

Alle Rechte vorbehalten.

Uferschutzbau an der deutschen Ostseeküste.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Heiser, Schleswig.

I. Einleitung.

Vom 10. bis 12. Oktober 1926 wurde die deutsche Nordseeküste wiederum von einer ungewöhnlich starken Sturmflut betroffen. Obwohl die Stürme eine Stärke bis zu 10 und 11 der Beaufortschen Skala erreichten, und der Wasserstand nahezu auf 3,5 m über gewöhnlich HW angestiegen war, sind die verursachten Beschädigungen an den dem Festlande vorgelagerten friesischen und nordfriesischen Inseln, sowie auch an der Insel Helgoland doch nicht so bedeutend gewesen, wie darüber in den Tageszeitungen berichtet worden ist. Solche außerordentlichen vorübergehenden Erhebungen des Meeresspiegels üben begreiflicherweise auf die Küstenbewohner jedesmal einen besonders nachhaltigen Eindruck aus. Ihre umbildende Wirkung auf die Meeresufer wird aber in der Regel überschätzt. Nur in ganz seltenen Fällen ist bisher durch derartige Sturmfluten die allgemeine Gestaltung der Küstenlinie wesentlich verändert worden. Der verheerende Einfluß der Sturmfluten auf die Küsten beruht in erster Linie auf der von den Stürmen zugleich verursachten Bildung großer Wellen, des hohen Seeganges. Für das Meeresufer ist starker Wellenschlag weit gefährlicher als die Höhe, bis zu der der Wind den Wasser Spiegel anhebt.

Die deutsche Ostseeküste hat durch diese Stürme im Verhältnis noch weniger zu leiden gehabt. Der Grund hierfür liegt darin, daß für die Nordseeküste nur in der Hauptsache Stürme aus südwestlichen Richtungen verhängnisvoll werden. Solche Winde sind für die Ostseeküste bei ihrem allgemeinen Verlaufe von Westen nach Osten ablandig und können deshalb nicht so hohen Seegang hervorrufen, wie diejenigen, die aus den nördlichen Quadranten kommen und über die breiteste Wasserfläche streichen. In der Tat hatten die von den Südwestwinden erzeugten Wellen auch diesmal kaum mittlere Höhe und liefen deshalb nicht sehr hoch auf den Strand auf. Außerdem war der Wasserstand in der Ostsee die ganze Zeit vor den Stürmen nicht viel über Mittelwasser gewesen. Durch die Stürme selbst, die an den einzelnen Tagen jeweils nur für wenige Stunden ihre größte Stärke bis zu 9 und 10 der Beaufortschen Skala erreichten, ist er auch nicht viel mehr als 0,75 m über Mittelwasser angestiegen. Alle diese Umstände hatten zur Folge, daß auch im Ostseegebiete die Uferschäden verhältnismäßig gering blieben und im allgemeinen das gewöhnliche Maß nicht erheblich überschritten. Die vorhandenen künstlichen Küstenschutzwerke haben überall gut standgehalten und damit ihre Bewährung gezeigt. Hier und da sind allerdings die Vordünen mehr oder weniger abgespült worden. Daß die Dünen zeitweilig der See zum Opfer fallen, ist aber ihre Bestimmung. Es soll weder, noch kann es verhindert werden.

Am gefährlichsten für die deutsche Ostseeküste sind im allgemeinen nur die Stürme aus NW bis NO in Verbindung mit einer Sturmflut. Diese außerordentliche Wasserstandsschwankung wird in der Ostsee nur allein vom Winde erzeugt. Sie stellt sich lediglich als eine „Überflutung“ dar und kommt im allgemeinen nur unter ganz besonderen Bedingungen zustande. Für ihre Entstehung sind einzig und allein große Störungen in den Luftdruckverhältnissen maßgebend. Dadurch werden längere Zeit vor der eigentlichen Flut stürmische Winde aus den westlichen Richtungen hervorgerufen. Ebenso wird ein starker Einstrom von Wasser aus der Nordsee durch Sund und Belt veranlaßt. Dieser füllt die Ostsee stark an und drängt ihr Wasser auch in die östlichen und bis in die nördlichen Teile des Beckens hinein. Wenn dann der Wind infolge veränderter Luftdruckverteilung plötzlich auf NO umspringt, werden die in den weiten nördlichen Becken der Ostsee angestauten Wassermengen gegen das südliche Ufer geworfen und schwingen wieder westwärts zurück. Dabei kann die große Wassermasse nicht schnell genug abfließen, sondern läuft hoch auf den Strand auf. Ihre zerstörende Wirkung auf die Küste wird dann noch erheblich durch den sehr hohen Seegang verstärkt, den die über die breiteste Wasserfläche wehenden NO-Winde erzeugen.

Aus der Schrift des Dr. Krüger, die er als Sonderabdruck aus dem 12. Jahresbericht der Greifswalder Geographischen Gesellschaft veröffentlicht hat (Druck von Julius Abel, Greifswald 1910), ist zu entnehmen, daß seit 1304, als dem Jahre der ersten beglaubigten Ostsee-Sturmflut, bis 1908 im ganzen 79 Sturmfluten beobachtet worden sind, darunter 36 bedeutendere. Als Durchschnitt der bedeutenderen Sturmfluten ergibt sich für das Jahrhundert die Zahl 6. Das heißt, daß fast alle 17 Jahre eine größere Sturmflut eintritt. Wenn aber alle bekanntgewordenen Sturmfluten berücksichtigt werden, dann berechnet sich als wahrscheinlichste Sturm-

flutzahl für das Jahrhundert die Zahl 19. Danach wäre sogar alle 5 $\frac{1}{4}$ Jahr eine Flut zu erwarten.

Seit 1908 haben sich weitere Sturmfluten verschiedener Stärke ereignet. Besonders verheerend für die gesamte deutsche Ostseeküste waren die zwei großen Sturmfluten um die Wende des Jahres 1913/14. Die erste fiel auf den 29. bis 30. Dezember 1913, die andere auf den 9. bis 10. Januar 1914. Ihre gewaltige Einwirkung auf die Ostseeküste ist noch in frischer Erinnerung. Auch Ende des Jahres 1921 fand eine Sturmflut mittlerer Stärke statt, die besonders an der ostpommerschen Küste große Zerstörungen angerichtet hat. Danach sind nur noch kleinere Fluten beobachtet worden. Die letzte dieser Art fand am 29. Dezember 1926 statt und hat wiederum in der Hauptsache nur die pommersche Küste betroffen.

Im Vergleich hierzu verdient darauf hingewiesen zu werden, daß Sturmfluten in der Nordsee rd. 5 mal so häufig vorkommen wie solche in der Ostsee, weil die für die Ostseeküste besonders gefährlichen N- bis NO-Winde seltener wehen. Dagegen treten die heftigen NW- bis SW-Stürme, die im Nordseegebiete die Sturmfluten hervorbringen, weit häufiger auf.

Das Auftreten der größeren Ostseesturmfluten fällt nach den angestellten Beobachtungen und Erhebungen meistens in die Monate November bis Januar. In diesen Monaten sind die Landmassen in Nordeuropa am meisten abgekühlt. Dadurch ist die Vorbedingung für die Ausbildung eines starken Hochdruckgebietes gegeben. Die größte Sturmflutenhäufigkeit liegt im November.

In Anbetracht der verhältnismäßig starken Häufigkeit dieser schädlichen Naturereignisse muß die Ostseeküste in natürlicher oder künstlicher Weise so geschützt sein, daß die Einwirkung des starken Seeganges auf das Ufer, namentlich bei Sturmfluten, möglichst auf ein Geringstmaß herabgemildert wird.

Jedoch unterliegt die deutsche Ostseeküste bereits infolge der dauernden Einwirkung des bewegten Meeres und der wechselnden Witterung ständiger Veränderung und Umbildung. Zahlreiche Stellen sind derart den Angriffen der verschiedenen, an der Umgestaltung des Ufers beteiligten Naturkräfte ausgesetzt, daß Jahr für Jahr Abbrüche stattfinden. Davon sind nicht nur die Strecken an rein sandigen Ufern betroffen, sondern auch solche, die aus festeren Bodenarten bestehen. In dem Aufsätze „Der Rückgang der deutschen Ostseeküste“ („Die Bautechnik“ 1925, Heft 31, S. 423 u. f.) hat Verfasser erörtert, daß als Maß der jährlichen Zerstörung im Jahresdurchschnitt etwa 1 m angenommen werden kann.

II. Natürlicher Uferschutz. (Dünenbau.)

Den natürlichsten Schutz der Küste bilden die als „Dünen“ bezeichneten örtlichen Bodenerhebungen längs des Ufers, deren Form und Inhalt vom Winde verursacht wird. Im unbefestigten Zustande ist die Düne eine stetige Gefahr für die angrenzenden Länder. Deshalb muß sie durch sorgfältige Bepflanzung festgelegt werden. Dabei üben nicht die leichten Sandgrasbüschel im einzelnen, sondern ihre regelrechte Anordnung zu fortlaufenden Werken im bestimmten Verbande den erfahrungsgemäß günstigen Einfluß auf die Gestaltung und die Festigkeit der Vordüne aus. Die sorgfältige Bepflanzung in ihrer Gesamtheit macht die Düne erst widerstandsfähig und setzt sie in den Stand, der Küste Schutz zu bieten sowie die Erhaltung des Landes zu gewährleisten.

Mit dem Dünenbau in Deutschland wurde Ende des 18. Jahrhunderts begonnen. Die ersten Anfänge beschränkten sich auf einfaches Festlegen flüchtiger Dünen durch Setzen von Sandfangzäunen. Später fanden dann in dem Danziger Dünengebiete Versuche mit Sandgraspflanzungen statt, die aber völlig mißglückten. Auch die Wiederholung nach dem Muster in Dänemark war erfolglos. Erst dem Danziger Kranmeister Sörn Biörn, der aus Danemark stammte, gelang es allmählich, mit Erfolg Sandgraspflanzungen anzulegen und zu erhalten. Sein Nachfolger, der Danziger Dünenbau-Inspektor Krause, bildete die Befestigung der Dünen durch Sandgras weiter aus und hat sich damit um den Dünenbau die größten Verdienste erworben. Eine eigentliche Vordüne haben die ersten Pioniere des Dünenbaues an der Ostseeküste jedoch nicht geschaffen. Erst Gotthilf Hagen erkannte als erster den Wert, den eine vollkommen gleichmäßig verlaufende Vordüne für den Uferschutz bildet. Die erste Anlage einer solchen geschlossenen Vordüne führte er an der Frischen Nehrung durch und erzielte damit günstige Ergebnisse. Bald wurde nach diesem bewährten Vorbilde an der übrigen preußischen, sowie der pommerschen und mecklen-

burgischen Küste der Dünenbau aufgenommen. Dabei kam es nicht auf die Erfindung neuer Dünenbefestigungen an. Vielmehr wurde vor allem der Verlauf der Vordüne sachkundig ausgebildet. Die Maßnahmen bezogen sich auf eine gleichmäßige Linienführung des Dünenkörpers in genügender Entfernung von der See und auf möglichst geradlinige Begrenzung in der Höhe. Etwa von 1864 ab wurde der Dünenbau als besonderer Zweig des Wasserbaues gewürdigt und die Bewirtschaftung der Dünen in die Hände der Preußischen Wasserbauverwaltung gelegt. Von diesem Zeitpunkt ab herrschte volle Einheitlichkeit in der Durchführung des Dünenbaues an den preußischen Küstenstrecken. Die anderen Küstenländer schlossen sich diesem Vorgehen an. Seitdem befinden sich die Dünenstrecken, die unter staatlicher Pflege stehen, in bester Verfassung. Jährlich stehen angemessene Geldbeträge für die Unterhaltung zur Verfügung. Wenn bei hohem Seegange die Dünen stärker als gewöhnlich gelitten haben, werden jeweils besondere Mittel zur Beseitigung solcher Schäden überwiesen.



Abb. 1. Verwilderte Vordüne bei Laase westlich von Damkerort.

weggespült. Sie müssen aber dauernd gut unterhalten, und namentlich ihre Sandgraspflanzungen sorgfältig gepflegt werden. Sobald wunde Stellen entstehen, sind sie sofort nachzubessern, weil der angreifende Wind solche Schäden gleich erheblich vergrößert. Während der Fremdenzeit in den zahlreichen Badeorten an der Küste verursacht das mitunter geradezu rücksichtslose Auftreten der Badegäste alljährlich die Beschädigung so mancher Fläche gut gepflegter Düne und vernichtet die mühevollte Arbeit vieler Wochen. Trotz der allenthalben an der deutschen Ostseeküste bestehenden Polizeiverordnungen, die den Schutz der Dünen regeln, hält es schwer, das unnötige Betreten dieses Geländes und namentlich das zerstörende Lagern in ihm zu verhindern. Der eigenartige Reiz, den das Dünen Gelände begreiflicherweise auf den Menschen ausübt, läßt diesen leider vielfach die Achtung vor der Erhaltung dieser wichtigen Küstenschutzwälle ganz vergessen.

Der große Vorzug, den die Vordünen vor allen anderen Uferschutzwerken besitzen, liegt darin, daß ihren Aufbau allein die Natur besorgt.



Abb. 2. Verwilderte Vordüne bei Laase westlich von Damkerort.

Jedoch befinden sich nicht alle Dünenstrecken an der Ostseeküste, auf denen Dünenbau betrieben werden kann, im Besitze der Staaten. Es gibt noch viele Kilometer Dünenstrecken, die Gemeinden oder Privaten gehören. Hier findet aus Mangel an Verständnis für die Wirkung und die Folgen des Dünenbaues eine Pflege der Dünen meist nicht statt. Die Besitzer haben auch nicht die nötige Erfahrung, die für vernünftigen Dünenbau unerlässlich ist, noch weniger die erforderlichen Geldmittel für die Arbeiten. Beispielsweise befinden sich an der Küste von Swinemünde bis zur polnischen Grenze, die über 315 km lang ist, nur 190 km im staatlichen Eigentum. Die anderen 125 km gehören Gemeinden oder Privaten und wechseln mit den staatlichen Strecken ab. Es ist nicht unbedingt nötig, aber sehr erwünscht, daß alle diese noch nicht in staatlicher Pflege stehenden Strecken vom Staate übernommen werden. Diese Übernahme wird z. B. dort unmittelbar notwendig, wo es sich darum handelt, einer besonders unter Abbruch stehenden Strecke von weiterer Sandmengen zum Heranziehen des Dünenkörpers oder zur Verstärkung seiner Widerstandskraft zuzuführen.



Abb. 3. Kräftige Vordüne bei Bobbelin westlich von Rügenwaldermünde.

Dieser Fall ist für die Uferschutzanlage bei Damkerort, westlich von Rügenwaldermünde, eingetreten. Um den Einfluß des Sandfluges auf diese bedrohte Küstenstelle zu steuern, wurden 4 km Vordünen, die westlich, das ist luvwärts, liegen, aus Privathand in staatlichen Besitz übergeführt. Diese Dünenstrecke befand sich in einem außerordentlich verwahrlosten Zustande und bildete keinen geschlossenen Zug mehr. Tiefe Schluchten wechselten mit starken Einrissen und Unterbrechungen des Dünenkörpers ab (Abb. 1 u. 2). Der Flugsand wurde infolgedessen in das Binnenland getrieben und ging der Vordüne verloren. Inzwischen ist diese Strecke gründlich instand gesetzt worden, so daß ein wirksamer Sandflug längs des Strandes stattfinden und der Uferschutzanlage zugute kommen kann.

Wenn die Dünen genügend hoch und breit ausgebildet sind und sachverständig bepflanzt werden, dann ist der Dünenkörper so widerstandsfähig, daß ihn selbst die stärksten Sturmfluten kaum zu durchbrechen vermögen (Abb. 3). Solche Vordünen werden nur in seltenen Fällen ganz

Der Mensch muß sie nur darin zur gegebenen Zeit in sachkundiger Weise unterstützen. Somit stellen die Dünen den billigsten Schutz der Küste dar.

III. Künstlicher Uferschutz.

A. Allgemeines.

An Küstenstellen, wo der Angriff der Naturkräfte besonders stark ist, läßt sich die Erhaltung einer widerstandsfähigen Vordüne nicht unter allen Umständen ermöglichen. Vor Hochufers, denen in der Regel ein ganz schmaler Strand vorlagert, ist die Heranziehung einer Vordüne erfahrungsgemäß überhaupt ausgeschlossen. Hier kann sich der Sandflug nicht wirkungsvoll und gleichmäßig entfalten. Der land-

wärts gerichtete Wind stößt sich an der steilen Wand des Hochufers und wirbelt den Sand hin und her, so daß er nicht zur Ruhe kommen und sich niederschlagen kann. An solchen gefährdeten Punkten müssen andere Mittel zur Sicherung der Küste angewendet werden. Sie bestehen in der Anlage künstlicher Uferschutzwerke.

Derartige Maßnahmen sind aber im Verhältnis zum Dünenbau sehr kostspielig. Deshalb kann ernstlich keine Rede davon sein, sämtliche mehr oder minder von der See bedrohten Küstenstellen durch künstliche Werke zu schützen. Vielmehr genügt es, ähnlich wie früher in Holland zur Befestigung der dortigen Ufer planmäßig durchgeführt ist, in großem Zuge ein „System der festen Punkte“ an der Küste zu schaffen. Dadurch würde der Abbruch des Landes auf ein kleinstes Maß beschränkt werden können. Zur Erreichung dieses Zieles müssen mit besonderer Sorgfalt solche Küstenstellen ausgewählt werden, die an sich schon am weitesten in die See hervortreten und infolgedessen gegenüber den rein sandigen Ufern festere Zusammensetzung besitzen. Derartige Ufervorsprünge werden allerdings naturgemäß von der See am meisten angegriffen und müssen deshalb ohnehin zuerst befestigt werden. Die von ihnen abgespülten Sinkstoffe erleichtern die Anlage sandfangender Werke sehr. Hierdurch wird dann der feste Küstenpunkt um die Länge erweitert, die der Schutzanlage gegeben ist.

Neben den künstlich festgelegten Festpunkten dieser Art bildet aber auch jede Hafenanlage eine Stelle an der Küste, die unverrückbar festliegt; sie ist in das „System der festen Punkte“ einzubeziehen.



Abb. 4. System der festen Punkte.

In den Zwischenräumen zwischen je zwei derart befestigten Ufersprünge bildet sich dann gewöhnlich ein flach gekrümmtes Ufer aus, an dem sich die durch Wellen und Strömung in Bewegung gesetzten Sinkstoffe ablagern. Diese Buchten wirken in günstiger Weise auf den Ausgleich der Küstenlinie und damit auf die Herabminderung des Angriffs der Naturkräfte hin. Im kleinen ist diese Erscheinung in jedem Bühnenfelde zu beobachten, da bereits die einzelne Buhne einen festen Punkt an der Küste darstellt. Geradeso, wie die gute Verlandung zwischen zwei Bühnen von der angemessenen Breite ihres Feldes abhängig ist, ebenso darf im großen die Entfernung der künstlich ausgebildeten Festpunkte voneinander nicht zu weit sein. Sonst kann die gewünschte Ausfüllung der Zwischenräume durch Ablagerung von Sinkstoffen nicht stattfinden. Die von der See her wirkenden Bewegungskräfte stören die strandaufbauende Tätigkeit der sandverfrachtenden Küstenversetzung und verhindern die Bildung eines Gleichgewichtszustandes zwischen den Stützpunkten, namentlich, wenn die Hauptwindrichtung nahezu senkrecht auf die Ufer der Bucht steht. Dann wird sich im Gegenteil die vielleicht zuerst flachere Bucht immer mehr landwärts vertiefen, im Scheitel mehr als an den Seiten. Die Folge ist der Uferabbruch. Dieser läßt sich nur dadurch einschränken, daß innerhalb der Bucht noch weitere befestigte Punkte geschaffen werden. Auf diese Weise würde die zu große ungedeckte Länge der Bucht entsprechend verkürzt.

An der deutschen Ostseeküste besteht eine Art von „System der festen Punkte“. Es gibt hier zahlreiche Stellen, die künstlich befestigt sind (Abb. 4). Bei ihrer Auswahl ist allerdings nicht nach einem einheitlichen Plane verfahren worden. Deshalb haften dem bestehenden Zustande auch gewisse Mängel an, so daß der Abbruch der Küste durchaus noch nicht auf den kleinstmöglichen Umfang gebracht ist. Die einzelnen vorhandenen Küstenschutzwerke haben ihre Entstehung lediglich der jeweils örtlich erkannten Notwendigkeit verdankt. Sie sind dort aus-

geführt worden, wo die Interessen weiterer Kreise in Gefahr standen. Im besonderen waren vornehmlich Stellen in Frage gekommen, wo z. B. wichtige Leuchtfeueranlagen, wie bei Dornbusch auf der Insel Hiddensee, bei Groß-Horst, Funkenhagen, Jershöft, oder wo an der See gelegene und von ihr bedrohte Ortschaften, wie Henkenhagen (Abb. 5), Sorenbohm, Bauerhufen, Jershöft und Cranz, geschützt werden mußten, oder endlich, wo es galt, zu Hafenanlagen ausgebaute Flußmündungen, wie die Mündung der Swine oder der Warnow, vor Versandung zu bewahren. Auch ethische Gründe sind bei diesen Entscheidungen hinzu gekommen. Zum Beispiel wirkte für den Bau der 1,2 km langen Ufermauer vor dem Badeorte Sorenbohm der Umstand ausschlaggebend mit, daß ganz nahe hinter der Düne die Kirche des Dorfes steht (Abb. 6). Ebenso ist die Herstellung künstlicher Schutzwerke dort unerlässlich gewesen, wo ein Durchbruch der Ostsee in eine Niederung oder in einen Binnensee zu verhindern war.

Hierfür lassen sich zwei gute Beispiele an der pommerschen Küste anführen. Das erste ist die durch Bühnen bewirkte Sicherung der Uferstrecke vor der Kölpin-See-Niederung zwischen dem Streckelsberge und dem Badeorte Bansin, westlich von Swinemünde, gegen den drohenden Einbruch der See als Folge der Sturmfluten Ende 1913 und Anfang 1914.

Das andere Beispiel bildet die große und interessante Uferschutzanlage bei Damkerort (Abb. 7 u. 8). Hier war durch die Sturmflut um die Wende des Jahres 1921/22 die Vordüne auf der schmalen Nehrung zwischen der Ostsee und dem Buckower See in einer Länge von mehr als 1 km vollständig von der Ostsee weggewaschen worden. Infolgedessen strömten die hohen Brandungswellen durch die Dünenlücke in den Binnensee ein und füllten diesen derart hoch an, daß das Wasser weit über seine Ufer übertrat. Das kleine Fischerdorf Damkerort, das östlich von diesem Durchbruche hinter der hier stehengebliebenen Vordüne auf der nur i. M. kaum 150 m breiten Nehrung liegt, kam durch



Abb. 5. Steilufer bei Henkenhagen östlich von Kolberg.



Abb. 6. Dorf Sorenbohm mit Ufermauer.

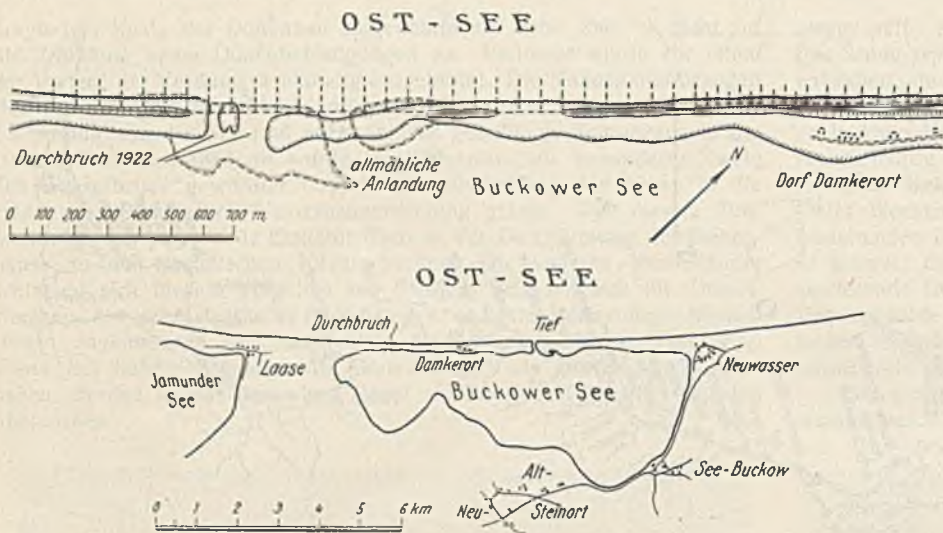


Abb. 7. Dünendurchbruch bei Damkerort.



Abb. 11. Beginnende Einsandung des Pfahldammes bei der Uferschutzanlage von Damkerort.



Abb. 8. Dünendurchbruch bei Damkerort. (Blick von Westen nach Osten).

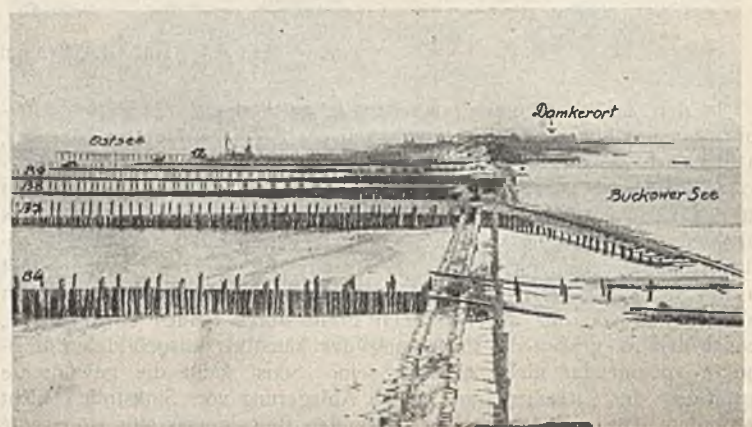


Abb. 10. Uferschutzanlage bei Damkerort. (Blick nach Osten).



Abb. 9. Pfahldamm der Uferschutzanlage bei Damkerort.

das Hochwasser des Buckower Sees in ärgste Bedrängnis. Der Nehrungskörper selbst war an der Überströmungsstelle ganz beträchtlich verflacht worden. Nach Abflauen der Flut wurde er beim Zurückströmen der Wassermassen nach der Ostsee an zwei Stellen glatt durchbrochen. Zur Beseitigung dieses überaus gefährlichen Dünendurchbruches ist seit Herbst 1922 eine ausgedehnte Schutzanlage im Bau. Sie besteht aus einem 1,2 km langen doppelreihigen Pfahldamm, der in der Flucht des allgemeinen Linienzuges der Vordüne als Ersatz für das weggeschwemmte Stück hergestellt wird und mit seinen beiderseitigen Enden in den stehengebliebenen Dünenkörper einbindet. Der Damm wird unten mit Faschinen und darüber zu ihrer Beschwerung mit Betonblöcken ausgefüllt (Abb. 9). Vor dem Pfahldamm und weiter nach Osten hin sind 42 Pfahlbuhnen auf eine Küstenlänge von 2,8 km vorgesehen (Abb. 10). Sobald diese Buhnen gut wirken und den verlorengegangenen Strand wiederbringen, wird der Pfahldamm allmählich einsanden und damit den Kern zu einer neuen Vordüne bilden. Anfänge dieser Erscheinung sind schon zu beobachten (Abb. 11).

Daß sich zu weite Zwischenräume zwischen zwei befestigten Küstenpunkten nicht verflachen, sondern vielmehr noch mehr ausrunden, ist im großen an der sogenannten Kösliner Bucht gut erkennbar (Abb. 12). Diese erstreckt sich von dem Küstenvorsprunge bei Funkenhagen bis über



Abb. 12. Lageplan der Kösliner Bucht.

die Hafenanlagen von Rügenwalde hinaus und hat eine Schenlänge von 40 km. Ihre Ausrundung ist besonders scharf ausgeprägt und beträgt im Scheitel über 5 km. Die ganze Bucht mit ihren sandigen Ufern und verhältnismäßig kräftigen Dünen, die allerdings nicht alle unter staatlicher Pflege stehen, liegt von jeher stark unter Abbruch. Bei höherem Seegange aus der Richtung von NW bis NO wird das Wasser in der Bucht hoch gegen die Ufer angestaut. Davon ist in erster Linie die am tiefsten in der Bucht belegene Scheitelstrecke betroffen. Hier findet deshalb auch der größte Landverlust statt. Ursprünglich war der Ufervorsprung bei Funkenhagen zum Schutze des hier errichteten Leuchtturms mit Erfolg durch eine Gruppe von 33 Buhnen festgelegt. Weil östlich dieser Schutzanlage Strand und Dünen unaufhörlich zurückgingen, ist dann die Buhnengruppe allmählich so weit nach Osten verlängert worden, daß sie jetzt eine Uferstrecke von 8,5 km deckt. Dadurch hat sich das östliche Ende dieses Stützpunktes um 8,5 km nach Osten verschoben. Um das gleiche Maß ist auch die Entfernung bis zu dem anderen Stützpunkte, der Hafenanlage von Rügenwalde, kürzer geworden. Diesen künstlichen Veränderungen entsprechend ist die Mitte der Bucht seitdem weiter östlich gerückt und fällt genau mit der schmalen Nehrung zusammen, die den Buckower See von der Ostsee abtrennt. Gegen diese Stelle richtet sich der Angriff der Wellen am meisten. Hier waren die Dünen noch vor 12 Jahren hoch und breit (Abb. 13). Mit der Zeit wurden sie immer mehr abgespült und büßten an Widerstandskraft ein. Die verhältnismäßig unbedeutenden Sturmfluten Ende 1921 und Anfang 1922 verursachten dann den verhängnisvollen Durchbruch durch die Düne bei Damkerort, von dem eben die Rede war. Die zum Schutze der Nehrung im Bau befindliche große Sicherungsanlage legt zugleich die Scheitelstrecke der Kösliner Bucht auf über 3 km Länge fest und stellt damit einen neuen, befestigten Küstenpunkt in der Mitte der Bucht dar. Außerdem ist von 1927 ab die Verlängerung der großen Buhnengruppe von Funkenhagen bis Bauerhufen um weitere 3,5 km nach Osten bis Groß-Möllen hin vorgesehen. Durch diese großzügige Maßnahme wird das „System der festen Punkte“ innerhalb der weiten Kösliner Bucht auf das vorteilhafteste ergänzt und die Entfernung zwischen zwei Stützpunkten erheblich verringert. Diese Schutzbauten lassen nach ihrer Fertigstellung die Erwartung zu, daß hier die gesamten Uferverhältnisse in günstigster Weise beeinflußt werden.

Die Wirtschaftlichkeit von künstlichen Uferschutzanlagen läßt sich nicht gut so rechnerisch nachweisen, wie solches bei anderen Bauwerken möglich ist. Es kommt mehr auf die genaue Untersuchung der Folgen an, die zu erwarten sind, wenn eine gefährdete Küstenstrecke nicht unter wirksamem Schutz gebracht wird und sich weiter überlassen bleibt. Dabei darf das Augenmerk nicht allein auf die unmittelbar bedrohte Stelle selbst gerichtet sein. Es ist sorgsam zu bedenken, daß auch die benachbarte, vor allem die luvabwärts, d. i. im Ostseegebiete die östlich davon gelegene, Küstenstrecke in Mitleidenschaft gezogen werden kann. Der Wirkungsbereich der einzelnen bei Veränderung des Meeresufers tätigen Kräfte erstreckt sich weit über ein einzelnes Küstengebiet hinaus und ist keineswegs auf den engen Raum der Küstenstrecke beschränkt, an der ihre Einflüsse beobachtet werden.

