, m sozusagen als Durchschnitt der Spitzengruppe der Beobachtungswerte zu wählen.

Alle Versuche haben gezeigt, daß die ungünstigsten Windlasten einzelner Stellen wesentlich höher liegen als die Durchschnittswerte ganzer Flächen. Demgemäß wäre es eine durch nichts gerechtfertigte Verschwendung, solche Bauglieder, die auf größere Flächen wirkende Windkräfte aufzunehmen haben, für die auf diesen Flächen vereinzelt auftretenden Spitzenwerte zu bemessen. Zwangsläufig ergibt sich so aus wirtschaftlichen Gründen eine Unterteilung nach kleineren Bauelementen (wie Wandriegeln, Zwischenpfosten, Sparren und Pfetten) und größeren Baugliedern, wie Dachbindern, Windträgern, Portalen u. dgl. Die

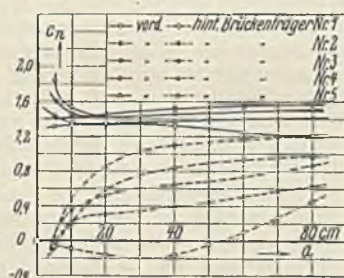


Abb. 6. Windschattenwirkung bei Brückenträgern.

Nach „Ergebnissen der aerodynamischen Versuchsanstalt zu Göttingen“, III. Lieferung 1927. (Volligkeitsgrad $F_r: F$ bei Träger 1 1,0, Träger 2 0,627, Träger 3 0,354, Träger 4 0,435, Träger 5 0,458.)

ersteren können für die zu erwartenden Spitzenlasten bemessen werden, ohne daß dadurch erhebliche Mehrkosten entstehen. Denn zum großen Teil handelt es sich hier um Bauelemente, deren Material aus praktischen Gründen häufig nicht voll ausgenutzt werden kann. Die Herabsetzung der m -Werte für größere Flächen bzw. Tragwerke verspricht dagegen namhafte Ersparnisse.

Eine Zusammenstellung der nach diesen Gesichtspunkten vorzuschlagenden Werte m gibt Tafel 5. Sie ist in ähnlicher Weise gegliedert wie die Versuche des Abschnitts II B 2. Über die Abgrenzung der Begriffe „allseitig geschlossene“ und „teilweise offene Gebäude“ ist noch einiges zu bemerken.

Tafel 5. Belwerte m .

Rechnungsmäßiger Winddruck auf 1 m², rechtwinklig zur Fläche wirkend,
 $w_r = m \cdot w_n$

		Positive Werte bedeuten nach innen, negative nach außen gerichteten Winddruck	Für einzelne Bauglieder, wie Wandriegel, Pfosten, Pfetten, Sparren u. ä.	Für Tragwerke, wie Dachbinder und -stützen, Windträger, Portale u. ä.	
Allseitig geschlossene Gebäude	Wandflächen	Staudruck	$m = + 0,9$	$m = + 0,65$	
		Sog	$m = - 0,9$	$m = - 0,65$	
	Dachflächen	Neigung $\leq 30^\circ$	Staudruck	$m = 0$	$m = 0$
			Sog Windseite	$m = - 1,0$	$m = - 0,75$
		Neigung $> 30^\circ$	Staudruck	$m = + 0,01 \alpha^\circ$	$m = + 0,007 \alpha^\circ$
			Sog Windseite	bis $60^\circ m = - 0,3$ darüber $m = 0$	$m = - 0,2$
	Sog windab	$m = - 0,6$ $- 0,005 (\alpha^\circ - 30)$	$m = - 0,65$		
Offene Gebäude	Wandflächen	Staudruck + Sog	$m = \pm 1,3$	$m = \pm 1,0$	
	Dachflächen	$\alpha < 30^\circ$	Sog	$m = - 1,3$	$m = - 1,0$
		Neigung $> 30^\circ$	Staudruck + Sog		
			auf der geschlossenen Windseite	$m = + 0,40$ $+ 0,015 (\alpha^\circ - 30)$	$m = + 0,28$ $+ 0,012 (\alpha^\circ - 30)$
			auf der geschlossenen Seite windab	$m = - 0,40$ $- 0,015 (\alpha^\circ - 30)$	$m = - 0,28$ $- 0,012 (\alpha^\circ - 30)$
auf der offenen Seite	$m = \pm 0,50$	$m = \pm 0,30$			

Frei stehende Wände gelten als Wände offener Gebäude.