Eine Küstenstelle darf als gefährdet bezeichnet werden, sobald der Strand immer schmaler und flacher wird, und wenn die etwa dahinterliegende Vordüne nicht mehr widerstandsfähig genug ist oder das Hochufer unter Abbruch steht. Bei einem solchen Zustande können bereits die Brandungswellen des mittleren Seeganges hoch auf den Strand auflaufen und den Fuß der Vordüne oder des Hochufers angreifen. Die künstlichen Schutzmaßnahmen müssen deshalb ein bestimmtes Ziel haben. Das mindeste ist, daß sie sowohl den vor der Uferlinie unter Wasser liegenden Seegrund, als auch den trockenen Strand über Wasser erhalten und ihn allmählich aufhöhen. Darüber hinaus ist anzustreben, nach Möglichkeit den verlorenen Strand in seiner ganzen Breite wiederzugewinnen. Wenn eine einigermaßen günstige Verbreiterung und Aufhöhung des Strandes stattgefunden hat, dann ist die Grundlage für etwaige weitere Bauwerke geschaffen. Diese können in der Herstellung von Deckwerken bestehen, die zum unmittelbaren Schutze des Fußes der Vordüne oder des Hochufers längs der Küste laufen. Hieraus ergibt sich die Reihenfolge der durchzuführenden Maßnahmen, sowie der Unterschied zwischen Strandschutzwerken und Uferdeckwerken.

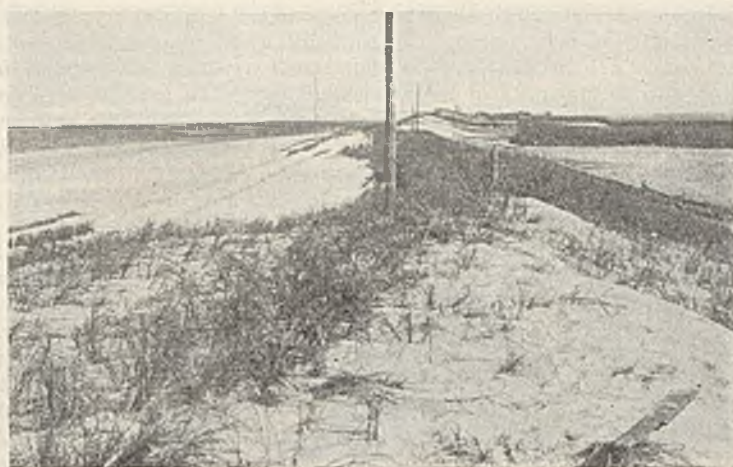


Abb. 13. Vordüne bei Damkerort vor dem Durchbruch 1921/22.

B. Querwerke.

1. Wirkung von Querwerken.

Das einzig brauchbare Mittel zur Erhaltung und Verbreiterung des Strandes besteht nach den Erfahrungen in der zweckmäßigen Anlage von Querwerken, die sandfangend wirken. Zum Schutze einer unter Abbruch stehenden Küstenstrecke müssen mithin zuerst solche Querwerke angelegt werden. Sollten sie nicht den gewünschten Erfolg bringen, dann kann

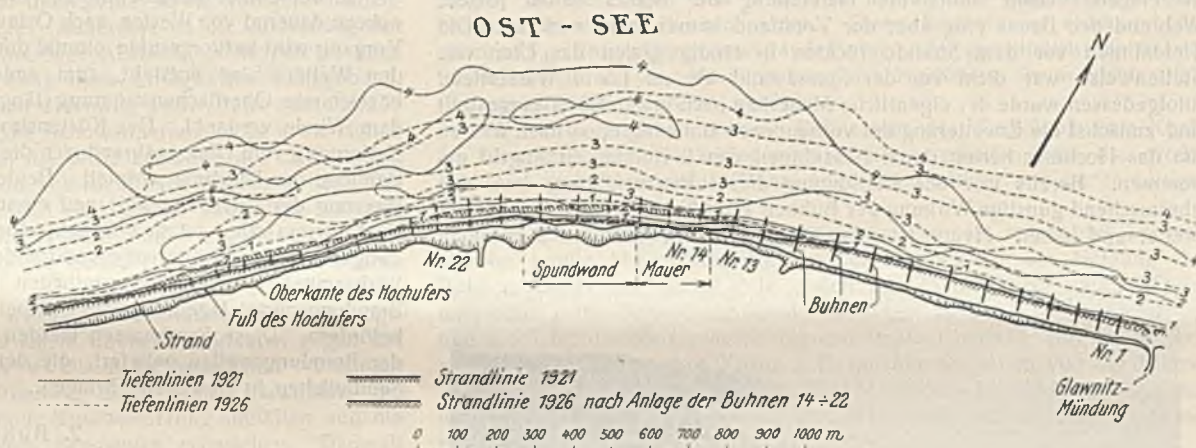


Abb. 14. Ufervorsprung bei Jershöft.

als Ergänzung der Bau von Längswerken in Frage kommen. Die umgekehrte Reihenfolge ist verkehrt.

Ein lehrreiches Beispiel hierfür bietet die Sicherung des steil abfallenden Hochufers von Jershöft (Abb. 14). Östlich des Dorfes war zum Schutze der wichtigen Leuchtturms- und Nebelsignalanlage im Jahre 1918/20 eine Gruppe von 13 Buhnen angelegt worden. Diese Buhnen führten zwar eine günstige Verbreiterung des Strandes herbei. Dagegen nahm der Abbruch des sich westlich anschließenden, noch ungeschützten Hochufers außerordentlich zu. Die See riß tiefe Löcher und Schluchten in das Hochufer ein, so daß viel Land verlörenging, und



Abb. 15. Ufermauer vor Jershöft.



Abb. 16. Wirkung der Buhnenanlage vor Jershöft.
Zustand vom Jahre 1926.

einige der unmittelbar am Rande des Hochufers stehenden Gehöfte arg bedroht waren. Um das zerstörende Anlaufen der Brandung gegen den Fuß des Hochufers zu verhindern, und den Abbruch der Küste aufzuhalten, wurde der Bau einer kräftigen Betonmauer auf dem Strande begonnen, deren Oberkante auf 2 m über MW liegt (Abb. 15). Diese Mauer war im Abstände von 10 m vom damaligen Hochuferfuße entfernt auf eine Länge von 500 m geplant. Zuerst wurde die Spundwand der Mauer geschlagen. Dann sollte die Herstellung der Mauer selbst folgen. Während des Baues ging aber der Vorstrand immer mehr verloren. Die Tiefenlinien vor dem Strande rückten beständig gegen das Ufer vor. Stellenweise war dicht vor der Spundwand bis zu 1,5 m Wassertiefe. Infolgedessen wurde der eigentliche Mauerbau nach etwa 200 m eingestellt und zunächst die Erweiterung der vorhandenen Buhnenanlage nach Westen um das Hochufer herum durch Hinzufügen von 9 Buhnen in Angriff genommen. Bereits vor der Beendigung dieser Bauausführung trat eine überraschend günstige Wirkung der Buhnen ein. Der Strand wurde immer breiter und höher. Heute ist sein Zustand derart, daß die 2 m hohe



Abb. 17. Ufer vor Bauerhufen bei Beginn der Herstellung des Deckwerkes.



Abb. 18. Uferdeckwerk bei Bauerhufen nach den Stürmen im Winter 1926/27.

Mauer vollständig eingesandet ist (Abb. 63). Die Wellen laufen nur noch bei ganz hohem Wasserstande der Ostsee bis an den Hochuferfuß auf und richten dann nur noch ganz wenig Schaden an. Angesichts dieser guten Erfolge wurde unbedenklich auf die Weiterführung der Ufermauer verzichtet. Wie es bisher scheint, genügt die Buhnenanlage allein zum Schutze des Hochufers (Abb. 16).

Einen weiteren Beweis dafür, daß Längswerke ohne Buhnen schädlich auf den Strand einwirken, liefert die Herstellung einer einfachen Sicherung der Vordüne, die sich unmittelbar östlich an die große Buhnenanlage von Funkenhagen bis Bauerhufen anschließt. Diese Strecke wird seit Jahren sehr stark von der See angegriffen. Der Strand vor ihr nahm immer mehr an Höhe und Breite ab. Schließlich hatte er nur noch eine Breite von 12 bis 15 m und war ganz flach geworden. Da unter diesen Umständen die Anwendung der einfachen Mittel des Dünenbaues versagen mußte, wurde zum vorläufigen Schutze der Vordüne unmittelbar vor ihrem Fuße ein leichtes Deckwerk aus Faschinen gebaut (Abb. 17). Das Schutzwerk hat seinen Zweck durchaus erfüllt und die Dünen vor dem gänzlichen Wegspülen bewahrt. Der Strand vor ihm ist jedoch allmählich ganz verschwunden, weil die für seine Erhaltung und Verbreiterung geeigneten Querwerke fehlen (Abb. 18). Mit dem Bau dieser Querwerke (Buhnen) ist im Jahre 1927 begonnen worden. Dadurch wird die große Buhnenanlage von Funkenhagen bis Bauerhufen, die bereits aus 154 Buhnen besteht, um weitere 50 Buhnen nach Osten erweitert.

Uferdeckwerke, die längs der Küste laufen, sind allein nicht immer imstande, den Strand auf die Dauer festzulegen. Diese Sicherung ist in der Regel ausschließlich durch Querwerke zu erreichen. Nur diese vermögen die vorhandene Sandwanderung aufzuhalten und die in Bewegung befindlichen Sinkstoffe zur Ablagerung zu bringen.

In der Ostsee besteht infolge Vorherrschaft der westlichen Winde eine nahezu dauernd von Westen nach Osten gerichtete Sandwanderung. Dieser Vorgang wird hervorgerufen einmal durch die Küstenversetzung, die durch den Wellenschlag entsteht, zum andern durch die mit „Küstenstrom“ bezeichnete Oberflächenströmung längs der Küste, die ihre Entstehung dem Winde verdankt. Der Küstenstrom bewegt sich in einer gewissen Entfernung vom Ufer, während sich die Küstenversetzung im allernächsten Bereiche der Uferlinie abspielt. Beide Erscheinungen sind an der Umlagerung der Küste beteiligt und ergänzen sich in ihren Wirkungen. Der Küstenstrom allein ist zu schwach, eine besondere unmittelbar abnagende Tätigkeit auf die Sohle vor dem Strande auszuüben. Seine umgestaltende Wirksamkeit beruht im wesentlichen nur auf seiner Fähigkeit, die im Brandungsgürtel lagernden beweglichen Sandmassen längs der Küste zu befördern. Diese Sandmassen werden ihm durch die lebhafteste Tätigkeit der Brandungswellen geliefert, die den Grund aufrühren und damit die Sandteilchen in Bewegung bringen.

2. Buhnen.

Unter diesen tatsächlichen Verhältnissen haben sich an der deutschen Ostseeküste die quer zum Ufer laufenden Seebuhnen zur Festlegung des Strandes und zur Sicherung des Ufers ausgezeichnet bewährt. Die Wirksamkeit der Buhnen bezieht sich sowohl auf die Verbreiterung des unter Wasser liegenden Strandes, als auch auf die Aufhöhung und Vergrößerung seines trockenen Teils.

Die ältesten Buhnen im Ostseegebiete sind die 67 leichten Pfahlbuhnen, die Gotthilf Hagen Anfang der 60er Jahre des vorigen Jahrhunderts zum Schutze des Streckelsberges westlich von Swinemünde herstellen ließ, und von denen noch heute einige 40 vorhanden sind. Sowohl ihre Bauweise als ihre allgemeine Anordnung bewährten sich jedoch nicht. Es kam noch der ungünstige Verlauf des Küstenstriches zu den besonders gefährlichen NO-Stürmen hinzu, die hier genau senkrecht zur Uferlinie gerichtet sind. Infolgedessen liefen die von ihnen erzeugten hohen Wellen ganz ungehindert zwischen den Buhnen auf den Strand auf und griffen den Berg immer wieder an. Durch die herabgestürzten Bodenmassen hatte sich anfänglich ein verhältnismäßig breiter Strand herausgebildet, der sich auch längere Zeit hielt. Es ist interessant, daß sich sogar Hagen selbst durch diesen scheinbar günstigen Zustand täuschen ließ und den vermeintlichen überaus guten Erfolg der Buhnen besonders hervorhob. Bald wurde aber der Strand wieder schmaler und ging ständig zurück, so daß später zum weiteren Schutze des Berges kräftige Längswerke nötig wurden.

Zehn Jahre später fand die Herstellung einer Gruppe von 14 Buhnen auf der Westseite des stark hervorspringenden Hochufers von Jershöft statt, denen zwei Jahre danach sowohl hier als westlich vor dem Lehmufers von Vitte, zwischen der Hafenanlage von Rügenwalde und dem Ufervorsprunge von Jershöft gelegen, weitere Buhnen folgten.

In den nächsten Jahren 1874 bis 1878 wurde der Uferschutz unmittelbar vor der Landecke von Funkenhagen durch den Bau von 33 Buhnen begonnen, um das hier errichtete Leuchtfeuer zu sichern.

Auch diese alten Buhnen zeigten, wie die vor dem Streckelsberge, zuerst ganz gute Wirkung auf die Erhaltung des Strandes. Von längerer Dauer waren jedoch diese Erfolge nicht.

Der hauptsächlichste Nachteil der alten Buhnen besteht darin, daß sie nicht weit genug in die See hinausgehen. Sie haben sämtlich nur eine Länge auf Land und in See zwischen 20 und 30 m erhalten. Ihr Rücken liegt in See wagerecht auf MW-Höhe und verläuft landwärts unter der Strandböschung ohne festen Anschluß an das hohe Ufer. Andererseits waren ihre Abstände voneinander, die bis 75 m betragen, viel zu groß. Endlich wurden bei dem Bau auch zu schwache und zu kurze Pfähle verwendet, so daß diese Bauweise starken Stürmen nicht standhalten konnte. Die Erklärung für diese Mängel ist in der Herstellungsart der Buhnen zu finden. Die alten Buhnen wurden damals nur mittels leichter Zugrammen, deren Lauferruten an einem Dreibocke aufgehängt waren, von Hand eingerammt. Bei solchen unzulänglichen Mitteln und Geräten ist es begreiflich, daß der Länge einer Buhne in See von vornherein eine enge Grenze gesetzt war, und daß auch die Stärke sowie die Länge der einzelnen Pfähle selbst beschränkt sein mußten. An der ostpommerschen Küste kamen bei der Erweiterung der alten Buhnen-gruppe von Funkenhagen ostwärts bis Sorenbohm hin in den Jahren 1904 bis 1907 erstmalig fahrbare Dampfrahmen zur Verwendung, die auf besonderen Gerüsten liefen. Mit ihnen wurden diese Buhnen als wichtige Neuerung bis zur 2-m-Tiefenlinie, also nahezu um das Doppelte wie bisher, in die See hinausgerammt. Auch die Pfahlängen konnten jetzt vergrößert werden und betragen am Kopfe der Buhnen bis zu 6,3 m.

Seit Einführung der leistungsfähigeren Dampfrahmen machte die Entwicklung des Buhnenbaues rasche und gute Fortschritte. Überall, wo Buhnenbauten stattfanden, wurden die verschiedensten Versuche über ihre Anordnung, Form und Bauart angestellt, um jeweils den größtmöglichen Wirkungsgrad solcher Uferschutzwerke herauszubilden.

Die gute Wirkungsweise der Buhnen hängt ab von ihrer Stellung zum Strande, ihrer Länge in See und auf dem Lande, sowie von ihrer Höhenlage von der Wurzel bis zum Kopfe. Außerdem ist die Anordnung der Buhnen zueinander und ihr gegenseitiger Abstand, nicht zuletzt auch ihre zweckmäßige Bauart, für die Güte ihres Erfolges ausschlaggebend.

In der Ostsee werden die Buhnen durchweg senkrecht zum Strande gestellt, weil der Küstenstrom und die Sandwanderung nicht etwa täglich west-östliche Richtung haben. Wenn der Wind zeitweise aus Osten weht, kentert der Küstenstrom entsprechend und fließt nach Westen zurück. Dadurch wird die Sandwanderung gestaut und nimmt allmählich während dieser Zeit gleichfalls die umgekehrte Richtung an. Aus diesem Grunde erweist sich die senkrechte Stellung der Buhne zum Ufer als die vorteilhafteste.

Die Buhnen haben nicht den Zweck, die ankommenden Brandungswellen unmittelbar zu brechen und sie in ihrem Weiterlaufen gegen das Ufer zu hindern, wie Molen oder wirkliche Wellenbrecher. Vielmehr dürfen die Buhnen nur auf die Erhaltung des Strandes hinwirken. Sie sollen die längs des Ufers stattfindende Sandwanderung aufhalten und die Kraft des über sie hinweggehenden Seeganges schwächen. Dadurch werden die von den Wellen aufgewühlten Sinkstoffe zu einem großen Teile niedergeschlagen und bewirken dann die beabsichtigte Versandung vor dem Strande durch allmähliches Ausfüllen der hier vorhandenen Vertiefungen und Unregelmäßigkeiten. Die weitere Folge ist dann, daß die schädlichen Tiefen von dem Strande ferngehalten werden. Der Strand selbst verbreitert sich mit der Zeit und fördert dadurch die Heranziehung der Vordünen, die den Hauptschutz des Hinterlandes bilden.

In erster Linie dienen somit die Buhnen dem Schutze des vor dem eigentlichen Strande, unter Wasser liegenden Seegrundes. Zu dem Zwecke müssen sie sich weit genug in die See und in den Bereich der Sandwanderung erstrecken.

In welcher Breite sich die seitliche Verschiebung der Sinkstoffe entlang dem Ufer hauptsächlich abspielt, ist aus dem eigenartigen Aufbau der Sandriffe erkennbar, den die Brandungswellen verursachen. Die Sandriffbildung an der Ostseeküste ist im wesentlichen von der Wassertiefe abhängig. Da z. B. an der langgestreckten Küste von Swinemünde bis Rixhöft die Böschung des Seegrundes vor dem Ufer ziemlich gleichmäßig ist, steht hier zufällig die Entfernung der Riffe von der Uferlinie in gewisser Beziehung zu der Wassertiefe, auf der sie liegen. Es sind ziemlich genau drei Riffe hintereinander vorhanden. Das erste befindet sich in etwa 0,75 bis 1 m Wassertiefe bei einer Entfernung von 20 bis 25 m vom Ufer. Das zweite liegt ungefähr auf 2 m Wassertiefe und ist etwa 60 bis 70 m von der Uferlinie entfernt. Das dritte Riff hat bereits eine Entfernung von 140 bis 150 m bei 3 m Wassertiefe. Die ersten beiden Riffe liegen mithin dicht nebeneinander. Der Seegrund fällt vom Wasserschlage an bis zur 2-m-Tiefenlinie steiler ab, als jenseits davon. Hieraus ist zu schließen, daß sich in dieser schmalen ufernächsten Zone die Brandungstätigkeit der Wellen am kräftigsten äußert, daß somit hier die Sandwanderung am lebhaftesten ist. Infolgedessen genügt es in der Regel, die Buhnen bis zum zweiten Riffe oder bis zur 2-m-Tiefenlinie hinauszuführen. Sie erhalten dann eine Länge in See von 70 bis 80 m. Diese Länge hat sich überall als durchaus ausreichend erwiesen, um eine möglichst große Strandfläche in Schutz zu bringen, und wird bei allen Buhnen in der Ostsee angewendet. Längere Buhnen würden naturgemäß

noch bessere Erfolge bringen. Jedoch wird das Hinausführen einer Buhne über die 2-m-Linie durch die Kosten begrenzt, weil bei zunehmender Wassertiefe die vorderen Buhnenteile im Vergleich zu den rückwärtigen zu teuer werden. Bei den Buhnenanlagen in Ostpommern ist ermittelt worden, daß die Kosten für 1 lfd. m Buhne über die 2-m-Linie hinaus bis zu 2,5 m Wassertiefe um 15 bis 18% und von hier bis zu 3 m Tiefe um weitere 12 bis 14% wachsen, je nach der Bauart der Buhnen als einreihige oder als zweireihige mit Faschinenauspackung.

Es ist begreiflich, daß die älteren, viel kürzeren, kaum bis zur 1-m-Linie reichenden Buhnen nicht denselben günstigen Erfolg gebracht haben, wie die um mehr als das Doppelte längeren der neueren Zeit.

Landwärts ist die Buhne auf dem trockenen Strande fortzusetzen und ihre Wurzel so weit nach rückwärts zu legen, bis sie Anschluß an einen sicheren Punkt des festen Landes, entweder an die Vordüne oder das Hochufer oder an ein künstliches Uferdeckwerk, erhält. Es ist sogar ratsam, die Buhnenwurzel hier noch ein Stück einbinden zu lassen. Dieser Landanschluß der Buhne ist von besonderer Wichtigkeit und unbedingt notwendig. Er verhindert das schädliche Umspülen der Buhnenwurzel, wenn bei starkem, mit höherem Wasserstande verbundenem Seegange der Strand in voller Breite überströmt wird, und die Wellen bis an den Fuß der Vordüne oder des Hochufers anlaufen. In diesem Falle entsteht längs der Buhne eine gewisse Strömung landwärts. Je breiter und höher der Strand ist, desto weiter kann die Längsströmung auflaufen und desto eher verliert sie dabei durch die Reibung am Grunde an Wirkung. Wenn das landseitige Ende der Buhne nicht bis an das hohe Ufer heranreicht, muß die Strömung, sobald sie an dem Buhnenkörper entlanggelaufen ist, die Wurzel umfließen. Dadurch entstehen in den meisten Fällen Auskolkungen im Strande, die auch die anschließenden Vordünen in Mitleidenschaft ziehen. Solche Folgen sind tatsächlich überall dort eingetreten, wo die Landanschlüsse der Buhnen fehlen. Diese Erscheinung erschwert die gleichmäßige Entwicklung des Strandes und bildet gewöhnlich den Anfang für die Zerstörung der Vordüne oder des Hochufers, wenn nicht sofort Gegenmaßnahmen ergriffen werden.

Im Längenschnitt soll die Buhne von der Wurzel bis zum Kopfe am zweckmäßigsten verschiedene Höhenlage erhalten, um die größte Wirksamkeit zu erreichen. Dabei ist ihr landseitiger und ihr seeseitiger Teil gesondert zu betrachten.

Die an der Ostseeküste ausgeführten Buhnen zeigen im Längenschnitt die größte Mannigfaltigkeit. Im allgemeinen ist die Neigung des Buhnenrückens auf dem Lande anders als in See ausgestaltet. Diese unterschiedliche Behandlung beider Strecken herrscht überwiegend vor und erscheint durchaus zweckmäßig und empfehlenswert. Nur die Buhnen an der mecklenburgischen Küste, z. B. bei Müritzt, haben von der Wurzel bis zum Kopfe ein einheitliches Gefälle von 1:70 erhalten. Der auf diese Weise höher als allgemein üblich liegende Rücken der Landbuhne erschwert die völlige Versandung.

Für die Gefälleverhältnisse der Buhnen ergeben sich folgende Richtlinien.

Der im Trockenen stehende Teil muß der Neigung des Strandes angepaßt werden. Hierfür ist aber nicht der ungünstige Zustand des Strandes zu berücksichtigen, der den Anlaß zur Ausführung der Buhnen gibt, sondern diejenige Breite und Neigung, die durch den Buhnenbau erreicht werden soll oder erwünscht ist. Dementsprechend soll der Rücken des landseitigen Teiles der Buhne in Höhe und Neigung mit der Form des erreichbaren Strandes übereinstimmen. Bei dieser Festsetzung ist mit besonderer Sorgfalt das richtige Verständnis für das wirklich Erreichbare anzuwenden.

Welche Strandbreite und -höhe erreichbar ist, hängt von den örtlichen Umständen ab. Ein wirksamer Strand muß so hoch und breit sein, daß bei höheren Wasserständen und starkem Seegange die auflaufende Welle den Fuß der Vordüne nicht mehr erreicht oder ihr wenigstens keinen zu großen Schaden zufügt. Das natürliche und erfahrungsmäßig ausreichende Maß für die Höhe des Fußes einer gut ausgebildeten Vordüne mit breit vorgelagertem Strande beträgt im Ostseegebiete 2 bis 2,5 m über MW und kommt den Wasserständen gleich, die bei den größten Sturmfluten stellenweise an der freien Küste beobachtet wurden. Da derartige gewaltige Kraftäußerungen der Natur immerhin sehr selten sind, so muß mit in den Kauf genommen werden, daß zu solchen Zeiten der Wellenschlag die Höhe von 2 bis 2,5 m vorübergehend überschreitet.

Auch für die zweckmäßigste Neigung des Strandes gibt die Natur selbst wichtige Winke. Nach den allgemeinen Beobachtungen erleidet der Strand weniger Abbruch und Verlust, wenn er flacher als 1:15 geneigt ist. Für gewöhnlich und als Folge höheren Seeganges stellt sich eine Strandböschung von 1:20 bis etwa 1:30 ein und hat sich als die wirksamste erwiesen. Ist der Strand steiler, dann findet die auflaufende Welle zu großen Widerstand. Ihr Stoß auf die Strandfläche wird zu heftig und verursacht dann jeweils am Auslaufe der Welle Abbrüche, die zum Verluste von Strand führen. Aus dem Verhältnis: Höhe zur Neigung ergibt sich für die Breite des Strandes ein Mindestmaß von 35 bis 40 m. Diese Breite gilt als die allgemein übliche und ist als normal zu bezeichnen.

Überall dort, wo der Strand schmaler als 35 bis 40 m ist, wird er stets besonders leicht angegriffen. Die dahinterliegenden Vordünen erleiden dann beständig Abspülungen und erfordern hohe Unterhaltungskosten. Noch schlimmer ist der Zustand naturgemäß an den Hochuferstrecken. Hier läßt sich ohnehin nicht immer dieselbe Strandbreite und -höhe wie bei den Strecken mit dahinterliegenden Dünen erreichen, weil die Mithilfe des Sandfluges zur guten Ausbildung des Strandes geringer ist.

Im allgemeinen muß aber die Aufgabe für eine Bühnenanlage sein, die Mindeststrandbreite von 35 bis 40 m herbeizuführen.

Zu diesem Zwecke sind die vorstehend erörterten Einzelheiten zu beachten. Dementsprechend ist die Wurzel der Buhne, die in den Vordünenfuß einbinden soll, mindestens auf 2,0 bis 2,5 m über MW zu legen. Die Länge der Buhne auf dem Strande beträgt 35 bis 40 m. Ihr Rücken erhält ein Gefälle von 1:20 nach der See zu. Erfahrungsgemäß ist in den meisten Fällen damit zu rechnen, daß die Buhne bis zu dieser Höhe über dem Strande gut einsandet. Eine größere Höhe würde das Maß des Erreichbaren überschreiten und geradezu nachteilig auf die Gestaltung des Strandes wirken. Sie verhindert, daß die Wellen gleichmäßig und ungestört in voller Breite über den Strand hinweglaufen können. Die Wellen werden vielmehr von dem über den Strand hinausragenden Bühnenrücken aufgehalten und gezwungen, an ihm entlang strandaufwärts und ebenso wieder zurück zu laufen. Dadurch entstehen neben dem Bühnenkörper leicht Auskolkungen in Form von tiefen Rinnen im Strande. Auch der wichtige, für die regelmäßige Ausbildung des Strandes und für den Aufbau der Düne nötige Sandflug, der zu seiner wirksamen Entfaltung eine breite und glatte Fläche benötigt, wird stark beeinträchtigt. Ohnehin sind bereits kleinere Hindernisse, wie Pflanzenwuchs, oder Unreinheiten, wie Anhäufung von Seetang auf dem Strande, für den Sandflug schädlich. Außerdem fallen die über den Strand hervorstehenden Teile der Buhne durch Verrottung bald der Zerstörung anheim.

Diese mißlichen Folgen eines zu hoch über dem Strande liegenden Bühnenrückens können auch schon während der Ausführung von Bühnen beobachtet werden. In dieser Zeit ist naturgemäß die Verlandung der Bühnenfelder und die Aufhöhung des Strandes erst noch im Werden begriffen. Etwa eintretende Auskolkungen auf dem Strande dürfen deshalb nicht abschrecken. Sie werden mit der Zeit wieder verschwinden. Die volle erstrebte Wirkung der Bühnen kann frühestens erst nach Fertigstellung der ganzen Anlage eintreten. Auch dann wird meist noch ein gewisser Zeitraum von mindestens einem Jahre abgewartet werden müssen. Jeder Einbau vor dem Strande, noch mehr eine Gruppe solcher Querwerke, stellt immerhin einen gewaltsamen Eingriff in die Küstengestaltung dar. Bei der großen Trägheit der gewaltigen Wassermassen, die durch ihre ständige Bewegung an der Umlagerung des Ufers arbeiten, kann der durch die Strandfestlegung beabsichtigte Ausgleich in der Küstenlinie nicht sogleich stattfinden.

Gerade von der guten Wirkung dieser Bühnenstrecke hängt zum größten Teile der Nutzen ab, den die Landbuhne für die Ausbildung des trockenen Strandes bringen soll. Deshalb ist in die Erörterung der angeschnittenen Frage auch die zweckmäßigste Form der eigentlichen Seebuhne einzubeziehen.

Die neueren Erfahrungen haben das Ergebnis gebracht, daß in der See die Buhne am besten durchweg wagerecht verläuft, und daß ihr Rücken zweckmäßig nicht in gleiche Höhe mit dem Mittel-Wasserstande oder gar noch unter diesen, sondern besser etwa 0,5 m über MW gelegt wird. Diese Höhe erleichtert wesentlich das beabsichtigte Auffangen der in den Brandungswellen enthaltenen Sinkstoffe. Starke Brandung entsteht nur bei heftigeren auflandigen Winden. Dann ist auch der Wasserstand stets höher als MW angestaut. Wenn der Rücken der Buhne in MW-Höhe oder noch darunter liegt, können bereits leichtere Wellen ungeschwächt darüber hinweggehen. Dabei nehmen sie aber die größte Menge der Sinkstoffe in ihrer Bewegung mit, so daß diese sich nicht in dem erwarteten Maße niederschlagen werden. Hat dagegen der Rücken der Buhne eine Höhenlage von 0,5 m über dem mittleren Wasserstande, dann finden die Brandungswellen größeren Widerstand vor. Dadurch wird ihre Kraft eher gebrochen, und der Niederschlag der Sinkstoffe begünstigt. Aus demselben Grunde ist zweckmäßig für die ganze seeseitige Strecke der Buhne die gleiche Höhe von 0,5 über MW durchzuführen, weil damit eine besonders breite Auffangfläche für die Sandwanderung entsteht.

Vielfach ist auch die Anordnung angewendet worden, wie in der Nordsee der ganzen Buhne vom Wasserschlage an ein geringes Gefälle bis zum Kopfe zu geben. Dadurch verringert sich jedoch naturgemäß die Fläche, die den schräg anlaufenden sinkstoffhaltigen Wellen der Brandung entgegengestellt ist. Eine solche Bühnenform schöpft zwar weniger Wasser, fängt aber in demselben Maße auch weniger Sand auf und führt deshalb nicht die gleiche gute Verlandung herbei wie die eben beschriebene Buhne. Insofern erfüllen diese abfallenden Bühnen ihre Aufgabe bei der Erhaltung und Verbreiterung des Strandes nicht so gut, wie die Erfahrungen gelehrt haben.

Ganz besondere Sorgfalt verlangt die Höhenlage des Kopfes der Buhne, wie ihr seeseitiges Ende allgemein genannt wird. Dieser Teil erstreckt sich am weitesten in die See hinein und wird deshalb von den Strömungen sowie dem Seegange in erster Linie angegriffen. In den allermeisten Fällen läuft die Buhne auf der Wasserstrecke in gleicher Höhenlage bis zu ihrem Ende und schneidet hier genau senkrecht ab. Der Bühnenkopf ist somit vollkommen steil und ähnelt in dieser Beziehung den Köpfen von Molen mit ihren senkrechten Wänden. Genau so wie diese, werden auch derartige steile Bühnenköpfe von den Strömungen stark umspült. Dann bilden sich vor ihnen Auskolkungen des Seegrundes, die mit der Zeit den Bestand des Bauwerks gefährden können. Solche schädlichen Erscheinungen können überall bei steilen Bühnenköpfen beobachtet werden. Beispielsweise sind an den Köpfen der Bühnen bei dem Streckelsberge, die zuerst auf 1,5 m Wassertiefe lagen, starke Auskolkungen über 0,5 m entstanden, worunter die Standsicherheit der Werke leidet. Steile Köpfe ziehen geradezu die Strömungen heran und erschweren somit die Verlandung der Bühnenfelder. Auch sind sie dem Angriffe des Eises weit mehr ausgesetzt. Günstiger ist das Bild am Kopfe einer Buhne, deren Rücken von der Uferlinie aus nach See zu leicht abfällt. Hierbei erreicht der Kopf eine geringere Höhe über dem Seegrunde, so daß dadurch der nachteilige Einfluß der Steilheit wesentlich abgeschwächt wird.

Diese Tatsache ist bei den neuesten Bühnen an der ostpommerschen Küste verwertet worden. Der Rücken des in See stehenden Bühnenteiles ist auf 0,5 m über MW gelegt und verläuft in dieser Höhe wagerecht. Die letzten 6 m haben aber eine scharfe Neigung von 1:6 erhalten. Dadurch liegt das äußerste Ende der Buhne, der eigentliche Kopf, 0,5 m unter MW und ist weniger steil geworden. Diese Form der Buhne bietet doppelten Vorteil. Einmal stellt sie durch ihre Höhenlage und ihren wagerechten Verlauf eine hinreichend breite Fläche zum Auffangen der Wandersände dar. Zum anderen erleichtert ihre abgeschrägte Kopfstrecke das glatte Herumschwenken der Wellen um den Bühnenkopf und verhindert die Entstehung von Auskolkungen vor ihnen. In der Tat haben sich diese Bühnen bisher auf das beste bewährt. Ihre Verlandungen sind außerordentlich günstig. Vertiefungen an den Köpfen wurden nicht beobachtet.

In Abb. 19 ist der Längenschnitt für die neuesten an der ostpommerschen Küste ausgeführten Bühnen dargestellt. Er darf als durchaus empfehlenswert bezeichnet werden.

3. Ausbildung von Bühnen-Gruppen.

Für die Sicherung einer gefährdeten Küstenstrecke nutzt eine einzelne Buhne nichts. Gerhardt spricht sich in seinem Aufsätze „Die Befestigung der Ostseeküste bei Cranz“ (Z. f. B. 1906, S. 100) allerdings für die Herstellung eines wirksamen Uferschutzes auch durch eine einzelne Seebuhne

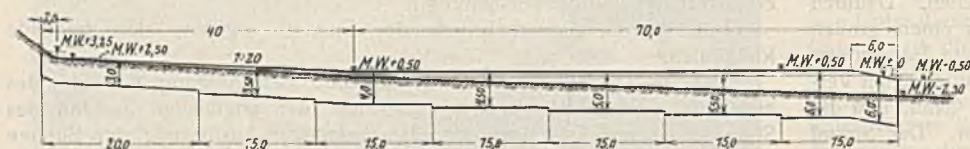


Abb. 19. Längenschnitt der neuen Bühnen an der ostpommerschen Küste.

Es könnten Zweifel darüber entstehen, ob sich der Strand auch wirklich in dem oben als erreichbar bezeichneten Maße, insbesondere entsprechend der dem landseitigen Teile der Buhne gegebenen Neigung 1:20, ausbilden kann. Diese Bedenken haben zu der Ansicht geführt, daß besser für die Höhenlage der Landbuhne nicht die künftigen, sondern die vor dem Bau der Buhne vorhandenen Strandverhältnisse zugrunde gelegt werden. Nach diesen Gesichtspunkten ist bei dem Bau der ältesten Bühnen an der Ostseeküste verfahren worden. Fast alle haben eine solche niedrige Höhenlage und eine ganz schwache Neigung ihres Rückens auf dem Strande erhalten. Sie sind zwar durchweg gut eingesandet, sogar so weit, daß sie der Strand vollkommen überdeckt hat. Jedoch haben sie nicht überall den weiteren Rückgang des Strandes unbedingt aufgehalten, noch weniger eine nennenswerte Verbreiterung zustande gebracht. Dennoch ist ihr Erfolg insofern immerhin beachtlich, als den alten Bühnen noch andere Mängel in der allgemeinen Anordnung anhaften, wie oben dargelegt ist. Den Bühnen der neueren Bauart dagegen können weit bessere Erfolge und viel größere Wirkungen auf die Strandverbreiterung und -erhöhung, sowie auf die ganze Ufergestaltung zugemutet werden. In der Tat hat sich gezeigt, daß die neueren mit mehr Zweckmäßigkeit und in größerer Länge angelegten Bühnen tatsächlich in dem Strand in der normalmäßigen Breite von 40 m und in seiner natürlichen Neigung von 1:20 auszubilden. Es gibt in Ostpommern Bühnenanlagen, durch die sich die Strandbreite gegen den ursprünglichen Zustand allmählich nahezu verdreifacht hat.

Um derartig günstige Strandverhältnisse zu erreichen, muß aber auch der seeseitige Teil der Buhne entsprechend vorteilhaft gestaltet sein.

aus und führt zum Beweise an, daß „am Brodtener Ufer westlich der Travemündung zwei weit voneinander entfernt gelegene, nur durch je eine einzige Buhne gedeckte Stellen bei der Sturmflut 1904/05 in auffälliger Weise von den Verwüstungen verschont geblieben seien“. Diese Buhnen sind seinerzeit von privaten Anliegern gebaut worden. Sie haben sich aber nicht bewährt und sind nicht imstande gewesen, den Abbruch des Ufers aufzuhalten. An dieser Küstenstelle kommt hinzu, daß hier vor dem hohen Ufer weder Sandflug auf dem trockenen Strande noch vor allem Sandwanderung auf dem nassen Strande stattfindet. Strand und Schar bestehen aus Ton und sind völlig von Sand entblößt (Abb. 20). Infolgedessen sind hier überhaupt Buhnen völlig nutz- und wirkungslos. Nach Ansicht der Lübecker Baubehörde kann das Ufer nur durch ein mit der Küste gleichlaufendes Deckwerk ähnlich dem bei Travemünde geschützt werden.



Abb. 20. Brodtener Ufer bei Travemünde.

Auch vor dem Seebade Dahme auf der Westseite der Lübecker Bucht ist zur Erhaltung des Strandes an dessen Süende eine einzelne Buhne von 100 m Länge angelegt. Die Sandwanderung geht von N nach S und ist mäßig. Die Buhne fängt wohl Sand auf. Jedoch erstreckt sich diese Wirkung nicht so weit, daß hiervon der Strand in seiner ganzen Ausdehnung von 350 m Nutzen hat. Der Einfluß des Werkes auf die Strandverbreiterung, deren Größe der Sandwanderung entgegen immer mehr abnimmt, reicht kaum bis zu der einfachen Länge des Einbaues. Der Hauptnachteil besteht aber darin, daß durch die verhältnismäßig große Länge der Buhne die Sandzufuhr nach der Leeseite ganz unterbrochen ist. Infolgedessen befindet sich hier das Ufer in ständigem Rückgange. Dieser Zustand ist auf die Dauer unhaltbar und verlangt baldigste Änderung durchgreifender Art.

Auch dieses Beispiel zeigt deutlich, daß die Anlage einer Einzelbuhne nicht imstande ist, eine gefährdete Strandstrecke wirksam zu schützen.

Dort, wo die nötigen Bedingungen für die Anlage von Buhnen gegeben sind, müssen diese Werke grundsätzlich in größerer Anzahl vorgesehen und zu einer geschlossenen Gruppe vereinigt werden. Die Werke sollen sich dann gegenseitig schützen und in ihren Wirkungen unterstützen, sowie namentlich den Strand in langem, gleichmäßigem Zuge ausbilden. Zu dem Zwecke sind ihre Köpfe in eine bestimmte Linie zu legen, die mit dem allgemeinen Verlaufe des zu erwartenden Strandes übereinstimmt. Diese seeseitige Begrenzung heißt die Streichlinie der Buhnengruppe. Da die Buhnen bis zur 2-m-Tiefenlinie reichen sollen, so muß die Streichlinie so gezogen werden, daß sie im großen und ganzen mit dieser Tiefenlinie zusammenfällt und zugleich mit dem Küstenstriche gleichläuft. Auf die vorhandenen Unregelmäßigkeiten des Strandes, die sich in Aus- oder Einbuchtungen äußern, ist infolgedessen keine Rücksicht zu nehmen. Aus der so gefundenen Lage der Streichlinie und aus der geplanten Strandbreite ergibt sich dann für jede einzelne Buhne ihre genaue Länge in See und auf dem Lande. Der Schnittpunkt der wagerechten Wasserstrecke mit dem geneigten landseitigen Teile der Buhne entspricht der Linie des Wasserschlages, die durch die Buhnenanlage erstrebt werden soll und unter günstigen Verhältnissen im allgemeinen auch erreicht werden kann.

Weiter ist wichtig und für den Erfolg ausschlaggebend, daß die Entfernung der Buhnen voneinander in einem angemessenen Verhältnis zu ihrer Länge steht. Die Entfernung darf nicht so weit sein, daß die schräg auflaufenden Brandungswellen ständig unmittelbar auf das Ufer zwischen zwei Buhnen auftreffen können. In diesem Falle würden sogar Abbrüche des Strandes eintreten. Diese Erscheinung hat sich bei allen alten Buhnenanlagen gezeigt. Hier gingen die einzelnen Werke kaum

20 bis 30 m weit in See hinein, hatten aber Abstände voneinander bis zu 75 und 100 m. Ihre Wirkung war dementsprechend mangelhaft. Stellenweise mußten sogar Zwischenbuhnen eingefügt werden.

Am besten wird der Abstand der Buhnen voneinander gleich der Länge gesetzt, die sie im Wasser erhalten sollen (Abb. 21). Eine Buhne, die bis zur 2-m-Tiefenlinie reicht, ist in See etwa 70 m lang. Das gleiche Maß ist daher für die Breite der Buhnenfelder zu nehmen. Zwischen je zwei Buhnen bildet sich die Verlandung innerhalb des Feldes durch den Einfluß der vorherrschenden Westwinde erst sägeförmig, dann aber als Folge des Ausgleiches in der Küstenlinie allmählich bogenförmig aus. Der Pfeil dieser Bogen wird um so größer, je weiter das Buhnenfeld ist. Werden diese Einbuchtungen zu tief, so leidet die gleichmäßige Ausbildung des Strandes. Je günstiger aber das Verhältnis zwischen Entfernung und Länge der Buhnen gewählt wird, desto flacher gestalten sich die Einbuchtungen, desto mehr findet Verlandung in den Feldern statt. Es ist deshalb immer vorteilhafter und für den Erfolg sicherer, den Abstand der Buhnen stets etwas kleiner zu bemessen als zu weit.

Bei den neuesten Buhnenbauten in Ostpommern, bei Henkenlaggen, bei Damkerort und bei Rügenwaldermünde, beträgt die Entfernung von Buhne zu Buhne durchweg 70 bis 80 m und entspricht damit genau der Länge der Buhnen in See. Diese Anordnung hat sich als äußerst vorteilhaft erwiesen und überall günstigste Wirkung gehabt.

In dem Entwurfe zur Sicherung der Nordküste des Samlandes, der die Herstellung von 60 Buhnen betrifft, ist je nach der Lage der einzelnen Strandstrecke der Abstand zwischen den Buhnen verschieden gewählt worden. Im Westen der Buhnengruppe soll die Entfernung 80 m betragen und nimmt dann nach Osten streckenweise bis auf 100 m zu. Die Buhnen werden bis zur 2-m-Tiefenlinie hinausgeführt und haben von der zu erwartenden Uferlinie aus eine Länge in See von 60 m. Infolgedessen sind dort, wo die Buhnenabstände 100 m betragen, die Buhnenfelder um 40 m breiter, als die Länge der Buhnen selbst. Der Strand vor der nördlichen Samlandküste hat im allgemeinen eine Neigung von 1:15 und eine mittlere Breite von 20 m. Der Böschungsfuß des Hochufers liegt i. M. auf 1,50 m über MW und soll auf 2,50 m bis 3,00 m aufgehöhrt werden. Die zu erreichende Strandbreite ist bei einer Neigung von 1:20 zu 40 m vorgesehen. Hiernach besteht der Plan, den Strand auf die doppelte Breite zu bringen und ihn zugleich um 0,75 m i. M. aufzuhöhen. Vor der nördlichen Samlandküste ist die Sandwanderung längs der Küste allerdings recht lebhaft. Immerhin muß abgewartet werden, inwieweit die künftige Wirkung der gesamten Buhnenanlage den in sie gesetzten Hoffnungen entsprechen wird. Die in den Jahren 1926 und 1927 hergestellten Buhnen vor dem Kurhause von Georgenswalde haben bisher allerdings den gewünschten Erfolg gehabt. Die Zeit wird lehren, ob dieser Zustand von Dauer ist.

Wie bereits oben gesagt war, sind die Buhnen vor Jershöft außerordentlich erfolgreich gewesen. Die Küstenverhältnisse ähneln denen an der Nordküste des Samlandes. Der Strand vor Jershöft an der am weitesten vorspringenden Stelle war vor Beginn des Buhnenbaues nur

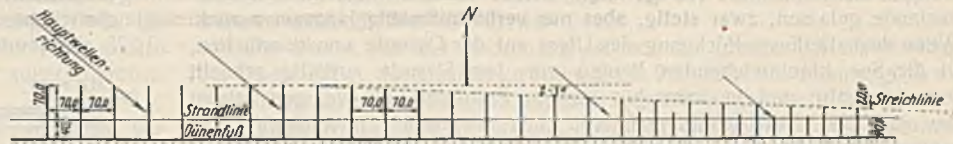


Abb. 21. Allgemeine Anordnung einer Buhnengruppe und Ausbildung ihres östlichen Abschlusses.

i. M. 17 m breit. Heute hat er eine mittlere Breite von 45 m. Der Fuß des Hochufers liegt jetzt auf 2,80 m, früher nur auf 1,30 m über MW. Die Verlandung der Buhnen im Langenschnitt auf eine Strecke von 150 m vom Wasserschlage ab gemessen beträgt i. M. 250 m². Der Landzuwachs innerhalb eines Buhnenfeldes ergibt sich zu rd. 18 000 m³. Da die Buhnengruppe vor der gefährdetsten Strecke aus 10 Buhnen besteht, berechnet sich die ganze Zunahme an Land zu 180 000 m³. Jetzt besteht ein fester Gleichgewichtszustand (Abb. 16).

Jede Buhnengruppe muß nach beiden Seiten hin ein angemessenes Stück über die Küstenstelle hinausreichen, zu deren Schutze sie bestimmt ist. Diese beiderseitige Erweiterung hat den Zweck, einen guten Anschluß an die ungedeckte Strandstrecke herzustellen und zugleich einen besseren Ausgleich der Strandlinie auf längerer Linie zu schaffen.

Auf der Westseite, dort, wo im Jahresdurchschnitt die Sandwanderung ständig herkommt, genügt es, wenn die Buhnengruppe etwa zwei Felder, das sind bei einer mittleren Feldbreite von 70 m mithin 140 m, vor dem unmittelbaren Bereiche der Abbruchstelle ansetzt. Zweckmäßig wird auch diesen ersten Buhnen die volle entwerfsmäßige Länge gegeben, damit sie der Sandwanderung durch ihre ganze Wirkungsfläche gleich das größte Hindernis bieten und damit den Anschluß an den westlich benachbarten ungeschützten Strand rasch herstellen können. Die vielfach übliche Verkürzung der ersten Buhnen nach Westen hin hat weiter keinen Vorteil.

Jedes Querwerk an der Ostsee verlandet erfahrungsgemäß bis zu seinem Kopfe. Mit der Zeit schiebt sich auch der ganze Strand allmählich nach See zu vor. Je weiter dieses Vorrücken von vornherein stattfinden kann, desto fester und sicherer wird der Anschluß der Buhnenanlage an das Ufer nach Westen hin.

Die weitaus wichtigere und gefährlichere Seite einer Buhnenanlage ist die östliche. Eine Gruppe von Buhnen stellt einen großen Einbau vor dem Strande dar und greift als solcher sehr wesentlich in den Gang der natürlichen Entwicklung einer Küste ein. Wie im kleinen bereits jeder Ufervorsprung, so bewirkt eine größere Anzahl solcher Einbauten vor dem Strande nicht nur eine entsprechend stärkere Verzögerung und Ablenkung der Küstenströmung, sondern in Erfüllung ihrer eigentlichen Zweckbestimmung ein augenfälliges Aufhalten der Wandersande. Die Bewegung dieser im weiten Raume wirkenden Naturkräfte kann bei der großen Tragheit der beteiligten Wassermassen nicht sehr rasch um die Buhnenanlage herum vor sich gehen. Die Ablenkung aus der allgemeinen Bewegungsrichtung längs des Strandes in die neue durch die Buhnenanlage gegebene findet nur ganz langsam und allmählich statt. Gleichzeitig verursacht das Abtenken und Aufhalten der Sinkstoffverschiebung eine Störung des ursprünglich an der Küste vorhanden gewesenen Gleichgewichtszustandes und unterbricht die zu dessen Erhaltung erforderliche Sandzufuhr. Durch das Hervortreten der Buhnenanlage aus der Küstenlinie wird ein Teil der Sinkstoffe früher zum Niederschlag gezwungen, als dieser ohne Beschränkung des natürlichen Ganges eingetreten wäre. Dadurch gelangt unterhalb der Buhnenanlage, auf ihrer Ostseite, jetzt weniger Sand zur Anlandung an das Ufer, als vor dem Bestehen der Querwerke. Die Folge dieser einschneidenden Veränderungen in der Umlagerung der Küste ist hier der Uferabbruch. In der Tat kann er an der Ostseite von Buhnenanlagen beobachtet werden und findet sich in gleicher Weise auch östlich der an der freien Sandküste gelegenen Häfen.

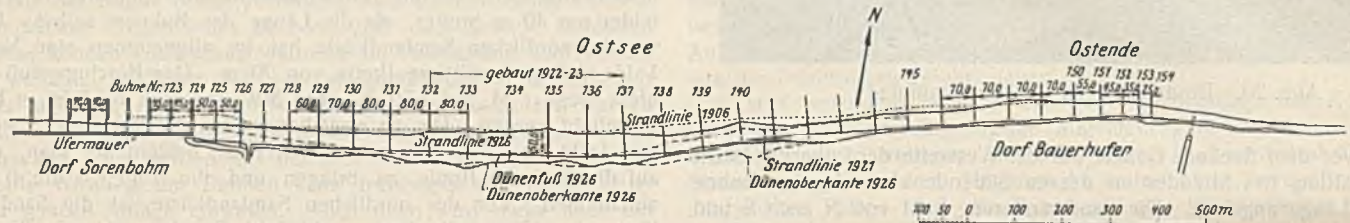


Abb. 22. Buhnenanlage von Sorenbohm bis Bauerhufen.

Bei diesem Naturvorgange handelt es sich nicht, wie manche Ansicht lautet, um die Fortsetzung der alten Abbrüche, sondern das Auftreten neuer Schäden an einer anderen Uferstelle, die bisher davon verschont geblieben ist und deshalb nicht geschützt zu werden brauchte. Es ist zwar richtig, daß für gewöhnlich die Grenze zwischen Festland und See ohne künstliche Befestigung der Flachufer hin und her schwankt. Erfahrungsgemäß ist auch der Abbruch an der flachen Sandküste bei weitem stärker als die Ablagerung. Solche Küsten weichen, im Naturzustande gelassen, zwar stetig, aber nur verhältnismäßig langsam zurück. Wenn deshalb dieser Rückgang des Ufers auf der Ostseite von künstlichen, in die See hineinreichenden Bauten vor dem Strande auffällig schnell vor sich geht, und in immerhin kurzem Zeitraum von wenigen Jahren das jährliche Durchschnittsmaß von 1 m wesentlich überschreitet, so müssen hier zweifellos andere Einflüsse mitspielen. Es kann nur die eine Erklärung für diese auffällige und auch bedenkliche Erscheinung geben, daß die sandfangenden Querwerke infolge ihrer guten Wirkung schuld an dem Uferabbruche haben müssen.

Wenn der Landverlust auf der östlichen Anschlußstrecke einer Buhnenanlage unerträglich wird, entsteht mit der Zeit die Notwendigkeit, durch Verlängerung der Anlage die neugefahrdete Strecke unter Schutz zu bringen, und damit den weiteren Rückgang des Ufers an dieser Stelle aufzuhalten. Derartige Fälle sind häufig eingetreten und haben zu kostspieligen Maßnahmen geführt. Alle die großen Buhnenanlagen, die aus hunderten und noch weit mehr Buhnen bestehen, haben nicht etwa ihre gewaltige Ausdehnung von vornherein erhalten, sondern sind durch den Zwang, sie nach Osten erweitern zu müssen, allmählich bis zu ihrem jetzigen Ausmaße angewachsen. Beispielsweise ist die aus 154 Buhnen bestehende Gruppe von Funkenhagen bis Bauerhufen mehrere Male nach Osten hin erweitert worden. Eine nochmalige Verlängerung durch allmähliches Hinzufügen von weiteren 50 Buhnen ist geplant und im Jahre 1927 begonnen, weil sich der dauernd schnell fortschreitende und bedrohliche Abbruch der Küste auf andere Weise nicht zum Stillstand bringen läßt. Das gleiche war seinerzeit bei den Buhnenanlagen bei Vitte und auf der Ostseite von Rügenwaldermünde der Fall.

Deshalb muß diese schwerwiegende und für die Ufergestaltung bedeutungsvolle Folgewirkung von Buhnenanlagen unter allen Umständen durch besondere Ausbildung des östlichen Endes bekämpft werden. Die leewärts gelegenen Nachbarstrecken, an denen bisher einigermaßen Gleichgewichtszustand herrschte, können verlangen, daß sie durch bauliche Ufer-

schutzmaßnahmen an anderer Stelle nicht selbst geschädigt werden. Um solche Gefahren tunlichst zu verhüten, muß der Abschluß einer Buhnenanlage im Osten so beschaffen sein, daß Küstenströmung und Sandwanderung in geeigneter Weise ohne Schädigung des ungeschützten Ufers wieder in den alten Verlauf der Küstenlinie geleitet werden. Hierzu gibt es zwei Möglichkeiten.

Das eine Verfahren besteht darin, daß die Streichlinie aus ihrem mit dem Ufer gleichlaufenden Zuge am Ostende der Buhnenanlage schräg gegen das Ufer umgelenkt, und daß dadurch zugleich eine allmähliche Verkürzung der letzten Buhnen herbeigeführt wird.

Bei der anderen Art behält die Streichlinie ihre Lage längs des Ufers bei. Auch die Länge der Buhnen bleibt die gleiche. Dagegen wird der Rücken der seeseitigen Buhnteile nach und nach tiefer gelegt, also stufenweise gesenkt, so daß die letzte Buhne dann nur noch eine leichte Rippe auf dem Seegrunde bildet. Diese Senkung der Buhnenrücken kann entweder auf der ganzen im Wasser stehenden Strecke oder nur auf ihrem seeseitigen Ende stattfinden. Ein anderer Vorschlag geht dahin, die letzten Seebuhnen allmählich mit immer stärkerer Neigung nach dem Kopfe hin zu versehen.

Alle diese Arten der Herstellung von Anschlußstrecken auf der Ostseite von Buhnenanlagen sind in der Ostsee, insbesondere an der hinterpommerschen Küste, vertreten. Der Vergleich ihrer Wirkungen gestattet daher ein Urteil über die Zweckmäßigkeit der verschiedenen Ausführungen.

Als die mehrmals genannte große Buhnenanlage, die bei Funkenhagen beginnt, im Jahre 1905 ihr Ostende gleich hinter der Ufermauer von Sorenbohm erreicht hatte, mußte zur Vermeidung der beginnenden Zerstörung des anschließenden Ufers im Osten eine Übergangsstrecke angeordnet werden. Dies geschah zuerst in der Art, daß als östlicher Abschluß der Anlage drei Buhnen (Nr. 126 bis 128) in einreihiger Bauart mit derselben Länge und Höhenlage in Mittelwasserhöhe, aber mit ver-

kürztem Abstände voneinander, 50 m anstatt 80 m, geschlagen wurden (Abb. 22). Dieser Übergang nutzte jedoch nichts. Der Abbruch im Osten setzte sich fort, so daß weitere Maßnahmen unvermeidlich waren. Zur Ergänzung des Abschlusses und zugleich als Verbesserung der unvorteilhaft gewesenen Anordnung wurden die drei letzten Buhnen tiefer gerammt, so daß ihr Rücken unter Wasser zu liegen kam, und außerdem die Kopfstrecken der beiden letzten Werke auf einige Meter schräg nach See zu abgeschnitten. Sodann kamen drei neue Buhnen (Nr. 129 bis 131) in der gleichen Länge und in Abständen von 60 bis 80 m mit durchgehend 1:25 abfallendem Rücken hinzu (Abb. 23). Die insgesamt 70 m langen ver-

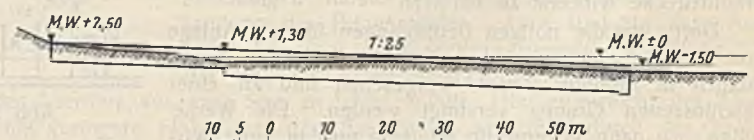


Abb. 23. Buhne mit abfallendem Rücken.

senkten Buhnen steigen auf dem Strande 30 m weit bis zu ihrer Wurzel auf 1,20 m über MW an und fallen auf der wasserseitigen Strecke, die 40 m lang ist, bis auf 1,60 m unter MW am Kopfe ab. Dadurch stellt dieser Teil eine nur wenig hervorstehende Rippe in dem nassen Strande dar.

Anlaß zu dieser Ausführungsart gab das günstige Ergebnis, das anfänglich mit diesen „abfallenden“ Buhnen am Ostende der Buhnenanlage östlich des Hafens von Rügenwaldermünde erzielt war. Die beiden letzten Buhnen dieser Gruppe wurden so geschlagen, daß die vorletzte am Kopfe bis auf 0,75 m, die letzte bis auf 0,50 m unter MW abfällt. In den ersten Jahren soll der Erfolg „in jeder Beziehung befriedigend“ gewesen sein, wie Hoech in seinem Aufsatz: „Die Entwicklung der Pfahlbuhnen im Bezirke des Hafenbauamts Kolberg“ (Zeitschr. d. Verbandes deutscher Arch.- und Ing.-Vereine, Nr. 19 vom 1. Oktober 1917) betont.

Die angeblich gute Verlandung dieser abfallenden Buhnen hat jedoch keinen langen Bestand gehabt. Durch die Sturmfluten in der Silvesternacht 1921/22 und Anfang 1922, die beide an Heftigkeit und Wirkung hinter der großen Sturmflut um die Wende des Jahres 1913/14 zurückblieben, sind gerade von diesen Buhnen sehr viele Pfähle ausgespült worden. Durch den schweren Eisangriff im Winter 1923/24 wurden dann die übriggebliebenen Teile noch vollständig weggeschoben, so daß die

beiden letzten Buhnen seitdem gänzlich verschwunden sind. Seit 1925 ist die dringend notwendig gewordene Ergänzung und Erweiterung der Buhnenanlage im Gange.

Auch der Abschluß der Buhnenanlage vor Sorenbohm blieb in gleicher Weise erfolglos und hat den Rückgang des östlich sich anschließenden Strandes nicht aufhalten können. Das Ufer brach allmählich in ganz bedrohlicher Weise ab.

Inzwischen war im Jahre 1919 etwas weiter östlich von dieser Küstenstelle zur unmittelbaren Sicherung des Dorfes Bauerhufen, das dicht hinter einer schwachen, durch höheren Seegang stark beschädigten Düne liegt, die Herstellung einer besonderen Gruppe von 17 Buhnen zur Ausführung gekommen (Abb. 22). Diese Schutzanlage sollte später Verbindung an die bis Sorenbohm hergestellte Ufersicherung erhalten. Aus Ersparnisgründen wurde aber zunächst hiervon abgesehen, so daß eine Strecke von über 0,5 km ungedeckt blieb. Allmählich war die Uferlinie in dieser Lücke seit der Fertigstellung des östlichen Buhnenabschlusses bei Soren-



Abb. 24. Versandung der Buhnenlücke bei Bauerhufen (Blick nach Westen).

bohm im Höchstmaße um 50 m zurückgegangen. Dieser Wert entspricht einem jährlichen Verluste von 4 m. Im Jahre 1922 bis 1923 ergab sich deshalb die Notwendigkeit, den Zwischenraum zwischen den beiden Buhnengruppen durch Einfügen der fehlenden sechs Buhnen auszufüllen. Diese Buhnen haben im Längsschnitt die Form erhalten, wie sie auf S. 770 als zweckmäßig bezeichnet ist. Ihr Rücken wurde im Wasser auf 0,50 m über MW gelegt. Die Kopfstrecke hat auf 6 m Länge ein Gefälle von 1:6 erhalten. Auf dem Strande beträgt die Neigung des Rückens 1:20. Die Wirkung ist überraschend gut gewesen. Binnen zweier Jahre war der seit 1906 verlorengewandene Strand in der vollen Breite wiedergewonnen (Abb. 24). Es verdient erwähnt zu werden, daß die Verlandung in den Feldern der sechs neuen Buhnen etwa dreimal so groß und breit war, als bei den alten Buhnen mit abfallendem Rücken. An dieser Küstenstelle hat sich die Überlegenheit der Buhnen neuester Bauart außerordentlich deutlich gezeigt.