Wenn eine Wandfläche durch den Wind eine Belastung von 100 kg/m² erfährt, so bedeutet dies entweder eine Verdünnung der Luft gegenüber dem Normalzustand auf der einen oder eine Verdichtung auf der anderen Wandseite um 1/100 at. Auch eine Kombination beider Vorgänge ist möglich. Ideal geschlossene Gebäude gibt es nicht. Türen und Fenster werden immer einen gewissen Druckausgleich herbeiführen. Besteht das Gebäude aus einem Hohlraum, so wird je nach dem Vorwiegen des Staudrucks oder des Sogs auf den Begrenzungsflächen im Innern gegenüber dem Normaldruck ein gewisser Über- oder Unterdruck entstehen. Der letztere Fall wird häufiger sein, da einmal der größere Teil der Begrenzungsflächen unter Sog zu stehen pflegt und außerdem die Sogkräfte oft größer als der Staudruck sind. Die Folge wird eine gewisse

Erhöhung der Staudruck- und Ermäßigung der Sogkräfte gegenüber dem Falle idealer Dichtheit sein. Wirken Zwischenwände als Trennschotten, so sind allerlei Zwischenstufen denkbar. Die auf diese Weise möglichen Verschiebungen der Kräfte werden kaum je schwerwiegend sein, sie werden eher noch für einzelne Wandelemente als für größere Tragwerke ins Gewicht fallen und rechtfertigen damit eine gewisse Vorsicht in der Festsetzung der m -Werte für die ersteren. Im übrigen scheint eine ängstliche Auslegung des Begriffs „allseitig geschlossene Gebäude“ nicht am Platze. Einzelne geöffnete Fenster, Türen oder auch Tore können ruhig außer Betracht bleiben. Als teilweise offene Gebäude wird man erst solche anzusehen haben, bei denen erhebliche Teile einer oder mehrerer Wandflächen, schätzungsweise 1/4 oder 1/3, offen sind oder sein können. Die Grenze wird weiterer Klärung durch Versuche bedürfen. Daß bei teilweise offenen Gebäuden auch durch erhebliche Öffnungen in einer Wand keine namhaften Veränderungen des Winddrucks aufzutreten brauchen, zeigt ein im Jahrbuch 1928 der DGfB. veröffentlichter Versuch.

4. Winddruck auf Fachwerkträger.

Entsprechend dem Vorgehen unter II B 3 wird bei Fachwerkträgern in Eisen oder Holz, wie sie bei Brücken, Türmen, Masten u. dgl. vorkommen, Staudruck und Sog zusammen betrachtet. Auch hier wird von den Winddruckgrundwerten der Tafel 4 ausgegangen. Wenn die Vielgestaltigkeit der Verhältnisse berücksichtigt und zugleich nicht außerordentlich ungünstig gerechnet werden soll, so wird man für die Beiwerte m nicht starre Zahlen, sondern Grenzwerte angeben müssen, zwischen denen m je nach Fall zu wählen ist. Zu beachten ist dabei, daß die Windangriffsflächen bei derartigen Bauwerken in der Regel weniger genau ermittelt werden können. Besonders gilt dies bei schrägem Windangriff. Um allzu große Umständlichkeiten der Berechnung zu vermeiden, wird man hier nur diejenige Fläche jeder Tragwand als windbelastet annehmen, die bei winkelrecht anfallendem Winddruck berücksichtigt wird. Die Vernachlässigung der übrigen, senkrecht zur Trägerebene stehenden Flächen, die zweifellos auch irgendwie belastet sind, muß vorläufig durch entsprechend vorsichtige Schätzung von m ausgeglichen werden, bis weitere Modellversuche, die zum Teil schon vorbereitet sind, genauere Anhaltspunkte geben. Folgende Fassung scheint den bisher veröffentlichten Versuchen gerecht zu werden:

Für Fachwerkträger, die vom Winde rechtwinklig zu ihrer Ebene getroffen werden, ist der Beiwert $m = 1,6$ bis 1,2. Der höhere Wert gilt für ausgesprochen weitmaschiges Fachwerk (Völligkeitsgrad $F_r : F \leq 0,20$), der niedrigere Wert für engmaschiges Fachwerk (Völligkeitsgrad $F_r : F \geq 0,40$).

Bei zwei in der Windrichtung hintereinander liegenden Trägern, die rechtwinklig zu ihrer Ebene vom Wind getroffen werden, ist der rückwärtige mit 0,50 bis 0,75 der Last des vorderen belastet anzunehmen. Der höhere Wert gilt bei verhältnismäßig großem Trägerabstand und niedrigem Völligkeitsgrad.