Der Ostabschluß der 17 Buhnen vor Bauerhufen ist in Anbetracht der schlechten Erfahrungen bei dem Ostende der Sorenbohrer Buhnenanlage in anderer Weise ausgebildet worden. Hier wurde zum ersten Male das Verfahren angewendet, die Streichlinie schräg gegen das Ufer zu führen, und sowohl die Länge der letzten Buhnen, als ihren Abstand voneinander allmählich zu verkürzen. Jedoch hat diese Art des Überganges von dem geschützten zu dem ungeschützten Strande gleichfalls nicht den Abbruch im Osten verhindern können. Die Erklärung für diesen Mißerfolg liegt wohl darin, daß die Streichlinie aus dem allgemeinen Küstenverlaufe zu steil gegen das Ufer umgelenkt ist. Infolgedessen wird der Küstenstrom und die Sandwanderung aus ihrer Richtung zu plötzlich gegen das Ufer geleitet. Der Übergang aus der einen Linie in die andere, die 70 bis 80 m gegen die erste zurückliegt, vollzieht sich nur auf einer Länge von 240 m. Diese Strecke ist zweifellos zu kurz. Der Übergang ist daher zu schroff und schnell. Trotzdem erscheint diese Art der Ausbildung des Ostabschlusses einer Buhnenanlage die zweckmäßigere zu sein und verdient den Vorzug vor dem Verfahren, die letzten Buhnen mit abfallendem Rücken zu versehen. Die Erfahrungen mit den Buhnenabschlüssen bei Sorenbohm und Rügenwaldermünde haben deutlich dargetan, daß Küstenstrom und Brandungswellen zu leicht über die tief unter Wasser liegenden Rücken der „abfallenden“ Buhnen hinweggehen und dadurch zu scharf gegen das ungeschützte Ufer einschwenken können. Die längs des Ufers in tragem Flusse dahinströmenden Wassermassen verlangen eine möglichst glatte Linie, an der sie entlanggleiten können. Jede Unterbrechung dieses

Zuges, jeder kleine Vor- und Rücksprung aus dieser Linie beeinflusst den Strömungsvorgang ungünstig. Es muß deshalb darauf ankommen, die Umleitung der durch die Linie der Buhnenköpfe geführten Wassermassen zurück in den allgemeinen Verlauf der Küste so sanft als möglich zu gestalten. Eine solche Verbindung des geschützten Strandes mit dem ungeschützten ist nur zu erreichen, wenn die Streichlinie in recht flacher Neigung gegen den Küstenstrich verläuft (Abb. 21). In diesem Falle findet der Übergang auf eine längere Strecke statt und kann dann, ohne schädliche Hemmungen oder Stauchungen in der Strömung hervorzurufen, glatter vor sich gehen. Die Umbiegung der Streichlinie muß deshalb so rechtzeitig beginnen, daß die Buhnenanlage nach Osten hin nicht unnötig weit ausgedehnt wird. Die letzten Buhnen sollen dort liegen, wo der Strand wieder die als normalmäßig bezeichnete Breite und Höhe hat, und wo die dahinterliegenden Dünen wieder die nötige Stärke besitzen. Entsprechend der Neigung der Streichlinie werden die Buhnen nach Osten hin immer kürzer. Die östlichste Buhne muß noch ein Stück in See reichen, um anlandende Wirkung auszuüben. Eine Länge im Wasser von etwa 20 bis 25 m, d. i. etwa $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ der vollen Länge, erscheint angemessen.

Hiernach ergeben sich zwei empfehlenswerte Lösungen, den östlichen Abschluß einer Buhnenanlage unter Anwendung der nach Osten hin abzuschragenden Streichlinie auszubilden. Entweder bleiben die Abstände der Buhnen voneinander durchweg innerhalb der ganzen Gruppe gleich lang, oder sie werden entsprechend der Verkürzung der östlichen Buhnen derart verringert, daß für die jedesmalige Breite eines Buhnenfeldes die Länge der jeweils kürzeren Buhne gewählt wird.

Die erste Art erscheint dort zweckmäßig, wo die Küste west-östlichen Verlauf hat, und wo daher die Wellen der Hauptwindrichtung verhältnismäßig schräg auf das Ufer auftreffen. Sollten die östlichen Buhnenfelder weniger gut verlanden oder hier sogar Einrisse oder Einbuchtungen eintreten, können unschwer Zwischenbuhnen eingefügt werden, für die unbeschadet ihrer Wirkung eine kürzere Länge genügt (Abb. 21). Auch läßt sich nötigenfalls die Buhnenanlage ohne Schwierigkeit nach Osten hin verlängern.

Dagegen ist die zweite Anordnung für solche Küstenstrecken zu bevorzugen, die mehr schräg zur Richtung West-Ost liegen. An einer derart von SW nach NO streichenden Küste treffen die vorherrschenden Wellen gerade senkrecht auf das Ufer und laufen zwischen den Buhnen in die Buhnenfelder hinein. An den Stellen, wo die Buhnen die volle Länge haben, und wo dementsprechend eine weiter nach See zu reichende Verlandung erwartet werden darf, werden die Wellen durch die Reibung auf dem ansteigenden Grunde gebrochen und schaden dann beim Auflaufen auf den Strand weniger. Zwischen den kürzer werdenden Buhnen kann naturgemäß die Anlandung nicht dieselbe Tiefe haben. Der nasse Strand wird sich hier etwas steiler ausbilden. Infolgedessen besteht die Gefahr, daß die Brandungswellen weniger geschwächt auf den Strand auflaufen und ihn angreifen. Deshalb ist unter diesen Umständen geboten, die Breite der Buhnenfelder in demselben Maße einzuschränken, wie die Buhnen kürzer werden. Dadurch wird erreicht, daß die stärkeren Brandungswellen beim Eintritt in die Buhnenfelder an den Buhnenköpfen aufgelöst werden, wodurch sich ihre Gewalt bricht.

Die zweite Art der Anordnung ist bei der großen Uferschutzanlage bei Damkerort durchgeführt worden (Abb. 25). Hier wurde anfänglich die Streichlinie so nach Osten hin abgeschragt, daß sie mit dem Küstenstriche etwa einen Winkel von 5° bildete. Dadurch erhielt die Übergangsstrecke eine Länge von nahezu 1000 m. Dennoch trat auf der Ostseite Uferabbruch ein, der mit Rücksicht auf die Gefährdung des Dorfes Damkerort verhindert werden muß. Deshalb wird jetzt die Buhnenanlage weiter

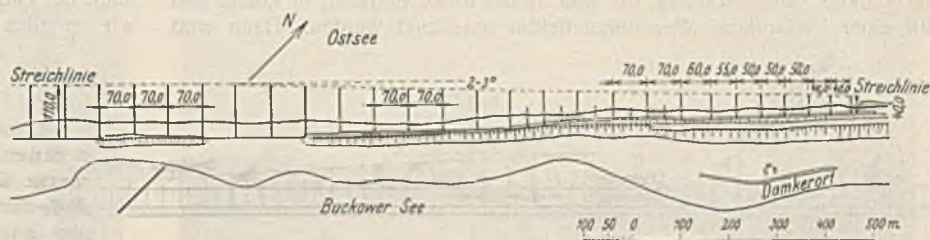


Abb. 25. Ostende der Buhnenanlage bei Damkerort.

nach Osten zu verlängert. Dabei ist für die Streichlinie eine noch flachere Neigung gegen den Küstenverlauf vorgesehen. Der Winkel beträgt nur 2° , so daß die Übergangsstrecke zum ungeschützten Strande etwa 1,2 km lang wird.

Trotz der allmählichen Verkürzung der Buhnen nach Osten ist ihr Abstand voneinander nicht verringert, sondern das Maß von 70 m gleichmäßig bis zur kürzesten Buhne beibehalten worden. Diese Anordnung hat sich hier bei Damkerort jedoch als unzweckmäßig erwiesen. Da die Wellen der Hauptwindrichtung nahezu senkrecht in die Buhnenfelder hineinstehen, laufen sie auch in fast gerader Richtung gegen das Ufer an. Dabei haben sie tatsächlich den Strand, der ohnehin nicht sehr breit war,



Abb. 26. Im Bau begriffenes Faschinendeckwerk am Ostende der Buhnengruppe bei Damkerort.

abgespült und auch die Vordüne angegriffen. Um diesem Landverluste Einhalt zu tun, mußten kürzere Zwischenbuhnen eingefügt werden, wodurch die Breite der Buhnenfelder verringert worden ist. Auch wurde eine starke Faschinenmatratze am Fuße der Vordüne verlegt. Diese Sicherungsmaßnahmen haben durchaus Erfolg gehabt. Auf Grund dieser Erfahrungen wird auf dem neu herzustellenden Abschlusse die Breite der Buhnenfelder nach Osten hin entsprechend der Abnahme der Buhnenlänge gleichfalls verringert. Außerdem soll vorsichtshalber auch das Faschinendeckwerk zum Schutze der Vordüne etwas über die östlichste Buhne hinaus verlängert werden (Abb. 26).

Der ungünstige Erfolg des ersten Abschlusses erklärt sich daraus, daß die Buhnenanlage noch im Bau begriffen ist und daher noch nicht

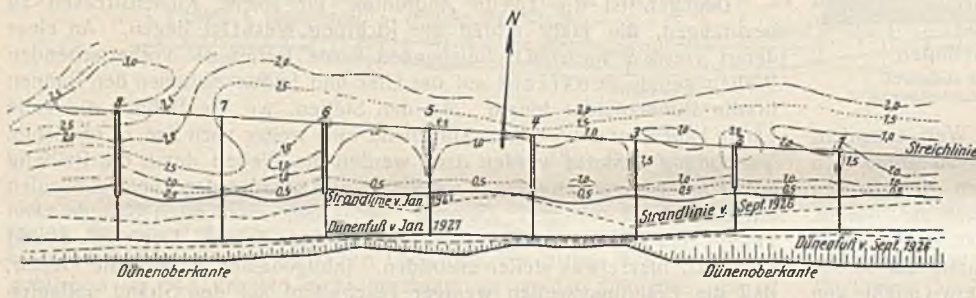


Abb. 27. Ostende der Buhnengruppe vor Henkenhagen.

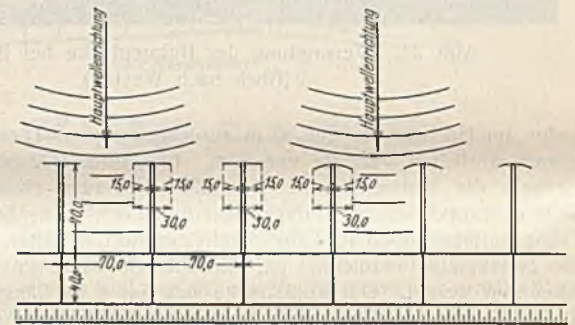


Abb. 28. Anordnung von kurzen Querwänden an den Köpfen von Buhnen.

auf die Erhaltung des Strandes wirken kann. Auch bestand noch zwischen zwei Buhnen der notwendige Ausfluß des Buckower Sees. Infolgedessen konnte der Sandflug von Westen her noch nicht über die ganze Anlage hinweg bis zum östlichen Ende der Buhnengruppe gelangen, weil er durch das laufende Tief unterbrochen ist. Die endgültige Entwässerung des Buckower Tiefs ist an eine andere Stelle 3 km weiter östlich der Schutzanlage gelegt und inzwischen fertiggestellt. Sobald die bisher aufrechterhaltene Öffnung in der Buhnengruppe geschlossen ist, wird bei der starken Sandwanderung, die hier an der Küste herrscht, in kurzer Zeit mit einer Verlandung aller Buhnenfelder gerechnet werden. Dann wird

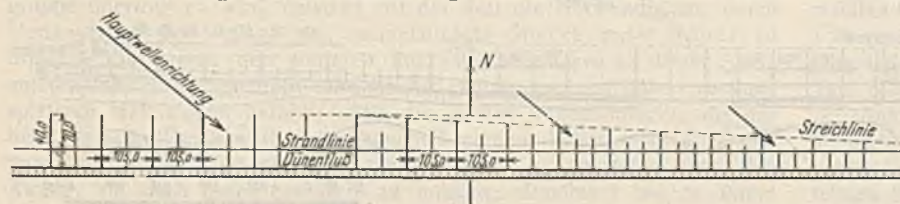


Abb. 29. Buhnengruppe mit erweitertem Abstände der Hauptbuhnen.

sich zeigen, ob der besonders langgestreckte Abschluß im Osten die gehegte Erwartung erfüllt und einen günstigen Übergang darstellt.

Dieselbe allgemeine Form des Abschlusses am Ostende ist auch bei der zum Schutze des Dorfes Henkenhagen, östlich von Kolberg, im Bau begriffenen Buhnenanlage angewendet worden (Abb. 27). Diese Gruppe besteht aus 22 Buhnen und soll eine Uferstrecke von 1,8 km decken. Die Bauausführung geschieht in drei Jahresabschnitten. Der Übergang im Osten spielt sich hier auf einer Strecke von 500 m ab und umfaßt sieben Buhnenfelder. Die Streichlinie ist unter 4° gegen den allgemeinen Küstenstrich geneigt. Bisher hat sich dieser Abschluß bewährt. Der Strand im Osten läßt keinerlei ungünstige Veränderungen gegen seinen ursprünglichen

Zustand erkennen. Die im ersten Baujahre 1926/27 fertiggestellten elf Buhnen sind so gut verlandet, daß in ihrem Bereiche der Strand bereits um 5 bis 10 m vorgerückt ist. Die Buhnenfelder behalten aber hier im Gegensatze zu der Anordnung bei Damkerort durchweg bis zum Ostende der Gruppe die gleiche Breite von 70 m bei. Da vor Henkenhagen die Hauptwellenrichtung schräg gegen das Ufer steht, wird die Kraft der Brandung durch die Buhnen geschwächt, so daß die Wellen, trotz der größeren Breite der Felder zwischen den kürzer werdenden Buhnen, innerhalb der Übergangsstrecke weniger Schaden am Strande anrichten können.

Wenn an einer senkrecht zur Hauptwind- und -wellenrichtung liegenden Küstenstrecke die Kraft der Brandung vor ihrem Eintritt in die Buhnenfelder zur Verhinderung von Ausbrüchen am Strande gebrochen werden muß, ist die Einfügung von halblangen Zwischenbuhnen nicht das einzige Mittel, die anlaufenden Wellen unschädlich zu machen. Dieselbe Wirkung läßt sich dadurch erreichen, daß beiderseits neben den Buhnenköpfen in gleicher Höhe wie die vordersten Pfähle kurze Querwände aus einer Pfahlreihe angesetzt werden (Abb. 28). Diese Sporen erhalten zweckmäßig eine Länge von etwa 1/4 der Buhnenbreite und können entweder gleichlaufend mit dem Strande stehen oder werden etwas nach innen gekrümmt. Durch diese kleinen Längswerke in Flucht der Streichlinie werden die ankommenden Wellen aufgehalten und gezwungen, sich zu teilen. Dabei verlieren sie ihren Zusammenhang und verlangsamen ihre Geschwindigkeit. Die weitere Folge ist, daß sich Sinkstoffe absetzen und die Verlandung der Buhnenfelder fördern.

Die geringste Anzahl Buhnen, die zur Deckung einer abbrüchigen Uferstrecke nötig sind, sollte erfahrungsgemäß nicht weniger als 12 bis 15 betragen, weil von diesen mindestens je zwei Werke auf den beiderseitigen Übergang zu dem ungeschützten Strande entfallen. Die mittleren 8 bis 10 Buhnen bilden dann die eigentliche Sicherung des Ufers, die sich somit auf 700 bis 800 m erstreckt.

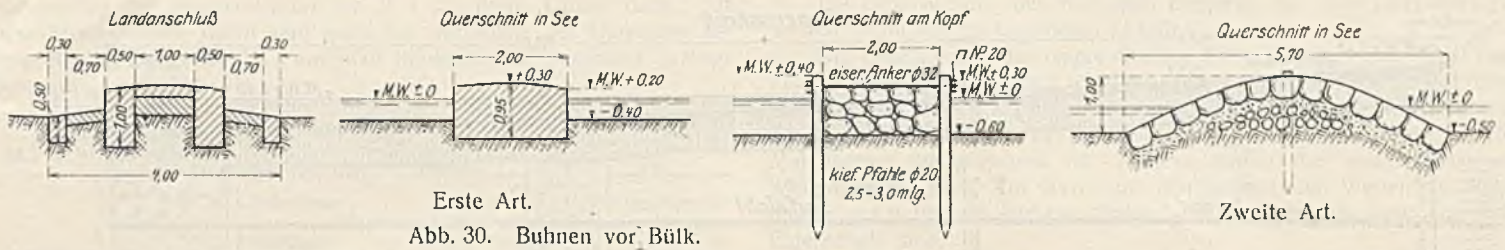
Bei dem Vorherrschen der Sandwanderung von West nach Ost wird zweckmäßig mit dem Bau der Buhnen im Osten begonnen und damit

der Sandwanderung entgegengesritten. Da der Fortgang von Buhnenbauten an der offenen See naturgemäß sehr von der Gunst des Wetters und des ruhigen Seeganges abhängt, kann in einem Jahre nur ein bestimmter Teil ausgeführt werden. Erfahrungsgemäß ist es möglich, in einem Baujahre bis zu 10 Buhnen herzustellen. Wenn daher eine Buhnengruppe mittlerer Größe aus 20 und mehr Buhnen besteht, so reicht ein einziges Baujahr nicht aus. In dieser Zeit muß damit gerechnet werden, daß die noch nicht geschützte Strecke weiter abbricht. Deshalb kann der Fall eintreten, eine besonders gefährdete Küstenstelle so schnell wie möglich unter einigermaßen wirksamen Schutz zu bringen. Dann empfiehlt sich, entweder zunächst eine um die andere Buhne beim Bau auszulassen oder von vornherein die Buhnenabstände um etwa das 1 1/2 fache des üblichen Maßes zu vergrößern (Abb. 29). Auf diese Weise läßt sich dann in einem Jahre gleich eine entsprechend längere Küstenstrecke sichern. Alsdann wäre abzuwarten, in welchem Maße die breiteren Felder verlanden. Im Bedarfsfalle können ohne Schwierigkeiten die fehlenden Hauptbuhnen oder auch kürzere Zwischenbuhnen, vielleicht in leichterer Bauart, eingefügt werden.

4. Querschnitt der Buhnen.

Ebenso wie in der allgemeinen Anordnung von Buhnenanlagen und in der Neigung der einzelnen Werke keinerlei Einheitlichkeit herrscht, weist auch die eigentliche Bauart der Seebuhnen, die Ausbildung ihres Querschnittes, die größte Verschiedenheit auf. Es sind an der Ostseeküste Querschnitte aller Art zur Ausführung gekommen.

Naturgemäß befinden sich die leichteren Werke an den Ufern der westlichen Ostseeküste. Diese sind nicht so schwerem Seegange ausgesetzt wie die Küstenstrecken in der östlichen Ostsee, weil die dänischen Inseln immerhin einen guten Schutz bieten. Dazu kommt, daß die west-



Erste Art.
Abb. 30. Buhnen vor Bülk.

lichen Winde den Wasserstand in der großen Kieler Bucht ziemlich beträchtlich erniedrigen, so daß der Seegang den Ufern weniger schadet. Dagegen können die Winde aus den östlichen Richtungen zeitweise recht starken Seegang entwickeln. Dieser ist für die ganzen Ufer der westlichen Ostsee gefährlich, zumal die Ostwinde zu gleicher Zeit den Wasserstand hoch anstauen.

Die gleiche Bauart haben die 16 Buhnen erhalten, die zur Festlegung des Strandes vor dem Seebade Grömitz auf der Westseite der Lübecker Bucht angelegt sind.

Derselbe Querschnitt in schwächerer Form wiederholt sich bei den Buhnen, die zur Sicherung der sogen. Lotseninsel bei dem Leuchfeuer in Schleimünde dienen. Für den Landanschluß ist die doppelreihige Pfahlbuhne gewählt (Abb. 31).

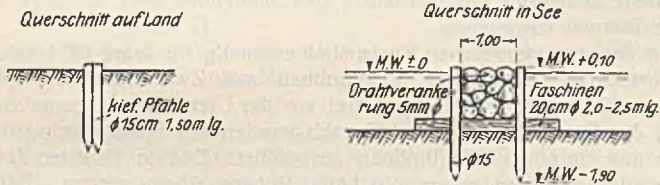


Abb. 31. Buhnen vor Schleimünde.

Auch die Nordküste der Insel Zingst, deren Ufer ganz flach sind, hat eine ähnlich geschützte Lage. Hier haben sich gleichfalls leichte Werke als völlig ausreichend und wirkungsvoll erwiesen. Weiter nach Osten hin werden die Buhnen immer kräftiger. Nur die ostpommersche Küste macht eine Ausnahme, trotz ihrer sehr offenen Lage gegen alle Winde, die aus den beiden nördlichen Quadranten kommen.

Die leichtesten Buhnen befinden sich auf der Nordseite der Halbinsel Zingst. Sie sind hier ohne Pfähle gebaut. Auf einer Faschinenpackung von 3 bis 4 m Breite werden bis zu 0,5 m³ große Bruchsteine mit glatten Flächen so gelegt, daß sie der See möglichst wenig Angriffsfläche bieten. Der Kopf liegt auf etwa 1,3 m Wassertiefe und ist durch ein abgetrepptes Sinkstück gesichert. Wesentlich ist, daß nach Möglichkeit nur lange, über drei bis vier Faschinen reichende Steine zur Verwendung kommen (Abb. 32 bis 35).

Die Ostseebuhnen unterscheiden sich grundsätzlich von den an der Nordsee üblichen Werken durch ihre viel leichtere Bauart. Im Ostseegebiete herrschen als Hauptbaustoffe für die Buhnen mehr Holz und Faschinen, an der Nordsee hauptsächlich schwere Steine auf Faschinenunterlage vor. In den letzten Jahren sind zum Schutze der Insel Sylt am Weststrande von Westerland Versuche mit Buhnen aus Eisenbeton angestellt worden. Diese Werke bestehen aus einer dichten Reihe von Eisenbetonpfählen, die viereckigen Querschnitt haben und mit Nut und Feder versehen sind.

Die zum Schutze der Leuchfeueranlage bei Bülk in der Kieler Förde von der ehemaligen Marine-Verwaltung angelegten Buhnen ähneln zum Teil den Nordseebuhnen (Abb. 30). Einige sind wie diese als flache, 1,5 m hohe Steinrippen mit einer Breite von 8 m auf dem Seegrunde ausgebildet. Ihr Landanschluß ist erheblich schwächer gehalten und aus Beton hergestellt. Andere Werke dieser Buhnengruppe sind einfacherer Art und stellen einen nur 2 m breiten Betonkörper dar, der auf einer Steinschicht liegt. Die dritte Art besteht aus einer 2,5 m breiten und 1,5 m hohen Steinschüttung, die von zwei Reihen Pfählen gehalten wird. Die Pfähle haben nur 3 m Länge und einen Abstand von 0,6 m. Da hier der Seegrund fester Tonboden ist, sind die Steine ohne Faschinenunterlage verlegt.

Andere Buhnen einfacher Bauart kommen vor an der Ostküste der Insel Rügen, z. B. bei Thiessow, sowie auf den Inseln Ruden und Greifswalder Oie. Abbildungen dieser Werke finden sich in dem Aufsatz von Germelmann, Zentralbl. d. Bauverw. 1908, Nr. 26.

Die ursprüngliche Art der Ostseebuhne, die Hagen eingeführt hat, ist

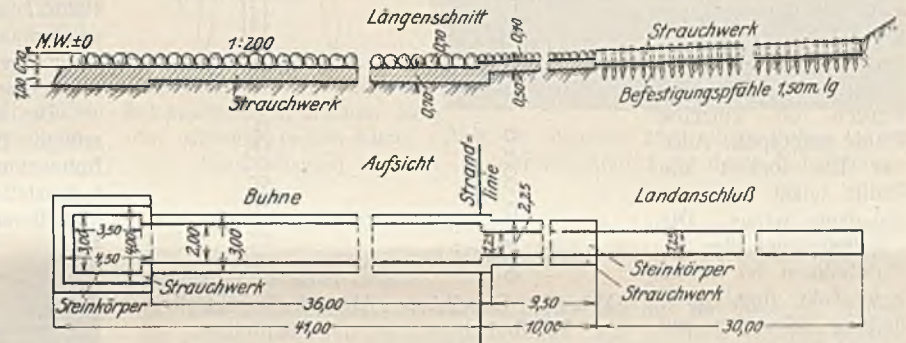


Abb. 32. Faschinenbuhne auf Zingst.

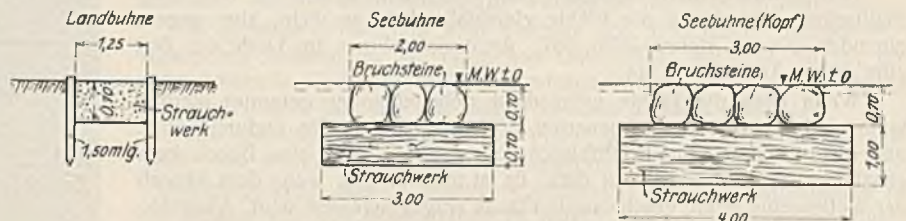


Abb. 33. Faschinenbuhnen auf Zingst. Querschnitte.



Abb. 34. Faschinenbuhnen auf Zingst. Herstellung des Landanschlusses.



Abb. 35. Faschinenbuhnen auf Zingst. Herstellung des seeseitigen Teiles. Verbauen mittels Freiboaks, da Steinprahm nicht heranschwimmt.

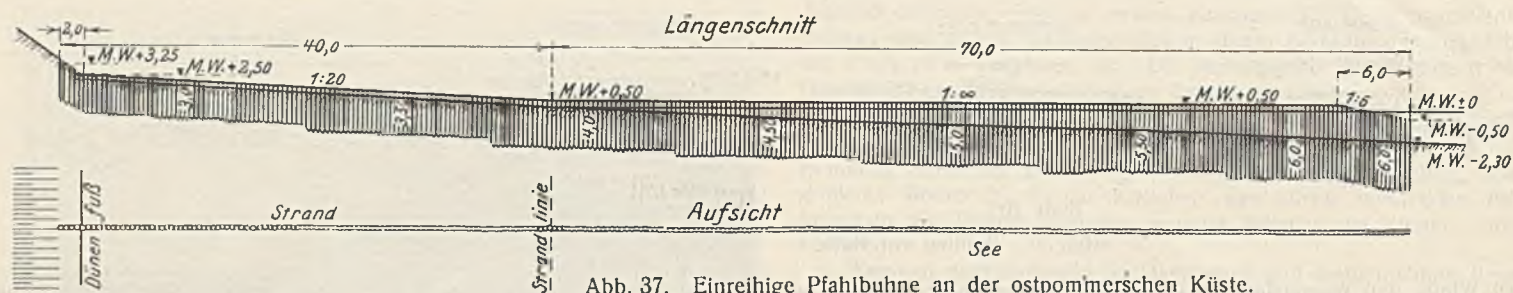


Abb. 37. Einreihige Pfahlbuhne an der ostpommerschen Küste.

eine Pfahlbuhne, die aus einer einzigen Reihe dicht hintereinander eingerammter Rundholzpfähle besteht (Abb. 36). Diese Buhnen sind sowohl die einfachsten als auch die billigsten Werke. Ihre Bauart hat sich bis auf die neueste Zeit erhalten. An der ostpommerschen Küste finden solche Buhnen noch heute Verwendung (Abb. 37). Im großen ganzen haben sie sich hinsichtlich ihrer Wirkung auf die Strandverbreiterung günstig und auch als einigermaßen widerstandsfähig erwiesen, wenn die Pfähle tief genug in den Boden eingerammt sind. Immerhin haben sie doch allerhand Mängel. Ihr größter Nachteil besteht darin, daß die Pfahlwand durch die Einwirkung der Brandungswellen allmählich ganz

glatt wird. Die dicht nebeneinanderstehenden Pfähle bilden dann eine senkrechte Leitwand und begünstigen die Wirkung schädlicher Längsströmungen, die an der Buhne entlang hoch auf den Strand auflaufen können und beim Rückwege nach der See Auskolkungen verursachen. Hierbei werden oft einzelne Pfähle ausgespült. Auch das Eis lockert die Pfähle leicht und hebt sie dann heraus. Die Lebensdauer dieser Pfahlbuhnen ist daher beschränkt, ihre Unterhaltung schwierig und kostspielig.

Eine etwas größere Festigkeit haben die Pfahlbuhnen mit doppelten Pfahlreihen, bei denen die Pfähle gleichfalls dicht an dicht, aber gegeneinander versetzt stehen (Abb. 38). Auch sie nehmen im Laufe der Zeit eine glatte Außenfläche an.

Wenn auch die Pfähle nicht dicht nebeneinander gerammt werden können, bilden beide Buhnenarten doch verhältnismäßig undurchlässige und dichte Wände. Die Erfahrungen haben gelehrt, daß eine Buhne kein gänzlich starrer Körper sein darf. Es ist nicht richtig, wenn dem Anprall der Wellen eine völlig geschlossene Fläche entgegengesetzt wird. Vielmehr muß der Buhnenkörper wasserdurchlässig sein. Das Wasser soll in den Körper eindringen können. Dadurch wird die Gewalt der anlaufenden Wellen stark gemäßigt, und Auskolkungen werden vermieden.

Aus diesen Überlegungen heraus entstanden die zweireihigen, mit Faschinen und Steinen ausgefüllten Pfahlbuhnen. Sie besitzen die günstige Eigenschaft der Wasserdurchlässigkeit. Die Pfahlreihen stehen in der Längsrichtung nicht dicht an dicht, sondern haben einen Abstand von etwa 0,60 m voneinander. Dieser darf nicht zu groß sein, damit die Beschwerungssteine nicht durch die Lücken hindurchfallen können. Die Faschinenpackung wird durch Steine beschwert und dadurch zusammengepreßt, damit sie unter Wasser nicht zu locker liegt und auch nicht aufschwimmen kann. Entweder werden zur Abdeckung der Faschinen natürliche Feldsteine oder Bruchsteine verwendet, oder es werden besonders geformte Betonsteine an Ort und Stelle hergestellt und eingebracht. Die Wahl der Steinart hängt lediglich von den Kosten ab und ist somit eine Geldfrage.

Ein derartig beschaffener Buhnenkörper gewährt den Wellen bis zu einem gewissen Maße Eintritt und sogar Durchlaß. Er schwächt dadurch ihre Gewalt und verhindert die Bildung schädlicher Auskolkungen längs der Buhne. Zugleich bewirkt er in vorteilhafter Weise, daß der mitgeführte Sand besser zum Absetzen kommt. Ihr Einfluß auf die Verlandung der Buhnenfelder ist deshalb wesentlich günstiger als bei den einreihigen Pfahlbuhnen. Außerdem sind sie widerstandsfähiger gegen Seegang und Eis.

Diese zweireihigen Buhnen mit Zwischenfüllung haben ihrer Vorzüge wegen allmählich die ein- und doppelreihigen Werke verdrängt und sind mit

verschiedenen Abweichungen in der Querschnittsform an vielen Stellen der Ostseeküste zur Anwendung gekommen, z. B. an der Insel Usedom beiderseits vom Streckelsberge, östlich der Dievenow-Mündung, an den mecklenburgischen Küsten, bei Cranz und bei Neukuhren. Auch für die neu begonnene Sicherung der Nordküste des Samlandes sind derartige zweireihige Buhnen vorgesehen.

An der ostpommerschen Küste sind erstmalig im Jahre 1904 bis 1906 bei Sorenbohm zweireihige Pfahlbuhnen mit Zwischenfüllung gebaut worden. 30 solcher Werke liegen frei vor der Ufermauer als gemeinsamer Schutz des Dorfes Sorenbohm. Danach wurden aus Sparsamkeitsgründen weiter nur einreihige Pfahlbuhnen ausgeführt. Erst in jüngster Zeit ist man wieder zum Bau von zweireihigen Buhnen übergegangen. Bei der Uferschutzanlage vor Henkenhagen wechseln einreihige mit zweireihigen Buhnen ab. Das gleiche ist für die Buhnengruppe östlich von Bauerhufen beabsichtigt, mit deren Bau begonnen ist. Die Anwendung beider Arten von Buhnen nebeneinander bezweckt, weitere Erfahrungen über die verschiedene Wirkung und Bewährung zu sammeln.

Schon jetzt ist ein Urteil über den Vorzug der zweireihigen Pfahlbuhnen gegenüber den einreihigen möglich. Peilungen, die im Winter 1926/27 neben den vor Henkenhagen fertiggestellten Buhnen ausgeführt wurden, zeigen deutlich, daß entlang den einreihigen Buhnen die Längsströmungen Vertiefungen hervorrufen, und daß diese dagegen bei den zweireihigen wasserdurchlässigen nicht eintreten (Abb. 27).

Die hauptsächlichsten Unterschiede in den Querschnitten der zweireihigen Buhnen bestehen in der Neigung der Pfähle, in der Breite des Buhnenkörpers und in der Stärke der Faschinenlage. Es ist von Wert, festzustellen, daß jedes Küstengebiet für sich eine bestimmte Querschnittsform herausgebildet hat und an dieser festhält.

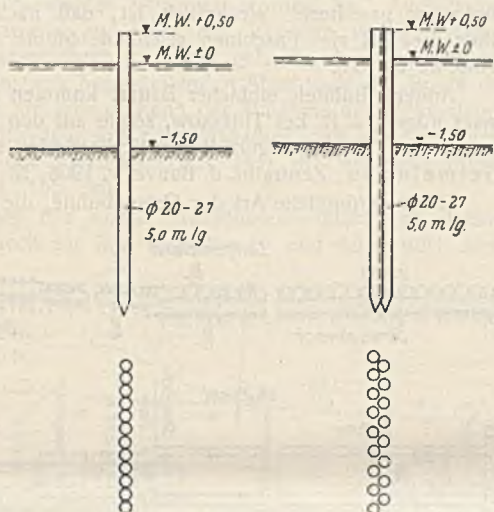


Abb. 36. Einreihige Pfahlbuhne.

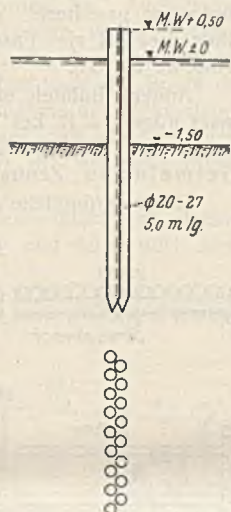


Abb. 38. Doppelreihige Pfahlbuhne.

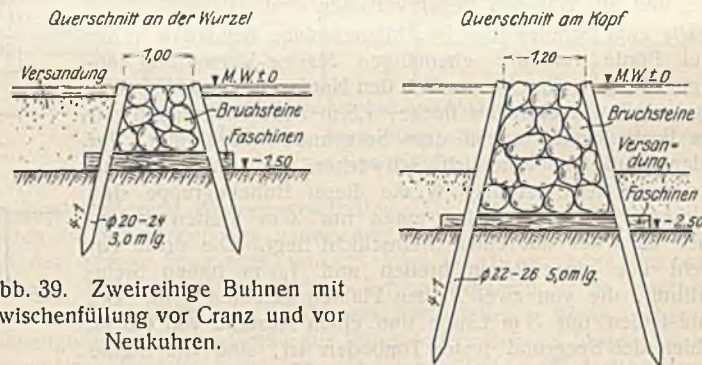


Abb. 39. Zweireihige Buhnen mit Zwischenfüllung vor Cranz und vor Neukuhren.

Der Querschnitt der an der ostpreußischen Küste gebräuchlichen Buhnen (bei Cranz und Neukuhren) ist in Abb. 39 dargestellt. Die Pfähle haben die starke Neigung von 4:1. Die obere Breite des Körpers beträgt 1 m, die untere auf dem Seegrunde kurz vor dem Kopfe nach dem Entwurfe etwa 1,90 m. Die Faschinenlage ist kaum 0,5 m hoch. Die Hauptausfüllung der Buhnen besteht somit nur aus Steinen. Dadurch ist die Wasserdurchlässigkeit des Buhnenkörpers nicht unerheblich verringert. Für die neuen Buhnen vor der Nordküste des Samlandes ist derselbe Querschnitt gewählt worden.

Die an der ostpommerschen Küste vor Sorenbohm ausgeführten 30 zweireihigen Pfahlbuhnen entsprechen in ihrem Querschnitte den ostpreußischen (Abb. 40). Der Querabstand der Pfahlköpfe ist aber hier auf 1,20 m verbreitert worden. Auch die Faschinenpackung hat eine größere Stärke erhalten.

Bei den Buhnen vor den Inseln Usedom und Wollin, beiderseits vom Streckelsberge und östlich der Dievenow-Mündung, stehen die Pfähle senkrecht in einem Querabstände von 2 m. Die Ausfüllung besteht etwa je zur Hälfte aus Faschinen und Beschwerungssteinen. Die starke

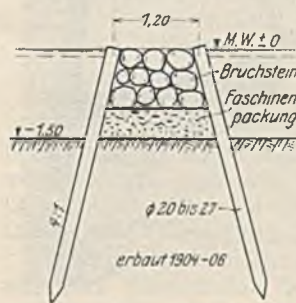


Abb. 40. Zweireihige Buhnen vor Sorenbohm.

Verbreiterung des Bühnenkörpers auf 2 m hat ihren Grund darin, daß in der Swinemünder Bucht und auch vor der Küste bei Dievenow der Eisangriff sehr erheblich ist, und daß infolgedessen besonders kräftige Werke nötig sind (Abb. 41).

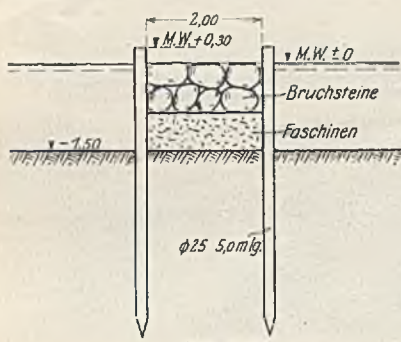


Abb. 41. Bühnen an der vorpommerschen Küste (Streckelsberg, Dievenow-Mündung).

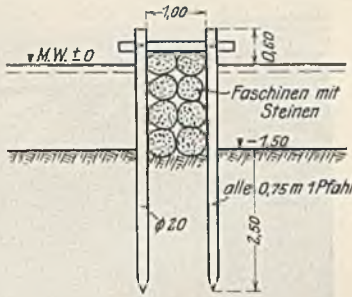


Abb. 42. Bühnen an der mecklenburgischen Küste (Warnemünde, Müritz).

Eine bemerkenswerte Abart der zweireihigen Pfahlbühnen ist an den mecklenburgischen Küsten beliebt (Abb. 42). Auch hier stehen die Bühnenpfähle senkrecht und haben eine Lichtweite von 1 m. Die Ausfüllung zwischen den Pfählen wird nicht aus Faschinenlagen, sondern aus zwei Reihen übereinandergelegter Sinkwalzen gebildet. Die Abdeckung durch Steine erübrigt sich dann. Der Abstand der Pfähle in der Längsrichtung beträgt 0,75 m.

Auch für die landseitigen Teile der Bühnen, die Landanschlüsse, kommen die verschiedensten Querschnittformen vor.

Bei den Cranzer Bühnen ist der Querschnitt der seeseitigen Strecke in entsprechend verkleinertem Maße ein Stück in den trockenen Strand hineingeführt. Hieran setzt sich der landseitige Teil als einreihige Pfahlbühne; diese reicht bis zum Fuße der Vordüne.

Für die neuen Bühnen an der Nordküste des Samlandes ist als Landanschluß eine 2 m breite und 0,5 m hohe Steinlage gewählt, die bei Sandboden auf einer flachen Faschinenmatratze, bei Tonboden unmittelbar auf diesem aufliegt.



Abb. 43. Zerstörte Faschinenbühnen auf Land zwischen Streckelsbergmauer und Hotel Seeblick.

Die zweireihigen Bühnen an der Küste der Inseln Usedom und Wolin haben neuerdings auf Land den gleichen 2 m breiten Querschnitt wie im Wasser erhalten. Vordem bestanden die Landbühnen nur aus einer breiten Rippe unbeschwerter Faschinen, die mittels Bückingscher Erdanker befestigt waren. Diese Bauweise hatte sich aber nicht bewährt. Die Faschinen wurden in kurzer Zeit auseinandergerissen. Die Ankerdrähte rosteten durch und brachen ab (Abb. 43).

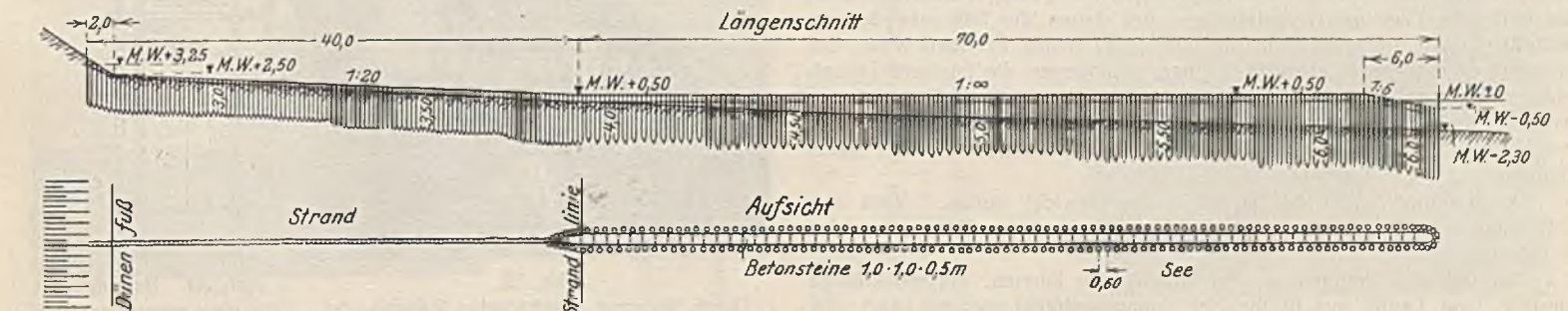


Abb. 44. Zweireihige Seebühne mit Zwischenfüllung an der ostpommerschen Küste.

Bei Untersuchung der einzelnen Bauarten auf ihre Zweckmäßigkeit kommt Verfasser zu folgendem Urteile.

Die Querschnitte der ostpreußischen Bühnen haben eine recht flache Faschinenpackung. Dadurch wird die unbedingt notwendige Wasserdurchlässigkeit des Bühnenkörpers vermindert. Dieser Bühnenquerschnitt stellt ein zu starres Bauwerk dar und hat fast genau die Form, die für einen Molenkörper die gegebene ist. Bühnen dürfen aber weder Molen noch Wellenbrecher sein. Ihr Kern soll den anlaufenden Wellen als Polster dienen und pufferartig wirken. Steinschüttungen besitzen diese notwendige Eigenschaft nicht.

Die Pfahlneigung von 4:1 erscheint übermäßig schräg und ist nur dort angebracht, wo als Beschwerung der Faschinenpackung Bruchsteine verwendet werden. Wenn dagegen Betonsteine als Beschwerung vorgesehen sind, muß die Stellung der Pfähle zweckmäßig steiler sein, damit die Steine beim Setzen der Faschinenpackung von den Pfählen gehalten werden und sich nicht zu sehr verkanten oder versacken.

Die vorpommerschen Bühnen mit Zwischenfüllung haben zwar eine höhere Faschinenpackung, jedoch ist ihre Breite von 2 m zu reichlich bemessen und könnte unbeschadet ihrer Widerstandsfähigkeit auch gegen stärkeren Eisschub sehr wohl verringert werden. Namentlich gilt diese

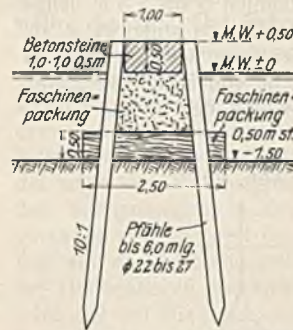


Abb. 45. Neuester Querschnitt der zweireihigen Bühnen an der ostpommerschen Küste (Henkenhagen).



Abb. 46. Neueste zweireihige Bühne in Ostpommern. Abdeckung durch Betonsteine.

Beschränkung für den landseitigen Teil. Die Landbühnen werden erfahrungsgemäß weit weniger vom Seegang angegriffen, können daher unbedingt schwächer gehalten sein.

Das mecklenburgische Vorbild dürfte sich nur für Strecken eignen, die geringerer Brandung ausgesetzt sind. Für so offen liegende Küsten wie die pommerschen und die ostpreußischen sind sie zu leicht und schwach. Auch starkem Eisangriffe würden sie nicht gewachsen sein.

In gerechter Abwägung aller Vorzüge und Schwächen, die den verschiedenen Bühnen an der deutschen Ostseeküste anhaften, ist für die ostpommersche Küste eine Bühne entworfen worden, die eine Vereinigung der zweireihigen mit den einreihigen Bühnen darstellt (Abb. 44).

Die Seebühne hat zwei Reihen Pfähle und ist oben im lichten 1 m breit. Die Pfähle sind nur 10:1 geneigt mit Rücksicht darauf, daß die Faschinenpackung durch Betonsteine abgedeckt wird. In Ostpommern ist die Beschaffung von Bruchsteinen zu teuer. Billiger wird die Herstellung von Betonsteinen an Ort und Stelle unter Verwendung von scharfem Strandsand. Wenn die Pfähle schräg stehen, entsteht durch die trapezförmige Querschnittsfläche ein etwas stärkerer Körper als bei senkrechter Stellung der Pfähle. Er besitzt eine größere Standsicherheit, namentlich gegen Kippen bei starken seitlichen Eisangriffen. Die Faschinenpackung bildet $\frac{2}{3}$ der ganzen Ausfüllung des Bühnenkörpers. Dadurch ist die Wasserdurchlässigkeit der Bühne und die Rauheit ihrer Außenwände in günstiger Weise erhöht. Um die schädliche Wirkung der Längsströmungen auf die Sohle beim Rücklauf der Wellen an der Bühne entlang soweit als möglich auszuschalten, wird die unterste Faschinenlage quer und außerdem durch die Pfähle hindurchgelegt, so daß sie beiderseits aus

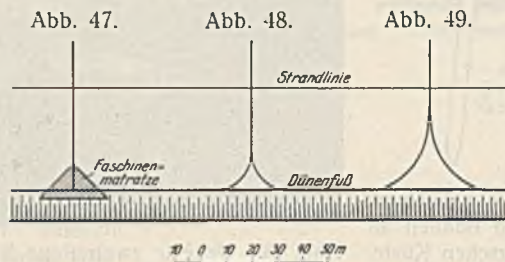
dem Bühnenkörper herausragt. Auf dieser Lage ruht dann die eigentliche Faschinenpackung in der Längsrichtung der Bühne (Abb. 45). Die zur Beschwerung dienenden Betonsteine haben eine Fläche von 1×1 m und sind 0,5 m stark. Ihr Gewicht ist somit groß genug (Abb. 46).

Während die Pfähle in der Längsrichtung im Abstände von 0,60 m stehen, sind sie am Kopfe der Bühne dicht an dicht gerammt. Hier findet naturgemäß der Angriff der Wellen und des Eises am stärksten statt. Der Kopf ist halbkreisförmig ausgebildet. Die unterste Lage der Faschinen wird hier strahlenförmig mit Überstand nach außen verlegt. Bei Seebauwerken sollen ohnehin grundsätzlich scharfe oder rechtwinklige Ecken vermieden werden.

Für den landseitigen Teil des Werkes wird die einreihige Pfahlbühne benutzt. Die zweireihige Seebühne reicht noch etwas in den Strand hinein. Dann geht sie in die einreihige Form über. Der letzte Betonstein muß daher eine keilförmige Gestalt erhalten.

Das Einbinden der Bühnenwurzel in das hohe Ufer geschieht durch geradlinige Verlängerung der einreihigen Bühnen um etwa 2 m in den Vordünenkörper hinein. Zweckmäßig erhält dieses letzte Stück eine schwache Neigung nach oben.

Für die Länge der Pfähle gilt der Erfahrungssatz, daß diese auf der Wasserstrecke grundsätzlich etwa $\frac{2}{3}$ ihrer Länge im Boden stecken müssen. Infolgedessen sind für die Kopfstrecke der Seebühnen 6 bis 7,5 m lange Pfähle nötig. Nach dem Lande zu nehmen die Längen stufenweise ab. Für den auf dem Strande stehenden Teil genügen vom Wasserschlage an Pfähle von 4 m Länge, an der Bühnenwurzel solche von 3 m. Die Stärke der Pfähle nimmt von der Wurzel an bis zum Kopfe der Bühne von 20 bis 28 cm im Durchmesser zu.



Landanschlüsse der neuen Bühnen an der ostpommerschen Küste.

Wie bereits gesagt, muß damit gerechnet werden, daß während des Baues einer Bühnengruppe leicht Umspülungen der Wurzel eintreten. Um solches zu verhindern und die Vordüne vor Beschädigung zu bewahren, ist bei den neuesten Bühnen an der ostpommerschen Küste (bei Damkerort und bei Ost-Deep) an der Wurzel eine dreieckige Faschinenmatratze verlegt worden, die sich noch etwas die Dünenböschung hinaufzieht (Abb. 47). Die auflaufende Welle dringt in die lockere Faschinenlage ein, wodurch ihre Kraft aufgezehrt wird. Bei den Bühnenbauten zum Schutze des Strandes östlich von Rügenwaldermünde ist die Wurzel einiger Bühnen versuchsweise so ausgebildet worden, daß sie in zwei nach außen gehende Bogen ausläuft (Abb. 48). Auf diese Weise wird ein schwalbenschwanzförmiger Abschluß gebildet. Durch die Bogen an der Wurzel soll die längs der Bühne auflaufende Strömung von der Düne hinweg auf den Strand abgeleitet und damit unschädlich gemacht werden. Die Anordnung hat sich bisher gut bewährt. Es ist beabsichtigt, diesen schwalbenschwanzförmigen Landanschluß bereits vom Wasserschlage anzusetzen, damit die Umleitung der Wellenströmung früher beginnen kann (Abb. 49).

Nach den bisherigen Beobachtungen darf gesagt werden, daß sich die ostpommersche Bühne mit dem in Abb. 44 dargestellten Längenschnitte und den soeben beschriebenen Querschnitten allen Anforderungen durchaus gewachsen zeigt, und daß ihre Wirkung auf den Strand bisher in jeder Weise voll befriedigt.

5. Bauausführung der Bühnen.

Zum Einschlagen der Bühnenpfähle werden in den allermeisten Fällen Dampfrahmen benutzt. Für den landseitigen Teil genügen allerdings auch die einfachen Zug- und Kunstrammen, bei denen der Bär entweder unmittelbar durch Menschenkraft oder von einer Winde gehoben wird. Zur Herstellung der eigentlichen Seebühnen ist dagegen die fahrbare Dampfrahmen das wirtschaftlichere Gerät. Für den Betrieb einer Dampfrahmen werden nur 5 Mann einschließlich des Heizers gebraucht. Kunstrammen mit Winden erfordern 8 Mann, die einfachen Zugrahmen sogar 12 Mann Bedienung.

Der Rammbar muß ein ausreichendes Gewicht haben. Nach den Erfahrungen verdienen Bären von 750 kg unbedingt den Vorzug vor den leichteren.

Um mit den Rahmen in See arbeiten zu können, müssen kräftige Gerüste vom Lande aus in die See hinausgestreckt werden (Abb. 50). Auf ihnen werden die Dampfrahmen, die auf Schienen stehen, hin- und



Abb. 50. Rammgerüste für die Bühnenbauten bei Damkerort.



Abb. 51. Rammen der Bühnen vom Gerüst aus vor Jershöft.

hergefahren (Abb. 51). Das Gerüst muß so hoch gestellt werden, daß sich noch bei mittlerem Seegange arbeiten läßt. Eine Höhe von 2 m über MW reicht erfahrungsgemäß aus. Es besteht immer die Gefahr, daß stärkerer Seegang die Gerüste beschädigt. Hiermit muß bei allen Bühnenbauten, namentlich an der freien Seeküste, gerechnet werden (Abb. 52). Die Breite und Stärke, sowie die Lage der Gerüste zu den Bühnen hängen auch von der Art und dem Gewichte der zur Verwendung kommenden Rammen ab.

Bei den Bühnenbauten in Ostpommern sind alle Arten von Rammen vertreten. Dem entsprechend haben auch die Gerüste verschiedene Anordnung erhalten.

Das Rammgerüst kann entweder über der zu schlagenden Bühne oder seitwärts von ihr stehen. Die erstere Art wird angewendet, wenn einreihige Bühnen herzustellen sind. In diesem Falle liegt die eine Reihe



Abb. 52. Durch Seegang beschädigtes Rammgerüst bei Henkenhagen.

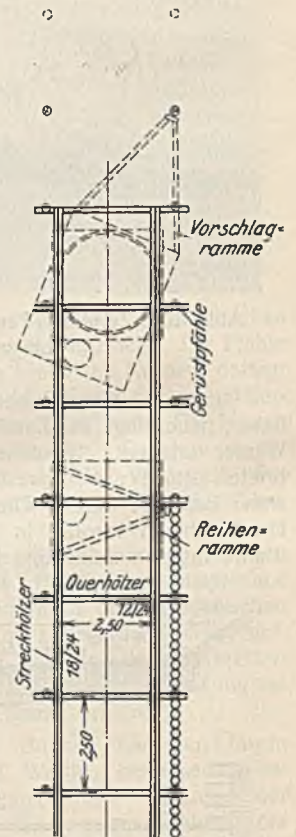


Abb. 53. Rammgerüst für eine einreihige Pfahlbühne.



Abb. 54. Reihenramme.

der Gerüstpfähle in der Flucht der Buhne, so daß diese Reihe zugleich als Bühnenpfähle verwertet wird (Abb. 53). Zur Herstellung des Gerüsts wird eine Ramme benutzt, die in Richtung der Buhne arbeitet. Sie schlägt abwechselnd die beiden Reihen der Gerüstpfähle und schreitet so allmählich nach See bis zum Kopfe der Buhne vor. Sie wird deshalb „Vorschlagramme“ genannt. Sobald eine Strecke des Gerüsts fertiggestellt ist, wird zum Einschlagen der Bühnen-

schwenkbar sind und eine große Ausladung haben. Mit solchen Rammen werden sowohl die Pfähle der Gerüste als auch die der Bühnen eingeschlagen. Das Gerüst muß allerdings in bestimmter Entfernung von der Buhne stehen, die der Ausladung der Ramme entspricht (Abb. 55, 56 u. 57).

Auch bei den eben genannten Bühnenbauten an der Samlandküste werden jetzt die Bühnenpfähle beider Reihen von nur einem seitwärts von jeder Buhne angeordneten schmalen Gerüste aus eingerammt.

Die Verwendung von Dampfrahmen verteuert durch die Notwendigkeit, besondere Gerüste herzustellen, naturgemäß den Bau von Bühnen in jeder Beziehung recht erheblich. Allerdings sollen die Gerüste nach Fertigstellung einer Buhne jedesmal beseitigt und für die nächste wieder benutzt werden. In den meisten Fällen wird diese Wiederverwendung sogar auch mehrmals möglich sein. Es kann aber auch vorkommen, daß die Kosten des Ausziehens der Pfähle höher werden, als der Holzwert der Pfähle beträgt. In diesem Falle müssen die Gerüstpfähle stehen gelassen werden.

Alle diese Schwierigkeiten lassen sich vermeiden, wenn die Pfähle eingespült werden können. Das Einspülen ist jedoch nur dort anwendbar, wo reiner Sandboden vorhanden ist. Liegt unter dem Sande eine Lehm- oder Tonschicht, dann ist Spülbetrieb ausgeschlossen. Ton und Lehm können durch den Spülstrahl, auch wenn er noch so kräftig ist, nicht durchstoßen werden. Der Gebrauch eines Spülgerätes ist somit beschränkt.

Bei den Bühnenbauten an der nördlichen Samlandküste liegen solche ungünstigen Verhältnisse vor. Deshalb können die Pfähle nicht eingespült werden. Der Seegrund besteht hier fast durchweg aus Ton, über dem eine nur lose Sandschicht lagert. Streckenweise treten auch bis zu 3 cm starke steinartige Schichten in Einzelstücken und ganzen Platten auf, die sogar den Rammungen beträchtliche Hindernisse bereiten. Auch bei den Bühnenbauten in der westlichen Ostsee sind die Pfähle nur eingerammt worden, weil der Untergrund sehr stark tonig ist. Das Gleiche war auf der Baustelle bei Damkerort der Fall. Dagegen ist es möglich, bei Henkenhagen stellenweise die Pfähle einzuspülen. Zu dem Zwecke wird auf der Plattform der Ramme eine Kolbenpumpe aufgestellt. Das Spülrohr ist an den Läuferuten befestigt (Abb. 58).

Bei den Bühnenbauten westlich der Regamündung bei Ost-Deep wurde die Spülpumpe auf ein Floß gesetzt, so daß besondere Gerüste dazu entbehrlich waren. Bei der kurzen Entfernung der Baustelle bis zur Regamündung konnte das Floß, sobald stärkerer Seegang eintrat, sofort in den Fluß eingeschleppt und in Sicherheit gebracht werden (Abb. 59).

pfähle vom Strande aus eine sogenannte Reihenramme angesetzt. Deren Plattform steht quer zur Bühnenrichtung (Abb. 54). Diese Betriebsart erfordert somit für eine Buhne zwei verschiedene Rammen.

Zum Schlagen der Pfähle zweireihiger Bühnen, noch dazu, wenn die Pfähle geneigt sind, eignen sich die eben genannten Rammen nicht gut. Ihre Verwendung würde für jede Pfahlreihe eine Ramme auf einem besonderen Gerüste verlangen, so daß zwei Gerüste und zwei Rammen erforderlich sind. Dieses Verfahren ist somit sehr kostspielig. Bei den neuen Bühnenbauten an der Nordküste des Samlandes, die im Unternehmerbetriebe ausgeführt werden, wurde im ersten Baujahre anstatt zwei voneinander getrennter Gerüste ein einziges in großer Breite hergestellt. Auf diesem standen quer zur Längsrichtung der Buhne gegeneinander gekehrt zwei Kunstrammen mit Winden zum Anheben der Bären.

Viel weniger umständlich und kostspielig sind die Rammgerüste, die seitwärts von den zu schlagenden Bühnen stehen. Hierbei ist nur ein Gerüst für eine Ramme erforderlich. Diese Ausführungsart wird augenblicklich bei den im Bau begriffenen Bühnen vor Henkenhagen verwendet und erweist sich als ausgezeichnet. Hier sind auch ganz neuzeitliche Dampfrahmen im Betriebe. Ihr Vorzug besteht darin, daß sie um 360°

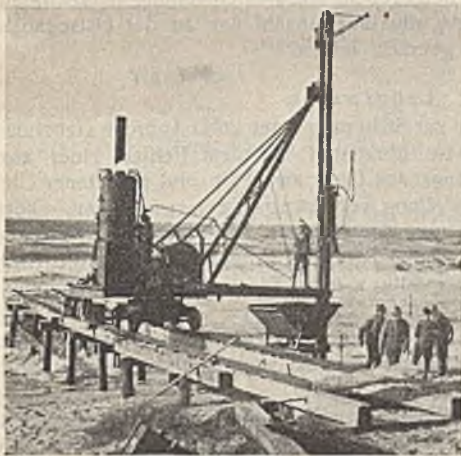


Abb. 56.

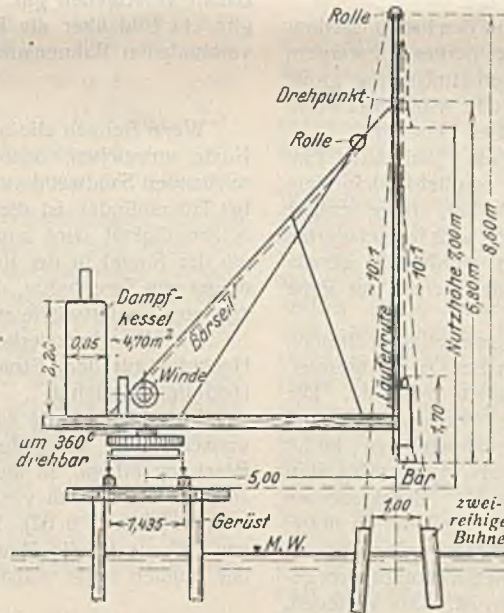


Abb. 58. Einspülen von Bühnenpfählen von der Dampfrahmen aus.



Abb. 57.

Neuzeitliche schwenkbare Dampfrahmen für Bühnenbauten.

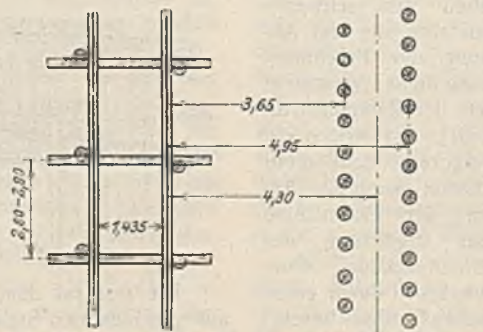


Abb. 55. Rammen einer zweireihigen Buhne.



Abb. 59. Einspülen von Bühnenpfählen ohne Gerüst vom Floß aus.



Abb. 60.

Ungleichmäßiges Setzen der Ausfüllung von zweireihigen Buhnen.



Abb. 61. Verlegen der Betonsteine mittels der Dampftramme.

Auch die Buhnen an der vorpommerschen Küste auf den Inseln Usedom und Wollin sind zum größten Teil mittels Spülbetriebes hergestellt worden. Diese Möglichkeit war mit der Grund für die unverhältnismäßig große Breite von 2 m, die der Buhnenkörper hat. Diese Breite wird aus Zweckmäßigkeitsgründen für die Verwendung des Spülgerätes benötigt.

Wenn die Bodenverhältnisse günstig sind, wird ein Pfahl durch Einspülen sehr rasch in den Boden eingetrieben. Es empfiehlt sich, dem Pfahle, kurz bevor er die entwurfsmäßige Tiefe erreicht hat, einige Schläge mit dem Rammhären zu geben, damit seine Spitze in den noch festgelagerten Grund eindringt. Um das Hochtreiben zu verhindern, werden die gerade eingespülten Pfähle zweckmäßig mittels Zangen an den bereits zur Ruhe gekommenen festgehalten.

Das Einbringen der Faschinen für den Kern der zweireihigen Buhnen wird zweckmäßig von Land aus begonnen und nach See zu fortgesetzt. In dieser Weise wird auf der Baustelle in Henkenhagen verfahren. Die Faschinenpackung muß sofort nach ihrem Einbringen beschwert werden, weil sie sonst aufschwimmt. Das Setzen der Faschinenlagen findet niemals gleichmäßig statt (Abb. 60). Infolgedessen ist es hier und da nötig, Faschinen nachzupacken, wo die Sackung zu stark gewesen ist. Das Verlegen, sowie auch das Wiederanheben der schweren Betonsteine, die zur Abdeckung der Faschinenpackung dienen, geschieht mittels der Rammgerüste (Abbildung. 61). Ist jedoch ein Rammgerüst nicht mehr vorhanden, kann das Anheben der Betonsteine zwecks Ergänzung der Faschinenpackung ohne Schwierigkeit durch einen einfachen Dreibock besorgt werden, der auf die Buhne gestellt wird (Abb. 62).



Abb. 62. Verlegen der Betonsteine mittels Dreibocks ohne Gerüst.

6. Kosten von Buhnenbauten.

Die Kosten der Buhnen hängen von den örtlichen Verhältnissen ab. Die pfahllosen Faschinenbuhnen auf Zingst sind wohl die billigsten. 1 m hiervon kostet nur 33 R.-M. Die zweireihigen Seebuhnen vor der Insel Usedom (Streckelsberg) kosten 100 R.-M., der landseitige Teil etwa 60 R.-M. für 1 m. Die Buhnen in Ostpommern sind erheblich teurer, vor allem bei Verwendung kostspieliger Rammgerüste. Die einreihigen Seebuhnen bei Damkerort und Rügenwaldermünde stellen sich i. M. auf 150 R.-M., die Landbuhnen auf 90 R.-M. für 1 m Länge. Von diesen Sätzen entfällt etwa der vierte Teil auf die Aufwendung für die Rammgerüste. Um diesen Betrag ermäßigt sich der Preis, wenn die Buhnenpfähle eingespült werden können, wie auf der Baustelle westlich der Rega bei Ost-Deep geschehen ist. Der Durchschnittspreis für zweireihige Buhnen beträgt 160 R.-M. für 1 m Länge. Bei dem Buhnenbau vor Henkenhagen verringern sich die Kosten, weil hier gemischter Betrieb, Rammen und Einspülen von Gerüsten aus, stattfindet. Die zweireihige Buhne in See kostet nur 130 R.-M. Der Preis für die einreihige Landbuhne ist der gleiche wie auf den anderen Baustellen und beträgt 90 R.-M. für 1 m.