Wo schräger Windangriff höhere Beanspruchungen ergeben kann, sind die entsprechenden Belastungsfälle zu untersuchen. Dabei ist anzunehmen, daß eine Abwechslung bis zu 20° zwischen Windrichtung und der Lotrechten zur Trägerebene keine Abminderung der Windlasten zur Folge hat. Bei Windangriff unter 45° ist die Windlast um 1/6 zu ermäßigen.

Zweck der vorliegenden Arbeit ist, die baupolizeiliche Behandlung des Winddrucks erneut zur Erörterung zu stellen.¹⁾ Sicher ist dieses Gebiet schon heute sowohl in meteorologischer wie in aerodynamischer Hinsicht so weit geklärt, daß eine grundlegende Neubearbeitung der einschlägigen Bestimmungen nicht nur möglich, sondern unumgänglich geworden ist. Daß dabei die durch nichts begründete Mannigfaltigkeit der seitherigen Vorschriften einer Vereinheitlichung Platz zu machen hätte, ist selbstverständlich und um so nötiger, als die Neufassung aus sachlichen Gründen viel eingehender gehalten werden muß.

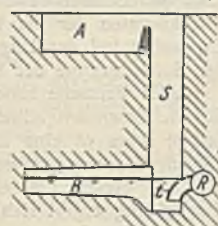
¹⁾ Da der vorstehende Aufsatz bereits im September 1932, also bevor der Entwurf für die neuen holländischen Winddruck-Normen bekannt geworden war, zum Druck gegeben wurde, konnte auf diesen Entwurf nicht eingegangen werden. Die Schriftleitung.

Vermischtes.

Kurs über Eignungsprüfung der Baustoffe. Vom 3. bis 5. Januar 1933 findet in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter Leitung von Prof. Graf wieder ein Kurs für Ingenieure, Architekten und Baumeister statt. Behandelt werden in Vorträgen und Übungen einfache Eignungs- und Güteprüfungen der Baustoffe sowie die Baukontrolle. Kursgeld einschl. Entschädigung für Probematerial und Drucksachen für Deutsche 30 RM, für Nichtdeutsche 40 RM. Meldungen bei der Materialprüfungsanstalt der T. H. Stuttgart.

Patentschau.

Kammerwasserschloß. (Kl. 84a, Nr. 536 627 vom 9. 6. 1929 von Dr.-Ing. Karl Kammler in Frankfurt a. M., Zusatz zum Patent 519 511¹⁾.) An Stelle der zwischen der Entnahmeleitung und dem Schacht angeordneten Tauchwand nach Patent 519 511 wird der Abschluß durch ein Tauchrohr hergestellt, so daß das Wasserschloß leichter und billiger hergestellt werden kann. S stellt den Schacht des Wasserschlosses, A die obere, B die untere Kammer und R die Entnahmeleitung dar. t ist das an die Stelle der Tauchwand tretende Tauchrohr, das um ein gewisses Sicherheitsmaß unter die Sohle der unteren Kammer hinabreicht.



Selbsttätiger Klappenverschluß für den unterwasserseitigen Schenkel eines Saughebers. (Kl. 84a, Nr. 488 343 vom 20. 10. 27 von Dr.-Ing. Albert Hinderks in Mannheim.)

Die Klappe a schließt sich in unbelastetem Zustande unter Einwirkung eines Gegengewichtes e selbsttätig und verriegelt, wobei die Verriegelung durch eine von der Füllung des Heberschenkels abhängige, z. B. durch einen Schwimmer c betätigte Vorrichtung gelöst wird. Ist der Spiegel im Heberschlauch genügend hoch gestiegen, so löst der Schwimmer c mit Hilfe des Gestänges f die Sperrklinke d aus, und die Klappe a öffnet sich schlagartig, womit der Heber sofort anspringt. Hört der Zufluß zum Heber auf, so wird die Klappe durch das Gegengewicht e wieder eingeklinkt. b ist das Entlüftungsventil.

INHALT: Zur Niedrigwasserregulierung der Elbe. — Die Bauarbeiten im Dulsburger Hofen in den Jahren 1926 bis 1930. (Schluß.) — Zu den Baupolizeivorschriften über Winddruck. — Vermischtes: Kurs über Eignungsprüfung der Baustoffe. — Patentschau.

Schriftleitung: A. I. askus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ S. Bautechn. 1931, Heft 54, S. 788.