Die leichten zweireihigen Buhnen beiderseits des Hafens von Warnemünde, die in den Jahren 1889 bis 1915 gebaut sind, haben stückweise 5000 M. gekostet. Hieraus ergibt sich ein Durchschnittspreis von etwa 50 bis 60 M. Friedenswährung für 1 m Länge. Die in den letzten Jahren 1925 und 1926 hergestellten Buhnen der gleichen Bauart vor Müritzt, östlich von Warnemünde, sind erheblich teurer gewesen. 1 lfd. m kostete im Durchschnitt 120 R.-M.

Vergleichsweise stellen sich die kräftigeren Buhnen im Nordseegebiete erheblich kostspieliger. Die gewöhnliche Bauart aus einem Kern von Faschinen, die mit Holzpfählen befestigt werden, und mit einer schweren Steinabdeckung darüber, kosten etwa 750 R.-M. für 1 m. Die auf S. 775 erwähnten Buhnen aus Eisenbetonpfählen haben 470 R.-M. für 1 m Länge gekostet.

Für die Unterhaltung der Ostseebuhnen können gemeinhin im Durchschnitt 3 R.-M. für 1 m Bauwerklänge angesetzt werden. Mithin erfordert eine Buhne in der normalen Gesamtlänge von 110 m an Unterhaltungskosten 330 R.-M. Dieser Satz entspricht etwa 2,5 % des Herstellungspreises, der im Mittel 14 000 R.-M. beträgt.

7. Erfolg von Buhnenanlagen.

Die Wirkung von Buhnenreihen auf die Erhaltung und die Verbreiterung des Strandes ist je nach ihrer zweckmäßigen Anlage und Bauart verschieden gut. Die beigegebene Zusammenstellung (S. 781 oben) gibt ein Bild über die Erfolge, die eine Anzahl von an der Ostseeküste vorhandenen Buhnenanlagen gebracht haben.

C. Längswerke.

Wenn Buhnen allein nicht zur Sicherung einer unter Abbruch stehenden Küste ausreichen, oder wo sie überhaupt bei dem Fehlen einer ausreichenden Sandwanderung längs des Ufers zwecklos sind (Brodter Ufer bei Travemünde), ist die Herstellung von Längswerken geboten. Diese Notwendigkeit wird zumeist nur zum Schutze von Hochufern eintreten, wo der Strand in der Regel schmal ist. Eine Ausnahme bildet die Ufermauer von Sorenbohm, die den völlig von der See fortgespülten Vordünenzug vor der Ortschaft ersetzt.

Die Uferschutzwerke können entweder frei in einiger Entfernung vom Hochufer auf dem Strande stehen, oder sie werden unmittelbar an das Hochufer angelehnt.

Im ersteren Falle sollen sich die vom Hochufer abbrechenden Bodenmassen hinter dem Werke ablagern und allmählich eine neue, flachere Böschung bilden. In dieser Absicht war beispielsweise die Ufermauer bei Jershöft etwa 10 m vor den Fuß des Hochufers auf den Strand gestellt worden (Abb. 15 u. 63). Der Raum hinter dem Werke füllte sich allmählich aus. Heute ist die Mauer inzwischen dank der ausgezeichneten Wirkung der Buhnen sogar vollständig übersandet.

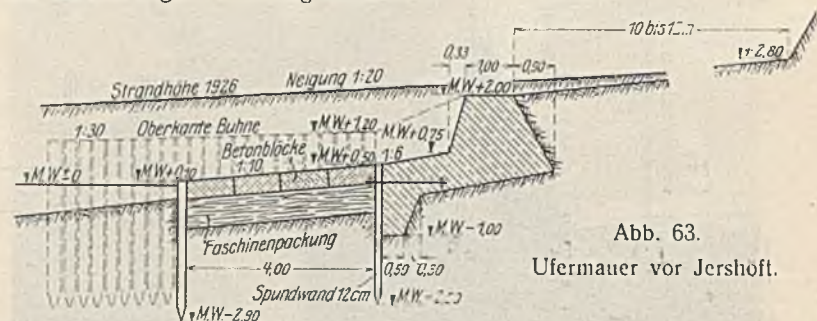


Abb. 63.

Ufermauer vor Jershöft.

Die frei auf dem Strande stehenden Werke sind meistens als Wälle aus geschichteten Steinen ausgebildet und dadurch wasserdurchlässig. Ihr Zweck ist, die Kraft der Wellen zu schwächen, damit diese das dahinterliegende Ufer nicht mehr angreifen können. Der Raum hinter den Wällen

Zusammenstellung der Wirkung verschiedener Bühnenanlagen an der deutschen Ostseeküste.

Lfd. Nr.	Küstenstelle	Anzahl der Bühnen Stück	Strandbreiten			Erreichter Zustand	
			vor	nach	Gewinn	%	fach
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Seebad Gromitz in der Lübecker Bucht (schleswig-holsteinische Ostküste), gebaut 1926	16	15	20	5	133	1,3
2	Müritz, östlich v. Warnemünde (mecklenburgische Küste)	21	18	28	10	156	1,6
3	Am Streckelsberg (Insel Usedom)	109	18	25	7	139	1,4
4	Östlich der Dievenowmündung	50	35	40	5	114	1,1
5	Weststrand von Ost-Deep (westlich von Kolberg)	10	20	34	14	170	1,7
6	Kolberg (Oststrand)	38	30	35	5	117	1,2
7	Henkenhagen (östl. v. Kolberg)	22	22	33	11	150	1,5
8	Ufervorsprung bei Funkenhagen Ostpommern (ältester Teil), Bühne 1 bis 33	33	35	35	± 0	—	± 0
9	Funkenhagen bis Bauerhufen (zweitältester Teil), Bühne 34 bis 154 (ohne 132 bis 137)	115	35	35	± 0	—	± 0
10	Sorenbohm (Teilgruppe)	30	36	27 ¹⁾	± 0	—	± 0
11	Bauerhufen, Lücke Bühne 132 bis 137 (gebaut 1922)	6	18	50	32	278	2,8
12	Bauerhufen, Teilstrecke Bühne 138 bis 154	17	29	31	2	107	1,1
13	Dünendurchbruch bei Damkerort (Westseite), Bühne 1 bis 10	10	27	38	11	141	1,4
14	Lehmufur vor Vitte (gebaut 1874)	28	18	30	12	167	1,7
15	Ufervorsprung bei Jershöft (gebaut 1920 bis 1925)	22	25	47	22	184	1,8
			17 ²⁾	47	30	277	2,8
16	Nordküste des Samlandes (Warnicken bis Rauschen) geplant ausgeführt	60	23	40	17	174	1,7
		6	23	40	17	174	1,7
17	Neukuhren	15	28	28	± 0	—	± 0
18	Cranz	18	10	25	15	200	2,5

¹⁾ Vor der Ufermauer. — ²⁾ 1921 vor der Hauptecke.

wirkt vielfach als Polster für die bei höheren Wasserständen darüber hinweggehenden Wellen. Diese Steinwälle können mit und ohne Einfassung durch Pfahlwände ausgeführt werden, und sie erscheinen vorzugsweise dort, wo passende Steine in genügender Menge vorhanden sind. Solche Werke gibt es z. B. vor Cranz, vor Brüsterort, bei Neufahrwasser, nördlich des Hafens von Saßnitz, bei der Insel Ruden usw.

Wo derartige leichte Werke nicht genügen, sind wasserundurchlässige Strandmauern aus Stein oder Beton aufzuführen. Bei ihrer freistehenden Lage müssen sie, um standsicher zu sein, besonders kräftige Querschnitte erhalten. Die gebräuchlichste Art ist die mit steiler Vorderfläche.

Zweckmäßiger und in der Wirkung erfolgreicher ist jedoch die unmitttelbare Anlehnung der Schutzwerke an das Hochufer. Dabei kann den Werken eher die nach den Erfahrungen günstigste Form gegeben werden. Zugleich besteht die Möglichkeit, die Böschung des Steilhanges in vorteilhafter Weise an das Schutzwerk anzuschließen.

Für diese Anordnung von Uferschutzwerken bietet die große Sicherungsanlage des Streckelsberges westlich von Swinemünde ein geradezu klassisches Beispiel. Diese Anlage besteht aus einem beachtlichen Gemisch von Bauwerken nahezu aller Arten, die zur Deckung eines unter Abbruch stehenden Hochufers in Frage kommen können. Es gibt hier kräftige Ufermauern mit nahezu senkrechter und solche mit leicht gekrümmter Vorderfläche. Daneben befinden sich schräge Deckwerke, die aus Böschungspflaster bestehen, und deren Oberfläche teils ganz glatt, teils rau (Stachelpflaster) ausgebildet ist. Die sehr schwere Sturmflut um die Wende des Jahres 1913/14 hatte gerade diese Küstenstelle besonders stark betroffen. Die Schutzwerke konnten somit ihre Bewährung zeigen. Ein Vergleich der Wirkung dieses gewaltigen Naturereignisses auf die verschiedenen Bauweisen gestattet ein einwandfreies Urteil darüber, welche Art den Vorzug verdient. Im einzelnen war das Ergebnis der Sturmflut folgendes:



Abb. 64. Durch die Sturmflut 1913/14 zerstörtes Deckwerk am Streckelsberge.

Die schrägen Deckwerke hatten am wenigsten dem Angriffe der Wellen standgehalten. Sie waren hinterspült und dann vollständig zerstört worden (Abb. 64).

Die lehrreichste Erscheinung bestand darin, daß ein Stück der einen senkrechten Mauer nach vorn umgekippt und dann in sich zusammengebrochen war. Als Ursache für dieses Versagen ergab sich, daß die Streichwand vor der Mauer durch den starken Sog der Brandungswellen unterspült war. Die Streichwand hatte allerdings nur eine Länge von 2 m und war auch nicht dicht genug (Abb. 65).

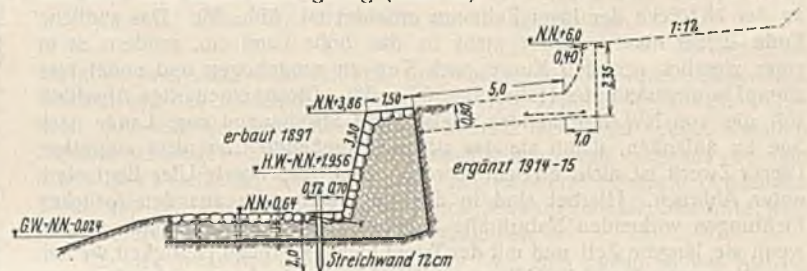


Abb. 65. Querschnitt einer Ufermauer am Streckelsberge.

Am besten hatte sich die Ufermauer mit der leicht gekrümmten Vorderfläche bewährt. Hier an dieser Stelle waren die Wellen glatt über die Mauerkrone hinweggelaufen und hatten den unbefestigten Steilhang angegriffen. An der Mauer selbst und auch vor ihr waren keine Schäden entstanden. Ebenso waren die beiden Flügel der ganzen Anlage umspült worden und dann eingestürzt.

Aus der Art der verschiedenen Beschädigungen konnten für die Wiederinstandsetzungs- und Erneuerungsarbeiten wertvolle Folgerungen gezogen werden.

Die schrägen Deckwerke wurden als unbrauchbar verworfen. Sie eignen sich nur für Uferstrecken, die weniger im Seeangriffe liegen. An Stellen, die so starkem Seegange ausgesetzt sind, wie der Streckelsberg, sind allein kräftige Ufermauern am Platze. Die Form der Mauer mit steiler Vorderfläche hatte sich aber als höchst unvorteilhaft erwiesen. Diese wichtige Feststellung war ein neuer Beweis dafür, daß bei Seeufer-schutzmauern lotrechte Wände unbedingt vermieden werden müssen. Die an das Hochufer sich anlehnenden Schutzwerke liegen in der Regel über Mittelwasser, also meistens trocken. Vor ihnen ist bei höheren Wasserständen und selbst bei Sturmfluten die Wassertiefe verhältnismäßig gering. Solche Werke werden daher bei heftigen Stürmen nicht von schwingenden, sondern von brandenden Wellen, sogen. Übertragungswellen, getroffen, bei denen die Wassermasse mit der Wellengeschwindigkeit gegen das Ufer geworfen wird. Trifft die Wassermasse eine lotrechte feste Wand, dann wird ein Teil von ihr emporgeworfen und fällt danach je nach der Höhe der senkrechten Wand und je nach ihrer Auflösung durch Mischung mit Luft als mehr oder weniger geschlossene Masse wieder nieder. Diese niederstürzende Wassermenge übt auf den Vorgrund vor der lotrechten Wand einen gewaltigen Stoß aus. Ist die Fläche vor dem Mauerfuß nicht befestigt, wird sie ausgekolkt und gefährdet dadurch das Bestehen der Wand bedenklich. Um den Wellenstoß auf eine Ufermauer, und um vor allem die Angriffe des niederfallenden Wassers auf die Grundfläche vor ihrem Fuße zu ermäßigen, muß somit in Beachtung des Naturvorganges die Strandlinie durch eine gekrümmte Vorderfläche der Mauer allmählich in die senkrechte Ebene übergeleitet werden.

Weiter war als notwendig erkannt, den Längswerken eine möglichst glatte Außenfläche und eine schlanke Linienführung zu geben. Jede schroffe Unregelmäßigkeit in der Form ruft Stauchungen im Wasser hervor, die sich alsbald in Auskolkungen des Vorgrundes äußern. Ebenso wie

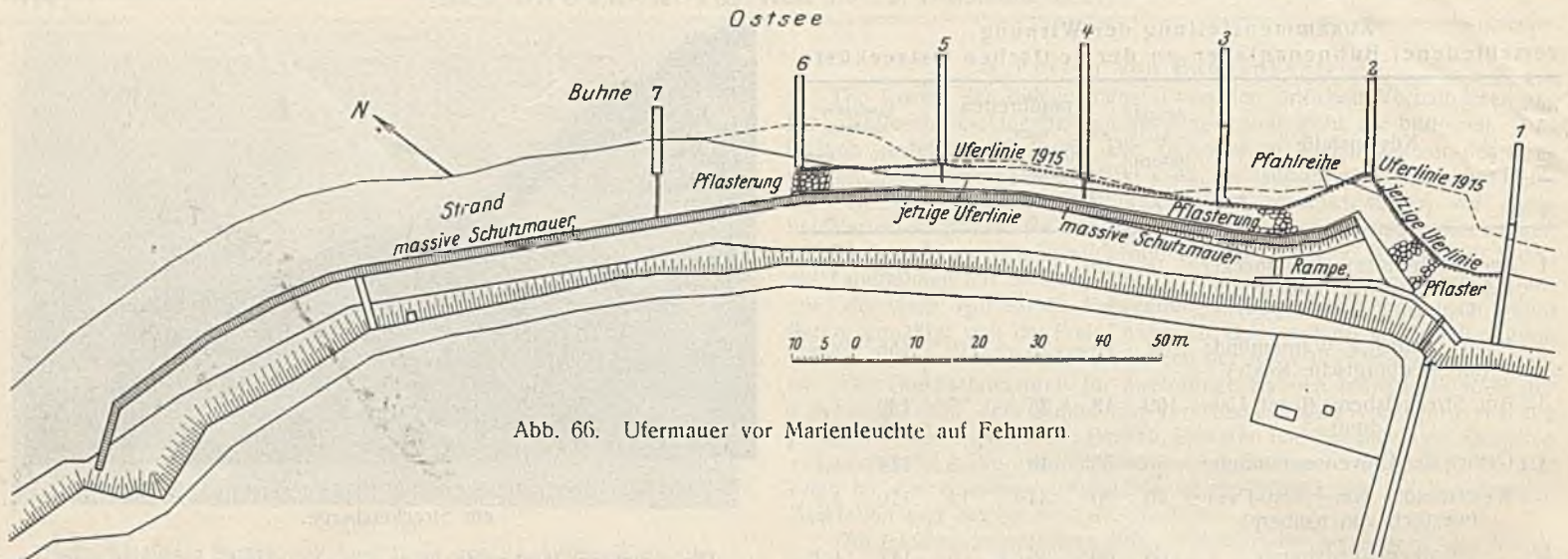


Abb. 66. Ufermauer vor Marienleuchte auf Fehmarn.

eine Gruppe von Bühnen beiderseits über die gefährdete Strecke hinausreichen muß, sollen auch Langswerke an ihren beiden Enden so weit fortgesetzt werden, daß ein guter Übergang zu dem ungeschützten Strande stattfindet. Hier müssen die Werke in das feste Land einbinden, damit die Flügel nicht umspült werden. Das Einbinden geschieht durch sanftes Umbiegen der Endabschlüsse nach rückwärts.

Eine besonders bemerkenswerte Linienführung hat die Ufermauer erhalten, die zum Schutze der Leuchtfeueranlage von Marienleuchte an der NO-Ecke der Insel Fehmarn errichtet ist (Abb. 66). Das südliche Ende dieser Mauer bindet nicht in das hohe Land ein, sondern ist in einer ziemlich scharfen Kurve nach See zu umgebogen und endet hier stumpf in unveränderter Höhe (Abb. 67 u. 68). Dieser eigenartige Abschluß soll die von NW kommenden Wellen und Strömungen vom Lande nach See zu ablenken, damit sie das sich anschließende Ufer nicht angreifen. Dieser Zweck ist nicht erreicht worden. Das benachbarte Ufer liegt stark unter Abbruch. Hierbei sind in der Hauptsache die aus den östlichen Richtungen wirkenden Naturkräfte beteiligt. Alle östlichen Winde stauen, wenn sie längere Zeit und mit der ihnen eigenen großen Heftigkeit wehen, den Wasserstand an den Ufern verhältnismäßig hoch an und rufen auch starken Seegang hervor. Die von ihnen erzeugten Wellen laufen unmittelbar hinter das umgebogene Ostende der Mauer, umspülen dieses und greifen das Ufer an, das dadurch ständig zurückging. Zur Verhütung weiterer Schäden ist die offene Lücke zwischen Mauer und Ufer durch Herstellung

einer massiven Rampe gesichert worden. Außerdem wurden einige Bühnen angelegt. Die gleiche Maßnahme erwies sich weiter als nötig noch eine Strecke vor der Mauer, da die Strömungen hier den ohnehin schmal gewordenen Strand ganz weggespült hatten.

Dieser Abschluß einer Uferschutzmauer mit seawärts gebogenem Ende ist unvorteilhaft und empfiehlt sich nicht zur Nachahmung.

Der kräftige Querschnitt der Mauer ist in Abb. 69 dargestellt. Obwohl die Oberkante der Mauer auf 5 m über MW liegt, schlagen doch starke östliche Wellen bei höheren Wasserständen noch über die Krone hinüber, eine Folge der nahezu senkrechten Vorderfläche der Mauer.

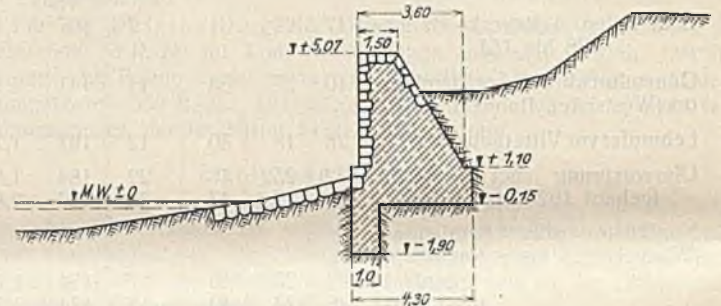


Abb. 69. Ufermauer vor Marienleuchte auf Fehmarn.

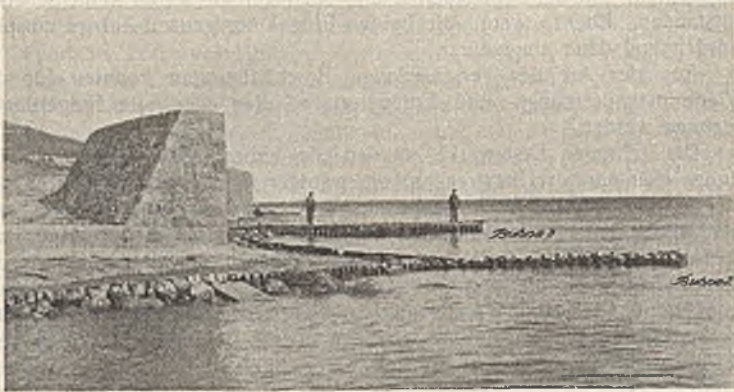


Abb. 67.



Abb. 68.

Uferschutzmauer vor Marienleuchte auf Fehmarn.

Außer den obengenannten Mängeln hatte sich auch die Höhe der Uferschutzwerke am Streckelsberge, die mit ihrer Oberkante nur 4 m über MW lagen, als zu gering erwiesen. Die Wellen waren überall über sie hinweggegangen und hatten die Böschung des Berges stark zum Abrutschen gebracht.

Die völlig eingesandete Ufermauer vor Jershöft hatte sogar nur 2 m Höhe über MW. Ebenso ist die oben erwähnte Ufermauer vor Sorenbohm mit der Höhe ihrer Krone von 3,50 m über MW noch zu niedrig angelegt. Bei höheren Wasserständen schlugen die starken Wellen über die Mauer hinweg. Es war deshalb nötig, zum Schutze eines dicht hinter der Mauer befindlichen, tiefgelegenen Grundstückes auf über 200 m Länge in einer Entfernung von 5 m von der Ufermauer eine kleine Abschlußmauer von 1 m Höhe zu errichten (Abb. 70).

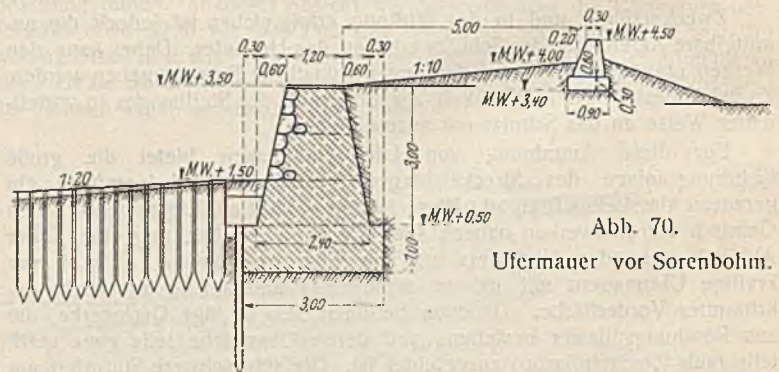


Abb. 70.

Ufermauer vor Sorenbohm.

Schon früher war auf den Nordsee-Inseln Borkum und Wangeroog ein Mauerquerschnitt zur Ausführung gekommen, der sich nach den mehrjährigen Beobachtungen außerordentlich gut bewährt. Der große Vorteil dieser Form besteht darin, daß die gegen die Mauer geworfenen Wellen durch die gekrümmte Vorderfläche bis auf die mit etwas Anlauf versehene

Abdeckung des Hinterfüllungsbodens der Mauer geleitet werden. Sowohl durch dieses stufenweise Auflaufen als auch durch das Wiederrückströmen des Wassers wird die Kraft der Wellen allmählich aufgezehrt. Damit höherauflaufende Wellen nicht das hohe Ufer über der Mauer angreifen können, ist hinter die mit ganz glatter Oberfläche versehene Abdeckung noch eine kleine Mauer gestellt worden, die gleichfalls eine gebogene Vorderfläche hat.

Im Flußbau-Laboratorium der Technischen Hochschule zu Dresden sind seiner Zeit von Hubert Engels sorgfältige „Versuche über die Querschnittsformen paralleler Seeuferwerke“ angestellt worden. Ihr Schlußergebnis war, daß sie in völliger Übereinstimmung mit der Wirklichkeit die unbedingte Zweckmäßigkeit der Form dieser auf Borkum und Wangeroog gebauten Uferwerke dargetan haben.

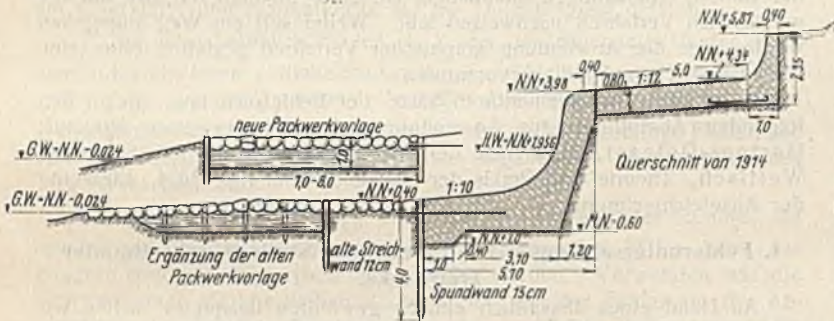


Abb. 71. Neuer Querschnitt für die Ufermauern am Streckelsberge.

Nach diesem Vorbilde ist sodann ein Querschnitt entworfen und am Streckelsberge ausgeführt worden, wie er für das Ostseegebiet am geeignetsten erscheint (Abb. 71). Die Vorderfläche der Mauer hat sogar S-förmige Krümmung erhalten, um das Auflaufen der Wellen noch mehr zu erleichtern. Die kleine Abschlußmauer ist auf 6 m über MW gelegt. Diese Höhenlage dürfte für das Ostseegebiet vollständig genügen. Die Spundwand vor der Ufermauer ist auf 4 m verlängert worden. Besondere Sorgfalt wurde auf die Befestigung der vor der Spundwand liegenden Fläche verwendet. Bei Seeuferbauten ist grundsätzlich darauf zu achten, daß nicht nur das Auflaufen des Wassers erschwert, sondern vor allem die Mächtigkeit und Geschwindigkeit des Rückstromes vermindert wird. Beide Erscheinungen wirken auf den Vordergrund der Werke und sind bestrebt, ihn auszukolken. Diese Erkenntnis führte dazu, den Fuß der Mauer kräftig zu sichern. Zu dem Zwecke ist vor der Spundwand mit etwas Neigung eine starke und breite Faschinenpackung angeordnet, die teils durch schwere Bruch-, teils durch Betonsteine beschwert wird. Je breiter diese Vorlage ist, desto größeren Schutz erhält die Mauer. Der Packwerkvorlage ist daher eine Breite von 7 bis 8 m gegeben worden. Von ihrem festen Bestande und ihrer guten Wirkung hängt in erster Linie die Standsicherheit der Ufermauer ab.

In Anlehnung an diesen neuen Querschnitt sind dann weiter die bei der Sturmflut 1913/14 unversehrt gebliebenen Mauerstrecken durch Ausbau der Packwerkvorlage vor ihnen, sowie durch kräftige Abdeckung der Hinterfüllung und Errichtung einer kleinen Abschlußmauer ergänzt worden (Abb. 65 bis 71).

Auch die Ufermauern vor dem Badeorte Travemünde (Abb. 72), sowie vor den großherzoglichen Villen in Heiligendamm (Abb. 73) haben eine gekrümmte Vorderfläche erhalten. Bei der letzteren Mauer geht die Krümmung der Vorderfläche nach oben zu in eine senkrechte Linie über, die sich bis auf nahezu 7 m über MW hinaufzieht. Das hohe Ufer hinter beiden Mauern ist in geschickter Weise zu breiten und bequemen Wandelwegen ausgebildet worden.

Nachtrag zur Einleitung S. 763.

Inzwischen hat sich vor kurzem das gewaltige Naturschauspiel einer höheren Sturmflut mit allen ihren Begleiterscheinungen im deutschen Nordseegebiete bereits nach Ablauf eines Jahres wiederholt. In der letzten Oktoberwoche 1927 wehten sehr heftige Winde aus SW bis W. Am 29. Oktober 1927 erreichten sie die gleiche Sturmstärke wie

Anfang Oktober des Jahres 1926. Auch diesmal war die Anstauung der aufgewühlten Wassermassen gegen die Seeufer von derselben Höhe. Ebenso wurde die Flutwelle wiederum gleich hoch und weit in die Küstenflüsse hineingetrieben. Die Heftigkeit dieser Stürme hielt jedoch

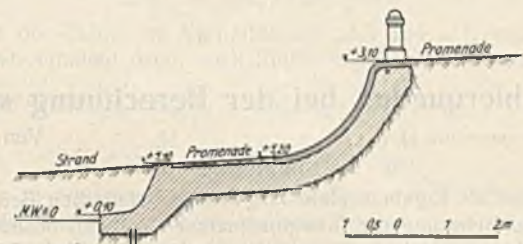


Abb. 72. Ufermauer vor Travemünde.

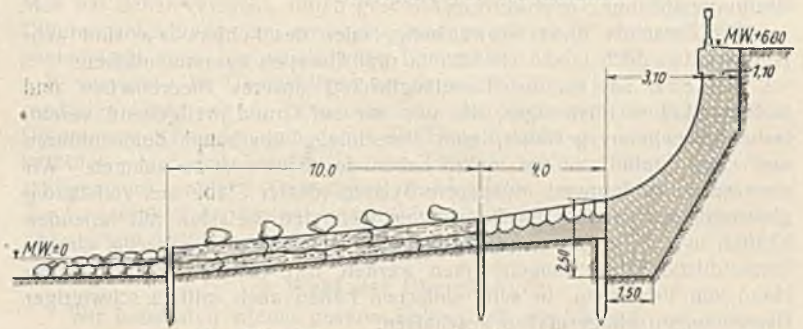


Abb. 73. Ufermauer vor Heiligendamm.

nicht so lange an, wie während der vorjährigen Sturmflut. Schon am Nachmittag des 29. Oktober ließ sie plötzlich auffällig nach. Die Folge war, daß auch der hohe Wasserstand überall recht bald wieder abnahm. Diesem günstigen Umstande ist zuzuschreiben, daß nirgends an den Ufern des Festlandes und der Inseln nennenswerte Schäden entstanden sind, und daß überhaupt die allgemeine Wirkung dieser Sturmflut weit hinter derjenigen des vorigen Jahres geblieben ist.

An der deutschen Ostseeküste war das Bild genau so wie Anfang Oktober 1926. Stürme aus dem südwestlichen Quadranten sind in der Regel ungefährlich. In der Tat ist der SW-Sturm am 29. Oktober 1927 für das südliche Ostseegebiet so gut wie bedeutungslos gewesen. Dagegen hatten die starken Oststürme, die vom 18. bis 24. November 1927 in der Ostsee wüteten, recht sichtbare Wirkungen, namentlich für den westlichen Teil. Hier warfen sie das Wasser mit großer Gewalt gegen die Ufer, so daß es hoch auflief, und drängten es weiter tief in die verschiedenen Buchten und Förden hinein. Auf diese Weise stieg der Wasserstand stellenweise bis 1,5 m über MW an. Dennoch haben diese mehrtägigen Stürme keine wesentlichen Beschädigungen angerichtet. Die Erklärung dafür liegt darin, daß die Stürme mehr aus SO kamen. Hätten sie in der gleichen Stärke und Dauer aus NO bis N geweht, so wäre ihre Wirkung wahrscheinlich gefährlicher gewesen.

IV. Schlußwort.

Aus den vorstehenden Ausführungen geht hervor, welche großen Verschiedenheiten in der allgemeinen Anordnung und in der Bauweise von künstlichen Seeuferschutzwerken bestehen. Selbstverständlich sind die Küstenverhältnisse im Ostseegebiete nicht überall gleich. Daher läßt sich eine strenge Normung für die in Frage kommenden Bauwerke, Bühnen und Längswerke, nicht durchführen. Immerhin gibt es doch Uferstrecken, die unter denselben natürlichen Bedingungen stehen und die in ihrer Lage und in ihrem Verhalten gegenüber dem Einflusse der von der See her wirkenden maßgebenden Bewegungskräfte mehr oder weniger übereinstimmen. Hier erscheint es möglich, etwas mehr Einheitlichkeit bei der Ausführung solcher zum Schutze der Küste bestimmter Bauten zu beobachten. Die weiteren Erfahrungen mit den vorhandenen Werken werden kaum Anlaß geben, ihre Anlage und Gestaltung wesentlich zu ändern.

Fehlerquellen bei der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke und ihre Umgehung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Franz Faltus, Pilsen.

Einleitung.

Wenn wir als Ergebnis einer langwierigen statischen Berechnung für eine gewisse Belastung die Inanspruchnahme in einem bestimmten Tragwerkteil mit $\sigma = 874 \text{ kg/cm}^2$ ausweisen, so stellt diese Zahl nur eine mehr oder minder gute Annäherung an die Wirklichkeit dar. Die wirklich auftretende Spannung Δ wird um einen gewissen Betrag $\Delta\sigma$ von der Rechnungsspannung σ abweichen.

Die Ursachen dieser Abweichung, oder des Fehlers $\Delta\sigma$ sind sehr mannigfaltig, doch lassen sie sich in drei Gruppen zusammenfassen:

Erstens ist es die Unzulänglichkeit unseres theoretischen und mathematischen Rüstzeuges, die uns nur auf Grund weitgehend vereinfachter Annahmen gestattet, eine Berechnung überhaupt durchzuführen und einen Einblick in das innere Leben des Bauwerks zu nehmen. Wir ersetzen unser Bauwerk durch ein System idealer Stäbe aus vollständig gleichartigem Baustoff mit konstantem Dehnmaß, belasten mit ruhenden Kräften usw. Die daraus entspringenden Fehler müssen zunächst als unvermeidliche Fehler hingenommen werden, ihre Größe läßt sich nur an Hand von Versuchen, in sehr einfachen Fällen auch mittels schwieriger Berechnungen einigermaßen abschätzen.

Zweitens begehen wir bewußt Fehler, wenn wir trotz besserer theoretischer Einsicht zur Abkürzung des Rechnungsganges weitere Vereinfachungen an unserem Tragwerk-„Rechenbild“ vornehmen. Denken wir nur an die Annahme reibungsloser Gelenke bei Fachwerken an Stelle starrer Knotenpunkte, an die Annahme vollständiger Einspannung gewölbter Brücken in ihre Widerlager. Hierher gehören auch die Vereinfachungen in bezug auf die Verhältnisse der Stabquerschnitte oder den Verlauf der Trägheitsmomente, die bei Berechnung statisch unbestimmter Bauwerke eingeführt werden, statt mit den wirklich vorhandenen Unregelmäßigkeiten (Verstärkungen, Vouten, „mittleres Trägheitsmoment“) zu rechnen, und schließlich auch die Vernachlässigung des Einflusses der Normalkräfte und Querkräfte auf die Verformung biegeungssteifer Träger. Eine vergleichende genaue Rechnung, die nur für typische Fälle durchgeführt werden muß und die in ihrem Ergebnis verallgemeinert werden kann, gibt uns Aufschluß über Größe und Sinn (spannungsvergrößernd oder -vermindernd) des Fehlers und hiermit auch über die Zulässigkeit der gemachten Vereinfachungen, wobei natürlich die erzielte Rechengenauigkeit gegen die Ersparnis an Rechenarbeit abgewogen werden muß. Werden solche Untersuchungen nicht angestellt, so erhält man oft Rechenfehler von unerwünschter Größe, oder erzwingt, was vielleicht das kleinere Übel ist, mit großem Rechenaufwand bei genauer Rechnung ein Ergebnis, das mit wesentlich weniger Mühe mit genügender Genauigkeit hätte erhalten werden können.¹⁾

Eine dritte Art von Fehlern entspringt der Ungenauigkeit der Rechenmittel. Wir führen alle Rechnungen abgekürzt, d. h. wir begnügen uns in der ziffernmäßigen Darstellung mit einer beschränkten Anzahl geltender Ziffern. Alle zeichnerischen Verfahren (Konstruktion von Momentenlinien mittels Kraft- und Seileck, Kräfteplan nach Cremona, Verschiebungsplan nach Williot) haben eine beschränkte Genauigkeit. In einem andern Sinne gehören zu dieser Gruppe von Fehlern auch jene, die von der Abweichung der Ausführung von der Planung bezüglich Abmessung und Formgebung herrühren. Die Fehler der dritten Gruppe sind ihrem Vorzeichen nach unbestimmt, denn es ist gleich wahrscheinlich, daß die Ordinaten einer gezeichneten Momentenlinie größer oder kleiner sind, als dem theoretisch richtigen Wert entsprechen würde.

Nachstehende Arbeit soll sich nur mit dem formalen, das ist praktisch rechnerischen Teil befassen, also mit den Fehlern der Gruppen 2 und 3, ohne die theoretischen Grundlagen zu streifen.

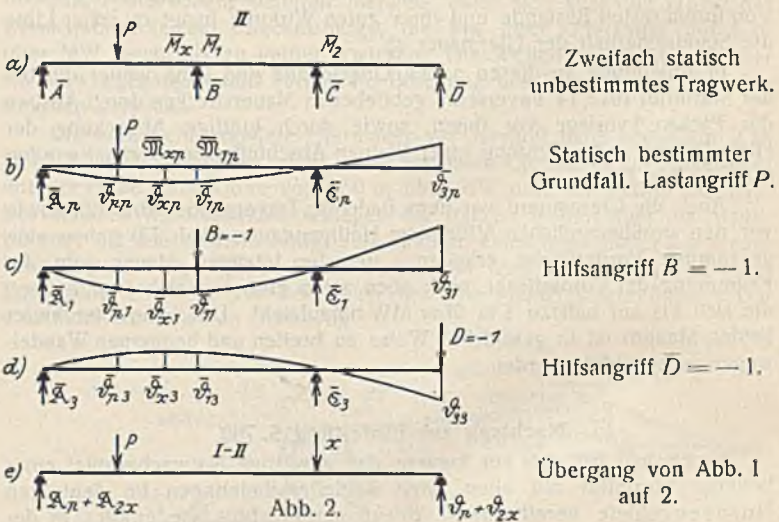
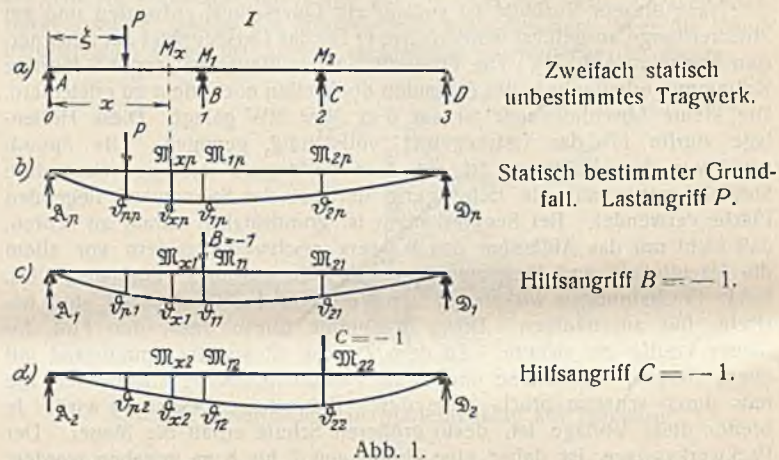
Die zahlenmäßige Durchrechnung statisch unbestimmter Tragwerke zeigt oft die Notwendigkeit, die Zwischenrechnungen (das ist die Bestimmung der Biegelinien usw.) mit sehr großer Genauigkeit durchzuführen, um ein annehmbares Ergebnis zu erhalten und scheinbar auch die Abhängigkeit der Genauigkeit des Ergebnisses von der Wahl des statisch bestimmten Grundfalles. Eines führt zur Vermeidung graphischer Verfahren, die zwar ungenau, aber dafür sehr anschaulich und übersichtlich zum Ziele führen, das andere zur Wahl besonderer Rechnungsverfahren mit Bestimmung der Unbekannten aus je einer Gleichung, um unnötige Differenzbildungen zu ersparen.²⁾

Es soll gezeigt werden, daß bei durchweg rechnerischer Lösung der statischen Berechnung die Genauigkeit des Endergebnisses von der Wahl der statisch Überzähligen unabhängig ist, eine Abhängigkeit sich nur bei graphischen Verfahren nachweisen läßt. Weiter soll ein Weg angegeben werden, der die Anwendung graphischer Verfahren gestattet, ohne eine Einbuße an Genauigkeit hervorzurufen.

Hinsichtlich der elementaren Sätze der Fehlerrechnung, die in den folgenden Abschnitten zur Anwendung gelangen, verweisen wir auf: Hartner-Doležal, Handbuch der niederen Geodäsie, und Siegmund Wellisch, Theorie und Praxis der Ausgleichrechnung, Bd. I, Elemente der Ausgleichrechnung.

1. Fehleruntersuchungen bei Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke.

An Hand eines absichtlich einfach gewählten Beispiels wollen wir einige grundlegende Fragen aufrollen. Den in Abb. 1a, b, c u. d dargestellten Balken auf vier Stützen wollen wir aber nur als Vertreter eines zweifach statisch unbestimmten Tragwerkes betrachten, denn unsere Ab-



leitungen sollen allgemeinen Wert behalten. Gegeben sind uns die Längen- und Querschnittsabmessungen des Trägers, die Belastung P (an Stelle eines beliebigen Lastfalles). Wir bilden zunächst das statisch bestimmte Grundsystem durch Entfernen der Stützen B und C; von dem so entstandenen Balken auf zwei Stützen berechnen wir die Biegelinien für die Belastung mit P, B = -1, C = -1. Unter Vernachlässigung der Wirkung von Querkräften erhalten wir

$$\delta_{1p} = \int_0^l \frac{M_p M_1}{EJ} \cdot dx.$$

Dieses Integral kann verschieden berechnet werden; entweder unmittelbar (bei konstantem J oder analytisch definiertem Trägheitsmomentenverlauf),

1) Dr. Friedr. Hartmann, Statisch unbestimmte Systeme, 2. Aufl., S. 115. Berlin 1922. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
2) Müller-Breslau, Graphische Statik.

oder, nach Mohr, als Moment an der Stelle 1, hervorgerufen durch die Belastung

$$q_x = \frac{\mathfrak{M}_{xp}}{E J_x}$$

Die Auswertung kann hierbei graphisch (Zeichnung von Momentenlinien mit Hilfe von Kraft- und Seileck) oder rechnerisch mit Zuhilfenahme der Simpsonformel als Integralbehelf geschehen. Wir erhalten in jedem Falle das δ_{1p} als eine mit Fehlern behaftete Größe. Der Fehler \mathcal{J}_{1p} setzt sich aus folgenden drei Elementarfehlern zusammen:

1. aus dem Fehler \mathcal{J}_{1p}' , der durch Vernachlässigung der Einflüsse der Querkräfte und Normalkräfte auf die Durchbiegung entsteht.

2. aus dem partiellen Fehler \mathcal{J}_{1p}'' , der der Ungenauigkeit der unter dem Integralzeichen enthaltenen Größen E, J, \mathfrak{M} entspringt. Diese Fehler, $\mathcal{J}E, \mathcal{J}J, \mathcal{J}\mathfrak{M}$, sind entweder bewußte Abweichungen der Rechnungsgrundlagen vom wirklichen Trägerbilde, oder es sind zufällige Fehler, die von der beschränkten Genauigkeit der Angabe der Abmessungen des Tragwerkes herrühren.

3. aus dem Teilfehler \mathcal{J}_{1p}''' , der bei der Bildung der Summe, die das Integral vorstellt, entsteht. Nur in vereinzelt Fällen kann das Integral streng mathematisch ausgewertet werden. Verwenden wir die Simpsonformel als Integralbehelf, so ergibt sich der Fehler aus der Abweichung der Ersatzparabelstücke von der wirklichen Begrenzungskurve unserer zu integrierenden Fläche. Wird δ_{1p} mit Hilfe eines Seil- und Krafteckes graphisch als Momentenlinie bestimmt, dann ist die Abweichung in der allgemeinen Zeichengenauigkeit zu suchen. (Würde es sich um die Berechnung eines Fachwerkes handeln, so wäre eine entsprechende Betrachtung für $\Sigma \frac{\mathfrak{E}_p \mathfrak{E}_1 s}{EF}$ bzw. Williotpläne zu treffen.)

Der Gesamtfehler in \mathcal{J}_{1p} setzt sich nun aus den drei Fehlergruppen zusammen, und zwar entweder als algebraische Summe der Teilfehler, oder, wenn die Teilfehler $m s$ sämtlich unbestimmtes Vorzeichen haben, aus $\mathcal{J}_{1p} = \pm \sqrt{\Sigma \mathcal{J}_i^2}$ oder, wenn Fehler verschiedener Gattung auftreten, als Summe beider (\mathcal{J}_{1p} erscheint dann als aus zwei Teilen bestehend, aus einem Teil mit bekanntem Vorzeichen und einem Teil mit unbestimmtem Vorzeichen).

In ähnlicher Weise ermitteln wir nun

$$\begin{array}{l} \delta_{2p} \text{ und } \mathcal{J}_{2p} \\ \text{bzw. } \delta_{11} \text{ und } \mathcal{J}_{11} \\ \delta_{12} \text{ und } \mathcal{J}_{12} \\ \delta_{22} \text{ und } \mathcal{J}_{22} \end{array}$$

Für die Berechnung der Überzähligen erhalten wir folgende Gleichungen:

$$(1) \quad \begin{cases} B \delta_{11} + C \delta_{12} = \delta_{1p} \\ B \delta_{12} + C \delta_{22} = \delta_{2p} \end{cases}$$

und hieraus

$$(1a) \quad \begin{cases} B = \frac{\delta_{1p} \delta_{22} - \delta_{2p} \delta_{12}}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2} = \frac{Z_B}{N} \\ C = \frac{\delta_{2p} \delta_{11} - \delta_{1p} \delta_{12}}{\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2} = \frac{Z_C}{N} \end{cases}$$

Die Größen B und C sind nun wieder mit Fehlern $\mathcal{J}B$ und $\mathcal{J}C$ behaftet, die sie sich folgt berechnen lassen:

$$(2) \quad \begin{cases} \mathcal{J}N = \mathcal{J}_{11} \delta_{22} + \mathcal{J}_{22} \delta_{11} - 2 \mathcal{J}_{12} \delta_{12} \\ \mathcal{J}Z_B = \mathcal{J}_{1p} \delta_{22} - \mathcal{J}_{2p} \delta_{12} + \mathcal{J}_{22} \delta_{1p} - \mathcal{J}_{12} \delta_{2p} \\ \mathcal{J}Z_C = \mathcal{J}_{2p} \delta_{11} - \mathcal{J}_{1p} \delta_{12} + \mathcal{J}_{11} \delta_{2p} - \mathcal{J}_{12} \delta_{1p} \end{cases}$$

Hieraus erhalten wir

$$(3) \quad \begin{cases} \mathcal{J}B = \frac{\mathcal{J}Z_B}{N} - B \frac{\mathcal{J}N}{N}; & \mathcal{J}B = \frac{\mathcal{J}Z_B}{Z_B} - \frac{\mathcal{J}N}{N} \\ \mathcal{J}C = \frac{\mathcal{J}Z_C}{N} - C \frac{\mathcal{J}N}{N}; & \mathcal{J}C = \frac{\mathcal{J}Z_C}{Z_C} - \frac{\mathcal{J}N}{N} \end{cases}$$

Die Gl. 2 u. 3 wurden unter der Voraussetzung angeschrieben, daß sämtliche Fehler bestimmtes Vorzeichen tragen. Hätten die einzelnen Fehler unbestimmtes Vorzeichen, so wären entsprechend die Wurzeln aus der Summe der Quadrate der Teilfehler zu bilden.

Maßgebend für die Genauigkeit einer statischen Berechnung ist aber nicht die Genauigkeit, mit der die Überzähligen bestimmt wurden, sondern die Genauigkeit, mit der sich die Spannungen im Tragwerk ermitteln lassen. Es ist nun

$$M_x = \mathfrak{M}_{px} - B \mathfrak{M}_{1x} - C \mathfrak{M}_{2x}$$

und hieraus

$$\mathcal{J}M = \mathcal{J}\mathfrak{M}_p - \mathcal{J}B \mathfrak{M}_1 - \mathcal{J}C \mathfrak{M}_2 - B \mathcal{J}\mathfrak{M}_1 - C \mathcal{J}\mathfrak{M}_2$$

$\mathfrak{M}_p, \mathfrak{M}_1$ und \mathfrak{M}_2 sind Momente des statisch bestimmten Grundfalles, also leicht mit großer Genauigkeit zu erhalten. Wir können daher

$$\mathcal{J}\mathfrak{M}_p = \mathcal{J}\mathfrak{M}_1 = \mathcal{J}\mathfrak{M}_2 = 0$$

setzen, weil der Fehler im Verhältnis zu $\mathcal{J}B$ und $\mathcal{J}C$ verschwindend klein ist. Wir erhalten dann, nach Einführung der Werte aus Gl. 2 u. 3

$$(4) \quad \mathcal{J}M = -\frac{1}{N} (\mathcal{J}Z_B \mathfrak{M}_1 + \mathcal{J}Z_C \mathfrak{M}_2 - \mathcal{J}N (B \mathfrak{M}_1 + C \mathfrak{M}_2))$$

$$\sigma = \frac{M}{W} \text{ und aus } \mathcal{J}\sigma = \frac{\mathcal{J}M}{W}$$

läßt sich der zu erwartende Fehler in der Spannung berechnen.

Mit kritischem Blick geführte statische Berechnungen zeigen oft, daß zur Erzielung einer gewissen Genauigkeit im Endergebnis eine große Schärfe der Berechnung der Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen notwendig ist, da diese in Zähler und Nenner als Differenzen erscheinen.³⁾ Man hat daher versucht, durch geschickte Wahl der Überzähligen, diese Differenzenbildungen zu vermeiden und so mit einer kleineren Rechengenauigkeit doch ein verlässliches Endergebnis zu erhalten. Man hat z. B. versucht, die Überzähligen so zu wählen, daß jede aus einer gesonderten Gleichung zu berechnen ist. Hierdurch wird die Bildung von Differenzen vermieden und damit die Hauptursache der Ungenauigkeiten beseitigt. Man hat hierdurch ohne Zweifel die Berechnung der Überzähligen mit größerer Genauigkeit durchgeführt; wie es sich aber mit der Genauigkeit der Spannungsermittlung verhält, soll im nachstehenden Absatze mit Hilfe der Fehlerrechnung untersucht werden.

2. Wahl der Überzähligen.

Wir betrachten wieder unseren Balken auf vier Stützen, nun aber mit anders gewähltem Grundsystem. Wir wollen statt C jetzt D als statisch unbestimmte Größe einführen (Abb. 2a, b, c, u. d). Zur Unterscheidung der beiden Fälle wollen wir alle Bezeichnungen mit einem Querstrich versehen, auch wenn die Größen in beiden Fällen dasselbe bedeuten.

Die Berechnung geschieht ähnlich wie vorhin, und wir erhalten die, den Gl. 1, 2, 3 u. 4 entsprechenden Gleichungen:

$$(5) \quad \begin{cases} B \delta_{11} + D \delta_{13} = \delta_{p1} \\ B \delta_{13} + D \delta_{33} = \delta_{p3} \end{cases}$$

$$(6) \quad \begin{cases} B = \frac{\delta_{p1} \delta_{33} - \delta_{p3} \delta_{13}}{\delta_{11} \delta_{33} - \delta_{13}^2} = \frac{Z_B}{N} \\ D = \frac{\delta_{p3} \delta_{11} - \delta_{p1} \delta_{13}}{\delta_{11} \delta_{33} - \delta_{13}^2} = \frac{Z_D}{N} \end{cases}$$

$$(7) \quad \begin{cases} \mathcal{J}N = \mathcal{J}_{11} \delta_{33} + \mathcal{J}_{33} \delta_{11} - 2 \mathcal{J}_{13} \delta_{13} \\ \mathcal{J}Z_B = \mathcal{J}_{p1} \delta_{33} - \mathcal{J}_{p3} \delta_{13} + \mathcal{J}_{33} \delta_{p1} - \mathcal{J}_{13} \delta_{p3} \\ \mathcal{J}Z_D = \mathcal{J}_{p3} \delta_{11} - \mathcal{J}_{p1} \delta_{13} + \mathcal{J}_{11} \delta_{p3} - \mathcal{J}_{13} \delta_{p1} \end{cases}$$

$$(8) \quad \begin{cases} \mathcal{J}B = \frac{\mathcal{J}Z_B}{N} - B \frac{\mathcal{J}N}{N}; & \mathcal{J}B = \frac{\mathcal{J}Z_B}{Z_B} - \frac{\mathcal{J}N}{N} \\ \mathcal{J}D = \frac{\mathcal{J}Z_D}{N} - D \frac{\mathcal{J}N}{N}; & \mathcal{J}D = \frac{\mathcal{J}Z_D}{Z_D} - \frac{\mathcal{J}N}{N} \end{cases}$$

$$M = \mathfrak{M}_p - B \mathfrak{M}_1 - D \mathfrak{M}_3$$

$$(9) \quad \mathcal{J}M = -\frac{1}{N} \{ \mathcal{J}Z_B \mathfrak{M}_1 + \mathcal{J}Z_D \mathfrak{M}_3 - \mathcal{J}N (B \mathfrak{M}_1 + D \mathfrak{M}_3) \}$$

Um nun zu einem Vergleiche zwischen beiden Berechnungsarten zu gelangen, werden nun in Gl. 5 bis 9 alle querstrichen Größen durch ungestrichene ersetzt. Um z. B. C_p durch Größen ohne Querstrich auszudrücken, denken wir uns den Balken I (Abb. 2e) im Punkte 2 mit einer Kraft X belastet. Wir erhalten dann den Auflagerdruck in 3, der dem Falle II entsprechend gleich Null sein muß:

$$\vartheta = \vartheta_p + X \vartheta_3 = 0.$$

Wir erhalten daraus

$$(10) \quad C_p = X = -\frac{\vartheta_1}{\vartheta_2}$$

Durch ähnliche Überlegung erhalten wir die übrigen Zusammenhänge der Gleichungsgruppe 10:

$$(10) \quad \begin{cases} C_1 = -\frac{\vartheta_1}{\vartheta_2} & \mathfrak{M}_p = \mathfrak{M}_p - \mathfrak{M}_2 \cdot \frac{\vartheta_p}{\vartheta_2} \\ C_2 = 1 & \mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_2 \cdot \frac{\vartheta_1}{\vartheta_2} \\ C_3 = -\frac{1}{\vartheta_3} & \mathfrak{M}_2 = 0 \\ & \mathfrak{M}_3 = -\mathfrak{M}_2 \cdot \frac{1}{\vartheta_2} \end{cases}$$

³⁾ Müller-Breslau, Graphische Statik. F. Hartmann, Statisch unbestimmte Systeme, 2. Aufl., S. 63.

Auch die quergestrichenen Biegegrößen und deren Fehler können durch entsprechende ungestrichene ausgedrückt werden. Es ist

$$\delta_{1p} = \int_0^l \frac{1}{EJ} \cdot \mathfrak{M}_p \mathfrak{M}_1 dx.$$

Wir ersetzen hierin die gestrichenen Größen durch ungestrichene und erhalten

$$\begin{aligned} \delta_{1p} &= \int_0^l \left(\mathfrak{M}_p - \mathfrak{M}_2 \cdot \frac{\partial p}{\partial 2} \right) \left(\mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_2 \cdot \frac{\partial 1}{\partial 2} \right) \frac{dx}{EJ} \\ &= \int_0^l \left[\mathfrak{M}_p \mathfrak{M}_1 - \frac{\partial p}{\partial 2} \cdot \mathfrak{M}_2 \mathfrak{M}_1 - \frac{\partial 1}{\partial 2} \cdot \mathfrak{M}_2 \mathfrak{M}_p + \frac{\partial 1 \partial p}{\partial 2^2} \cdot \mathfrak{M}_2^2 \right] \frac{dx}{EJ}. \end{aligned}$$

Die Teilintegrale stellen nun Verschiebungen δ ohne Querstrich dar. Wir erhalten also

$$(11) \quad \delta_{p_1} = \delta_{p_1} - \frac{\partial p}{\partial 2} \cdot \delta_{12} - \frac{\partial 1}{\partial 2} \cdot \delta_{p_2} + \frac{\partial 1 \partial p}{\partial 2^2} \cdot \delta_{22}.$$

Nach dieser Gleichung können wir auch den Fehler in δ_{p_1} , \mathcal{J}_{p_1} durch ungestrichene Größen ausdrücken:

$$(11a) \quad \mathcal{J}_{p_1} = \mathcal{J}_{p_1} - \frac{\partial p}{\partial 2} \cdot \mathcal{J}_{12} - \frac{\partial 1}{\partial 2} \cdot \mathcal{J}_{p_2} + \frac{\partial 1 \partial p}{\partial 2^2} \cdot \mathcal{J}_{22}.$$

Durch ähnliche Umformung erhalten wir für die übrigen Größen die Ausdrücke:

$$(11 \text{ u. } 11a) \quad \left\{ \begin{aligned} \overline{\delta}_{p_3} &= -\delta_{p_2} \cdot \frac{1}{\partial_2} + \delta_{22} \cdot \frac{\partial p}{\partial 2^2} \\ \overline{\mathcal{J}}_{p_3} &= -\mathcal{J}_{p_2} \cdot \frac{1}{\partial_2} + \mathcal{J}_{22} \cdot \frac{\partial p}{\partial 2^2} \\ \delta_{11} &= \delta_{11} - \delta_{12} \cdot 2 \cdot \frac{\partial 1}{\partial 2} + \delta_{22} \cdot \frac{\partial 1^2}{\partial 2^2} \\ \overline{\mathcal{J}}_{11} &= \mathcal{J}_{11} - \mathcal{J}_{12} \cdot 2 \cdot \frac{\partial 1}{\partial 2} + \mathcal{J}_{22} \cdot \frac{\partial 1^2}{\partial 2^2} \\ \overline{\delta}_{13} &= -\delta_{12} \cdot \frac{1}{\partial_2} + \delta_{22} \cdot \frac{\partial 1}{\partial 2^2} \\ \overline{\mathcal{J}}_{13} &= -\mathcal{J}_{12} \cdot \frac{1}{\partial_2} + \mathcal{J}_{22} \cdot \frac{\partial 1}{\partial 2^2} \\ \overline{\delta}_{33} &= \delta_{22} \cdot \frac{1}{\partial_2^2} \\ \overline{\mathcal{J}}_{33} &= \mathcal{J}_{22} \cdot \frac{1}{\partial_2^2} \end{aligned} \right.$$

Mit den so berechneten Biegegrößen können wir nun auch die Größen N , Z_B , Z_D und deren Fehler durch ungestrichene Größen ausdrücken. Wir erhalten für

$$N = \delta_{11} \delta_{33} - \delta_{13}^2$$

durch Einsetzen

$$\begin{aligned} N &= \frac{1}{\partial_2^2} \cdot \delta_{11} \delta_{22} - 2 \cdot \frac{\partial 1}{\partial 2} \cdot \delta_{12} \delta_{22} + \frac{\partial 1^2}{\partial 2^4} \cdot \delta_{22}^2 - \frac{1}{\partial_2^2} \cdot \delta_{13}^2 \\ &\quad - \frac{\partial 1^2}{\partial 2^4} \cdot \delta_{22}^2 + 2 \cdot \frac{\partial 1}{\partial 2^3} \cdot \delta_{12} \delta_{22}. \end{aligned}$$

Durch Vereinfachung erhalten wir

$$(12) \quad N = \frac{1}{\partial_2^2} (\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{13}^2) = \frac{1}{\partial_2^2} \cdot N.$$

Der Fehler in N läßt sich durch eine ähnliche Umformung ausdrücken:

$$(12a) \quad \mathcal{J}N = \frac{1}{\partial_2^2} \cdot \mathcal{J}N.$$

Auf demselben Wege erhalten wir für die übrigen Größen Ausdrücke, die unter Gl. 12 u. 12a zusammengefaßt sind:

$$(12 \text{ u. } 12a) \quad \left\{ \begin{aligned} \overline{Z}_B &= \frac{1}{\partial_2^2} (\delta_{p_1} \delta_{22} - \delta_{p_2} \delta_{12}) \\ \overline{\mathcal{J}}_B &= \frac{1}{\partial_2^2} \cdot \mathcal{J}Z_B \\ \overline{Z}_D &= \frac{1}{\partial_2^2} (\delta_{p_1} \delta_{22} - \delta_{p_2} \delta_{11}) + \frac{\partial 2}{\partial 1^2} (\delta_{p_2} \delta_{12} - \delta_{p_1} \delta_{22}) \\ &\quad + \frac{\partial p}{\partial 2^2} (\delta_{11} \delta_{22} - \delta_{13}^2) \\ &= \frac{1}{\partial_2} \cdot Z_C + \frac{\partial 1}{\partial 2^2} \cdot Z_B + \frac{\partial p}{\partial 2^2} \cdot N \\ \overline{\mathcal{J}}_D &= \frac{1}{\partial_2} \cdot \mathcal{J}Z_C + \frac{\partial 1}{\partial 2^2} \cdot \mathcal{J}Z_B + \frac{\partial p}{\partial 2^2} \cdot \mathcal{J}N. \end{aligned} \right.$$

Uns interessiert natürlich nicht der Fehler, mit dem die Überzähligen erhalten wurden, sondern die Fehler, mit denen die Spannungen berechnet werden. Ersetzen wir auch im Ausdruck für M (Gl. 9) die quergestrichenen Größen, so erhalten wir natürlich das Ergebnis $M = M$, da ja

die Wahl der Überzähligen an dem Verlauf der Momente nichts ändern kann. Aber auch $\mathcal{J}M$ ergibt durch Einsetzen der ungestrichenen Größen einen Ausdruck, der identisch ist dem Ausdruck, den wir für $\mathcal{J}M$ erhalten haben. Das Ergebnis unserer Untersuchung ist

$$(13) \quad \mathcal{J}M = \mathcal{J}M.$$

Wir kommen zu dem unerwarteten Ergebnis, daß die Genauigkeit, mit der die Inanspruchnahme in einem statisch unbestimmtem System errechnet wird, von der Art der Wahl des statisch bestimmten Grundfalles unabhängig ist. Die Ableitung, die hier für ein zweifach statisch unbestimmtes System gegeben wurde, gilt ganz allgemein und ist nicht an die der Untersuchung zugrunde gelegte Trägerart gebunden, da wir ein beliebiges Tragwerk unseren Gedanken zugrunde legen können, ohne einen Buchstaben der Anschreibung ändern zu müssen. Auch die Vereinfachung, daß nur eine der überzähligen Größen gewechselt wurde, hat nichts zu sagen, da der Beweis in zwei Schritten geführt werden kann, also z. B. von den Überzähligen B und C über B und U nach V und U . Auch der Grad der statischen Unbestimmtheit, für den obige Ableitung gilt, ist nicht beschränkt. Wir brauchen uns nur vorzustellen, daß das, was wir als statisch bestimmten Grundfall hingestellt haben, ein statisch unbestimmter Grundfall eines mehrfach unbestimmten Tragwerkes sei. Unsere Anschreibungen ändern sich dann nur insofern, als statt der Momente \mathfrak{M}_i , die die Momente im statisch bestimmten Grundfall darstellten, jetzt Momente im statisch unbestimmten Grundfall für die Einzelangriffe treten.

Die Richtigkeit der Ableitung ist jedoch an gewisse Voraussetzungen gebunden. Es muß nämlich angenommen werden, daß sämtliche Fehler \mathcal{J} bestimmtes Vorzeichen tragen. Nur dann können die Ansätze für die Fehler der einzelnen Zwischenglieder so angeschrieben werden, wie es geschehen ist. Nehmen wir hingegen Fehler mit unbestimmten Vorzeichen an, dann müssen wir, um den wahrscheinlichen Fehler in den Überzähligen oder in den Spannungen zu erhalten, überall statt der Summen die Wurzeln aus der Summe der Quadrate der Einzelfehler setzen. Dann kommen wir aber, wie ein einfacher Versuch beweist, nie zu dem vorgezeigten Ergebnis, oder mit anderen Worten: Ergeben sich die Biegeordinaten, das sind die Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen, bei der Berechnung oder Konstruktion mit Fehlern mit unbestimmten Vorzeichen, dann ist der wahrscheinliche Fehler im Endergebnis von der Wahl des statisch bestimmten Grundfalles abhängig. Er wird bei geschickter Wahl klein sein, bei unzureichender Wahl der Überzähligen große Beträge erreichen können.

Um zu einem abschließenden Urteil zu gelangen, müssen wir die Gliederung der Fehler in δ , die im ersten Abschnitt schon behandelt wurden, noch nach den oben erwähnten Gesichtspunkten besonders durchsehen. Die Vernachlässigung der Einflüsse von Quer- und Normalkräften bei der Bestimmung der Durchbiegung bzw. Verschiebung bedingt natürlich Fehler, die immer in demselben Sinne ausschlagen. Ebenso sind Fehler, die durch vereinfachte Annahme des Trägheitsmomenten- oder Flächenverlaufes entstehen, als Fehler mit bestimmtem Vorzeichen zu werten. Es ist einleuchtend, daß durch derartige Abweichungen bedingte Änderungen im Spannungsverlauf immer in derselben Größe wiedererscheinen, wie auch die Überzähligen gewählt werden mögen, da ja hierbei doch immer derselbe, wenn auch von dem vorgegebenen verschiedene Träger berechnet wird. Auch die Genauigkeit, mit der die einzelnen Abmessungen des zu berechnenden Tragwerkes in die Rechnung eingeführt werden müssen, um ein entsprechend genaues Ergebnis zu erhalten, wird bei allen Berechnungsarten gleich sein, da die Fehler, die durch das Behalten einer nur beschränkten Zahl von gültigen Stellen entstehen, ganz bestimmte Abweichungen von den vorgegebenen Abmessungen bedeuten, wenn auch der Sinn der Abweichung unbekannt ist.

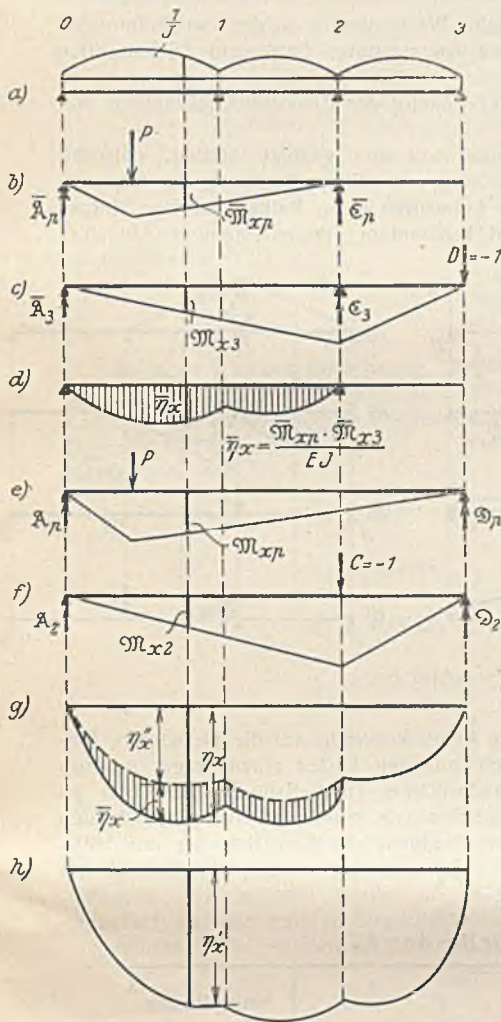
Es bleibt nun noch der Fehler zu untersuchen, der aus der Berechnung des Integrales $\delta_{12} = \int \frac{\mathfrak{M}_1 \mathfrak{M}_2}{EJ} \cdot dx$ oder der Summe $\delta_{12} = \sum \frac{\xi_1 \xi_2 s}{E \bar{F}}$ entsteht. Hierbei haben wir streng zu unterscheiden, ob die Auswertung rechnerisch oder graphisch geschieht. Bei Auswertung der Summe \sum oder bei direkter Berechnung des Integrales in einfachen Fällen ist, mit Ausnahme des Fehlers, der durch abgekürztes Rechnen entsteht, kein weiterer Fehler zu erwarten. Wir kommen in diesem Falle schon zu dem Endergebnis, daß bei Berechnung von statisch unbestimmten Fachwerken, bzw. bei direkter Integration die Wahl des statisch bestimmten Grundfalles für die Genauigkeit des Endergebnisses gleichgültig ist.

Auch für den Fall, daß das Integral mit Hilfe der Simpson-Formel als Integralbehelf ausgewertet wird, läßt sich dies beweisen:

$\delta_{p_1} = \int \frac{\mathfrak{M}_p \mathfrak{M}_1}{EJ} \cdot dx$ bedeutet geometrisch ein Normalflächenstück, begrenzt von einer Kurve $v_x = \frac{1}{EJ} \cdot \mathfrak{M}_p \mathfrak{M}_1$, von der Abszissenachse und den beiden Endordinaten $x=0$ und $x=l$. Die Auswertung geschieht derart, daß nur einzelne, in bestimmten Abständen aufeinanderfolgende Ordinaten genau berechnet, die zwischenliegenden Kurventeile aber als

Parabelstücke angenommen werden. Dies bedingt einen Fehler, den wir Formfehler nennen können. Seine Größe hängt im wesentlichen nur von der Form der Begrenzungskurve und von der Zahl der Intervalle ab.

In Gl. 11 haben wir die quergestrichenen Größen als Differenzen von Biegegrößen ohne Querstrich dargestellt, d. h. als Differenzen von Flächen (Abb. 3e, f, g). Es ist nun nachzuweisen, daß auch bei Auswertung der Flächen mit Hilfe der Simpson-Formel die Anschreibung 11a gilt, d. h., daß der Formfehler der Fläche δ gleich ist der Differenz der Formfehler der Einzelflächen.



Fläche

$$= \int_0^l \frac{M_{xp} M_{x3}}{EJ} \cdot dx = \delta_{p3}$$

Fläche

$$= \int_0^l \frac{M_{xp} M_{x2}}{EJ} \cdot dx = \delta_{p2}$$

$$\delta_{p2} = -\frac{1}{\eta_x} \cdot \delta_{p1} + \delta_{22} \cdot \frac{\partial p}{\partial \eta_x}$$

$$\eta_x = \frac{M_{x2}^2}{EJ}$$

Fläche

$$= \int_0^l \frac{M_{x2}^2}{EJ} \cdot dx = \delta_{22}$$

Abb. 3.

Betrachten wir Abb. 4. Es sei I_1 die Begrenzungskurve des Flächenstückes, y_0, y_1, y_2 drei Ordinaten in gleichen Abständen. Nach Simpson berechnen wir nun nicht die Fläche ϕ , sondern die von der Parabel G_1 begrenzte Fläche F . Der Formfehler ist $(f_1 - f_2)$

$$\phi = F + (f_1 - f_2)$$

Durch eine beliebige Kurve I_2 , die die Ordinaten y_0', y_1', y_2' bzw. y_0'', y_1'', y_2'' abschneidet, teilen wir die Fläche ϕ in die Teile ϕ_1 und ϕ_2 ,

$$(14) \quad \phi = \phi_1 + \phi_2$$

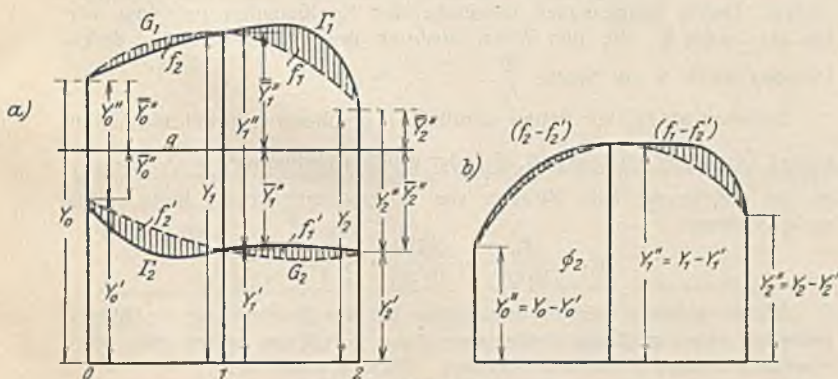


Abb. 4.

Mit der Simpson-Formel berechnen wir nun statt ϕ_1 die von der Parabel G_2 begrenzte Fläche F_1 mit dem Formfehler $(f_1' - f_2')$

$$\phi_1 = F_1 + (f_1' - f_2')$$

Zur Berechnung von ϕ_2 denken wir uns eine zur X-Achse parallele Gerade g gelegt, die die Ordinaten y_i'' in die Teile \bar{y}_i'' und \bar{y}_i'' zerlegt.

Wir berechnen dann F_2 als Fläche mit der Begrenzung durch die Parabel G_2 mit dem Formfehler $f_2' - f_1'$

$$\phi_2 = F_2 + (f_2' - f_1')$$

und F_3 als Fläche mit der Begrenzung G_1 und dem Formfehler $f_1 - f_2$

$$\phi_3 = F_3 + (f_1 - f_2)$$

Wir erhalten

$$F_2 = F_2 + F_3$$

$$(15) \quad \phi_2 = F_2 + F_3 + (f_1 - f_2) - (f_1' - f_2')$$

$$= F_2 + (f_1 - f_2) - (f_1' - f_2')$$

$(f_1 - f_2) - (f_1' - f_2')$ bedeutet den Formfehler der Bestimmung des Flächenstückes zwischen I_1 und I_2 .

Ebenso hätten wir aus Gl. 14 bekommen:

$$\phi_2 = \phi - \phi_1$$

$$(16) \quad = F - F_1 + (f_1 - f_2) - (f_1' - f_2')$$

$$= F_2 + (f_1 - f_2) - (f_1' - f_2')$$

Es ist somit für die Größe des Formfehlers einer nach Simpson integrierten Fläche gleichgültig, ob die Fläche direkt aus der Differenz der Ordinaten (Fig. 4b) oder als Differenz der Flächen bestimmt wird.

Wir kommen zu einem andern Ergebnis, wenn wir annehmen, daß die Durchbiegungen graphisch als Ordinaten von Momentenlinien oder Williotplänen bestimmt werden. Abgesehen davon, daß wir es dann mit Fehlern mit unbestimmten Vorzeichen zu tun haben, können wir nicht mehr behaupten, wie es obige Ableitung verlangt, es sei für die Größe der Fehler gleichgültig, ob die Ordinaten einer Biegelinie direkt oder als Differenz verschiedener Biegelinien erhalten wurden.

Es sei $\delta_i = a \eta_i$ wobei η_i das Maß der Ordinate der Seillinie darstellen soll, die wir zur Bestimmung der Biegelinie herangezogen haben, und a eine Konstante, die abhängig ist vom Maßstabe der Zeichnung und der Polweite des Kräfteckes. Der Fehler in δ_i ist dann

$$(17) \quad \Delta \delta_i = a \Delta \eta$$

wenn $\Delta \eta$ den durch die Zeichnungengenauigkeit entstandenen Fehler in der Ordinate bedeuten.

Genauere Untersuchungen der Fehlerquellen, die beim Zeichnen von Momentenlinien mittels Kraft- und Seileck auftauchen,⁴⁾ ergeben, daß $\Delta \eta$ wohl abhängig ist von der Form der Momentenlinie und des Kräfteckes,⁵⁾ im groben Durchschnitt aber als eine Konstante angesehen werden kann, die im wesentlichen von der Sorgfalt der Zeichnung abhängig ist (man könnte etwa $\Delta \eta = 0,5$ mm für flüchtige Zeichnungen und 0,2 mm bei sehr scharfer und gewissenhafter Konstruktion annehmen). Der absolute Zeichenfehler ist konstant, dafür aber der relative Fehler

$$\varrho_i = \frac{\Delta \delta_i}{\delta_i} = \frac{\Delta \eta}{\eta}$$

sehr verschieden und abhängig hauptsächlich von der Größe des für die Zeichnung gewählten Maßstabes (je größer die Ordinate ist, die abgegriffen wird, um so kleiner wird der relative Fehler sein). Der relative Fehler ϱ_i läßt sich aber durch Steigerung des Zeichenmaßstabes nicht beliebig herabsetzen, da einerseits die zur Verfügung stehende Zeichenfläche begrenzt ist, andererseits aber mit zunehmender Größe der Zeichnung, von einem bestimmten Punkte an, die Fehler wieder zu wachsen beginnen.

Bestimmen wir die Biegeordinaten direkt, so werden wir unsere Zeichnung so einrichten, daß die Ordinaten, die gemessen werden sollen, in günstiger Größe erscheinen. Bestimmen wir aber η als Differenz zweier Ordinaten η_1 und η_2 , so werden wir für η_1 und η_2 die obige Forderung erfüllen können, so daß wir zwar erwarten können, daß aus

$$\Delta \eta_1 = \Delta \eta_2 = \Delta \eta \quad \text{auch}$$

$$\frac{\Delta \eta_1}{\eta_1} = \frac{\Delta \eta_2}{\eta_2} = \frac{\Delta \eta}{\eta} \quad \text{hervorgeht.}$$

Der relative Fehler in $\eta = \eta_1 - \eta_2$ wird aber

$$\frac{\Delta \eta}{\eta} = \frac{\Delta \eta}{\eta_1 - \eta_2} \cdot 2$$

wesentlich größer als vorhin.⁶⁾

In Gl. 17 ist $\Delta \eta$ eine Konstante, die von dem Maßstabe der Zeichnung abhängige Größe a können wir für verschiedene Gruppen der Biegegrößen als gleich annehmen. So werden wir mit Bezug auf Abb. 1 wohl die aus

⁴⁾ Z. B. ungenaues Auftragen von Strecken, ungenaues Abmessen von Ordinaten, Fehler im Ziehen von Parallelen, Fehler, die durch die Ungenauigkeit beim Ziehen einer Geraden durch einen Punkt, der bestimmt ist durch den Schnittpunkt zweier anderer Geraden, entstehen.

⁵⁾ Es gibt eine günstigste Form des Kräfteckes, etwa bei einer Neigung der äußeren Seilstrahlen von 45°.

⁶⁾ Es sei z. B. $\eta = 10$ cm, $\eta_1 = 12$ cm, $\eta_2 = 9$ cm, $\Delta \eta = 0,05$ cm.

Wir erhalten $\frac{\Delta \eta}{\eta} = \frac{0,05}{10} = 0,005$ und $\frac{\sqrt{2} \Delta \eta}{\eta_1 - \eta_2} = \frac{1,41 \cdot 0,05}{12 - 9} = 0,024!$

den Hilfsangriffen hervorgehenden Biegelinien mit gleichem Maßstab zeichnen (a) (wenn die Hilfsangriffe gleichartig sind, also nicht Stützmomente und Auflagerdrücke gleichzeitig), während die Biegelinien, die vom Lastangriff P herrühren (wenn es sich nicht um Bestimmung von Einflußlinien handelt, wo P auch eine Last Eins wie die übrigen Hilfsangriffe ist), mit einem anderen Maßstab (a_p) konstruiert werden müssen, um annähernd gleich große Ordinaten zu erhalten. Zur Abkürzung bezeichnen wir

$$\frac{a_p}{a} = \alpha$$

und erhalten mit Bezug auf Abb. 1 und Gl. 2, 3, 4

$$(18) \begin{cases} \mathcal{J}N = \mathcal{J}r a (\delta_{11} + \delta_{22} - 2\delta_{12}) \\ \mathcal{J}Z_B = \mathcal{J}r a (\alpha[\delta_{22} - \delta_{12}] + \delta_{p1} - \delta_{p2}) \\ \mathcal{J}Z_c = \mathcal{J}r a (\alpha[\delta_{11} - \delta_{12}] + \delta_{p2} - \delta_{p1}) \end{cases}$$

Es ist wohl zu beachten, daß $\mathcal{J}r$ ein Fehler mit unbestimmtem Vorzeichen ist, der mit derselben Wahrscheinlichkeit positiv oder negativ auftreten kann. Wir hätten also streng richtig anschreiben sollen:

$$\mathcal{J}N = \mathcal{J}r a (\pm \delta_{11} \pm \delta_{22} \mp 2\delta_{12})$$

oder, wenn wir die wahrscheinlichen Gesamtfehler suchen:

$$(18a) \begin{cases} \mathcal{J}N = \pm \mathcal{J}r a \sqrt{\delta_{11}^2 + \delta_{22}^2 + 4\delta_{12}^2} \\ \mathcal{J}Z_B = \pm \mathcal{J}r a \sqrt{\alpha^2(\delta_{22}^2 + \delta_{12}^2) + \delta_{p1}^2 + \delta_{p2}^2} \\ \mathcal{J}Z_c = \pm \mathcal{J}r a \sqrt{\alpha^2(\delta_{11}^2 + \delta_{12}^2) + \delta_{p1}^2 + \delta_{p2}^2} \end{cases}$$

Wir würden aber einen groben Fehler begehen, wenn wir in die Gl. 4, die den Fehler $\mathcal{J}M$ angibt, die Fehlerwerte $\mathcal{J}N$, $\mathcal{J}Z_B$, $\mathcal{J}Z_c$ nach Gl. 18a einsetzen wollten und dann die erhaltenen Ausdrücke zu vereinfachen versuchten. Wir müssen vielmehr die Fehlerwerte nach Gl. 18 einsetzen, die Fehler also zunächst als bestimmte Fehler behandeln und erst nach der Vereinfachung der Ausdrücke wieder auf unbestimmte Vorzeichen zurückgreifend, die Wurzel aus der Summe der Quadrate der Elementarfehler einsetzen. Wir erhalten zunächst

$$\mathcal{J}M = -\frac{\mathcal{J}r}{N} \cdot a \{ [\alpha(\delta_{22} - \delta_{12}) + \delta_{p1} - \delta_{p2}] \mathfrak{M}_1 + [\alpha(\delta_{11} - \delta_{12}) + \delta_{p2} - \delta_{p1}] \mathfrak{M}_2 - [\delta_{11} - \delta_{22} - 2\delta_{12}] (\mathfrak{M}_1 B + \mathfrak{M}_2 C) \}$$

woraus durch entsprechende Vereinfachung sich ergibt

$$\mathcal{J}M = +\frac{\mathcal{J}r a}{N} \{ (\mathfrak{M}_2 - \mathfrak{M}_1) (\delta_{p1} + \delta_{p2}) - \delta_{11} (\alpha \mathfrak{M}_2 - \mathfrak{M}_1 B - \mathfrak{M}_2 C) - \delta_{22} (\alpha \mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_1 B - \mathfrak{M}_2 C) + \delta_{12} (\alpha \mathfrak{M}_1 + \alpha \mathfrak{M}_2 - 2\mathfrak{M}_1 B - 2\mathfrak{M}_2 C) \}$$

Wir setzen

$$\begin{aligned} -\mathfrak{M}_1 B - \mathfrak{M}_2 C &= M - \mathfrak{M}_p \\ \alpha \mathfrak{M}_2 + M - \mathfrak{M}_p &= r \\ \alpha \mathfrak{M}_1 + M - \mathfrak{M}_p &= \varrho \end{aligned}$$

und erhalten weiter

$$\mathcal{J}M = \frac{\mathcal{J}r a}{N} \left\{ \frac{1}{\alpha} (\delta_{p1} + \delta_{p2}) (r - \varrho) + [\delta_{12} (r + \varrho) - \delta_{11} r - \delta_{22} \varrho] \right\}$$

und durch Einführung der unbestimmten Vorzeichen den wahrscheinlichen Fehler

$$(19) \left\{ \pm \frac{\mathcal{J}r a}{N} \sqrt{\frac{1}{\alpha^2} (\delta_{p1}^2 + \delta_{p2}^2) (r - \varrho)^2 + [\delta_{12}^2 (r + \varrho)^2 + \delta_{11}^2 r^2 + \delta_{22}^2 \varrho^2]} \right\}$$

Wählen wir einen anderen statisch bestimmten Grundfall, so erhalten wir mit den entsprechenden Bezeichnungen

$$(20) \left\{ \pm \frac{\mathcal{J}r a}{N} \sqrt{\frac{1}{\alpha^2} (\delta_{p1}^2 + \delta_{p2}^2) (r - \varrho)^2 + [\delta_{12}^2 (r + \varrho)^2 + \delta_{11}^2 r^2 + \delta_{22}^2 \varrho^2]} \right\}$$

Nach Gl. 12 ist

$$N_{12} = \frac{1}{\vartheta_{12}^2} \cdot N_{12}$$

wobei die Indizes der N die Überzähligen andeuten (Abb. 1 u. 2). ϑ_{23} ist die Reaktion an der Stelle 3 für den Angriff $X_2 = -1$ im Grundfall (1, 2) oder die Reaktion an der Stelle 2, hervorgerufen durch eine Kraft $X_3 = -1$ im Grundfall (1, 3). In allgemeiner Anschreibung erhalten wir für die Änderung des statisch bestimmten Grundfalles durch Ersatz einer Überzähligen durch eine andere:

$$N_{nl} = \frac{1}{\vartheta_{ml}^2} \cdot N_{nm}$$

und mit

$$N_{kl} = \frac{1}{\vartheta_{kn}^2} \cdot N_{nl}$$

erhalten wir

$$(21) N_{kl} = \frac{1}{\vartheta_{ml}^2} \cdot \frac{1}{\vartheta_{kn}^2} \cdot N_{nm}$$

als Verknüpfung der Nenner der Lösungen der Elastizitätsgleichungen, wenn in einem zweifach statisch unbestimmten System der Grundfall vollständig geändert wird.

Mit Hilfe der Gl. 19, 20 u. 21 können wir verschiedene statisch bestimmte Grundfälle auf die Genauigkeit, mit der sie bei Anwendung zeichnerischer Verfahren die Berechnung des Tragwerkes gestatten, untersuchen.

Der Aufbau der Gl. 19 legt die Vermutung nahe, daß ein kleiner Fehler in M , also eine große Genauigkeit der Berechnung zu erwarten ist, wenn:

1. die Verschiebungen δ kleine Werte sind, d. h. die Formänderungen des statisch bestimmten Grundsystems unter Last- und Hilfsangriffen klein sind;
2. die Nenner, die bei der Lösung der Elastizitätsgleichungen auftreten, groß sind.

An einem einfachen Beispiel soll nun gezeigt werden, daß mit richtiger Wahl der Überzähligen eine wesentliche Erhöhung der Genauigkeit erzielt werden kann. Wir betrachten einen Balken auf vier Stützen mit gleichen Feldweiten l und konstantem Trägheitsmoment (Abb. 5a).

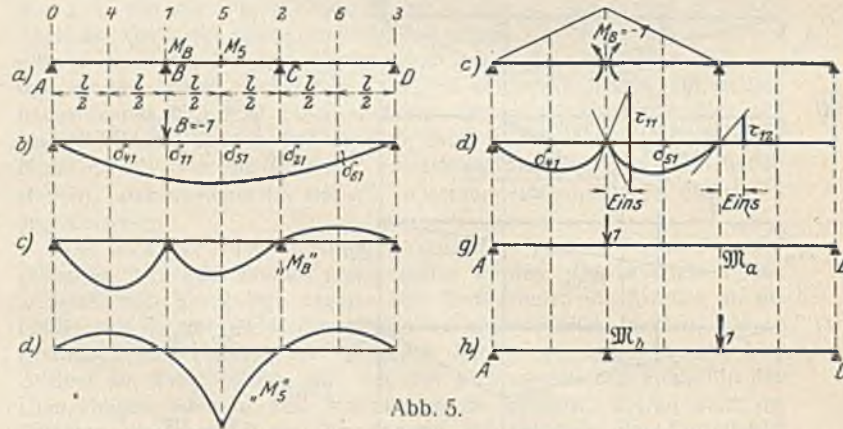


Abb. 5.

Wir nehmen bei der Berechnung keine Rücksicht auf die elementare Einfachheit des Falles und denken uns, wir hätten einen Träger mit ungleichen Stützweiten und veränderlichem Trägheitsmomentenverlauf zu berechnen. Als Überzählige wählen wir zunächst wieder die beiden Auflagerdrücke B und C . Durch Zeichnen der Biegelinie für den Hilfsangriff $B=1$ erhalten wir sämtliche zur Berechnung der Einflußlinien nötigen Koeffizienten (Abb. 5b).

Tabelle der δ_i .

δ_{11}	δ_{12}	δ_{21}	δ_{22}	Multiplikator
0,264	0,444	0,479	0,389	$\frac{l^3}{EJ}$

Der Nenner der Elastizitätsgleichungen berechnet sich aus

$$N = \delta_{11} \delta_{22} - \delta_{12}^2 \text{ zu } N = 0,0462 \cdot \frac{l^6}{(EJ)^2}$$

In der Tafel I (S. 489) ist die Untersuchung der Genauigkeit der Einflußlinien für die Biegemomente M_B und M_C durch entsprechende Berechnung der Gl. 19 durchgeführt. Da wir Einflußlinien suchen, die δ_{p1} , also auch von Lasten „Eins“ herrührend gedacht werden müssen, ist α gleich 1 zu setzen. Durch sinngemäßes Einsetzen der Koeffizienten gelangen wir bis zur Spalte W, die den Wurzelausdruck der Gl. 19 darstellt, durch Division durch N zur Spalte $\frac{W}{N}$.

Nehmen wir an, wir hätten sämtliche δ graphisch ermittelt und hätten unsere Zeichnung so angelegt, daß der größten Ordinate $\delta_{21} = 0,479 \cdot \frac{l^3}{EJ}$ in der Zeichnung eine Strecke von 10 cm entsprachen hätte. Wir rechnen daraus

$$a = \frac{\delta_{21}}{10 \text{ cm}} = \frac{0,479}{10 \text{ cm}} \cdot \frac{l^3}{EJ}$$

Weiter nehmen wir an, wir hätten bei der Bestimmung der Biegelinien einen mittleren Fehler von $\mathcal{J}r = \pm 0,02$ cm zu erwarten, also eine sehr genaue Zeichnung angelegt. Hieraus ergibt sich

$$\mathcal{J}r a = \pm 0,00096 \cdot \frac{l^3}{EJ}$$

Mit diesem Wert erhalten wir die in der Spalte 14 angewiesenen Werte $\mathcal{J}M$ oder in der Spalte 15 $\frac{\mathcal{J}M}{M}$.

Wie wir sehen, nehmen die Fehler beträchtliche Werte an, trotzdem wir eine sehr genau gezeichnete Biegelinie angenommen haben.

Tafel 1.

Einfluß- linie	Last- stellung	M	\mathfrak{M}_p	r	ρ	r - ρ	r + ρ	R	S	T	U	W	$\frac{W}{N}$	$\mathcal{J}M$	$\frac{\mathcal{J}M}{M}$	Anmerkung
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
M_A	4	-0,100	+0,333	-0,100	+0,233	-0,333	+0,133	0,0130	0,0027	0,00196	0,0107	0,168	3,65	0,003 50	3,5	$\mathfrak{M}_1 = 0,667 l$
	1	0,000	+0,667	-0,333	0,000	-0,333	-0,333	0,0387	0,0167	0,0218	—	0,259	5,62	0,005 28	∞	$\mathfrak{M}_3 = 0,330 l$
	5	-0,075	+0,500	-0,242	+0,091	-0,333	-0,151	0,0508	0,0035	0,0116	0,00163	0,260	5,64	0,005 40	7,2	
	2	0,000	+0,333	0,000	+0,333	-0,333	+0,333	0,0387	0,0167	—	0,0220	0,295	6,40	0,006 12	∞	
	6	+0,026	+0,167	+0,191	+0,524	-0,333	+0,715	0,0130	0,0770	0,0072	0,0542	0,286	6,20	0,005 95	24	
M_5	4	-0,0375	+0,250	+0,2125	+0,2125	0,000	0,425	—	0,1655	0,0940	0,0940	0,213	4,62	0,004 43	12	$\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_3$
	1	0,000	+0,500	0,000	0,000	0,000	0,000	—	—	—	—	0,00	—	—	—	$= 0,500 l$
	5	+0,175	+0,750	-0,075	-0,075	0,000	-0,150	—	0,0584	0,0665	0,0665	0,111	2,40	0,002 30	13	
Multiplikator		l	l	l	l	l	l	$\left(\frac{l^4}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^4}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^4}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^4}{EJ}\right)^2$	$\frac{l^4}{EJ}$	$\frac{EJ}{l^2}$	l	$\pm \%$	
				$R = (\delta_{p_1}^2 + \delta_{p_2}^2) (r - \rho)^2$				$S = \delta_{12}^2 (r + \rho)^2$		$T = \delta_{11}^2 r^2$		$U = \delta_{22}^2 \rho^2$				

In einer zweiten Berechnung wollen wir nun die Stützenmomente als Überzählige einführen (Abb. 5c u. d). Sämtliche zur Berechnung der Einflußlinien erforderlichen Koeffizienten erhalten wir aus einer Biegelinie für den Hilfsangriff $M_2 = -1$. Wir erhalten mit den Bezeichnungen der Abb. 5d

$$\begin{aligned} \tau_{11} &= 0,666 \cdot \frac{l}{EJ} \\ \tau_{12} &= 0,166 \cdot \frac{l}{EJ} \\ \delta_{41} &= 0,0625 \cdot \frac{l^2}{EJ}, \delta_{32} = 0 \\ \delta_{51} = \delta_{22} &= 0,0625 \cdot \frac{l^2}{EJ} \\ \delta_{62} &= 0,0625 \cdot \frac{l^2}{EJ}, \delta_{01} = 0 \\ \delta_{11} &= 0, \delta_{22} = 0. \end{aligned}$$

Wir dürfen nun nicht ohne weiteres mit den gefundenen Werten in die Gl. 19 eingehen. Wir dürfen nicht übersehen, daß wir zwar alle Biegegrößen einer einzigen Zeichnung, aber nicht in demselben Maßstab entnehmen. Wir nehmen wieder an, wir hätten unsere Zeichnung derart angelegt, daß die größten Biegeordinaten in einer Größe von etwa 10 cm erscheinen. Wir erhalten als Maßstab der Biegeglieder

$$a_p = \frac{0,0625}{10 \text{ cm}} \cdot \frac{l^2}{EJ}$$

Die Verdrehungen über den Stützen können wir als den Abschnitt der Tangente der Biegelinie in der Entfernung l deuten. Wir wollen diese Entfernung „l“ derart wählen, daß die absolute Größe der zu messenden Ordinate wieder etwa 10 cm wird. Aus dieser Forderung erhalten wir

$$a = \frac{0,666}{10 \text{ cm}} \cdot \frac{l}{EJ}$$

aus a_p und a ergibt sich

$$\alpha = \frac{a_p}{a} = 0,1 l,$$

für $\mathcal{J} \eta = 0,02 \text{ cm}$ (wie vorhin)

erhalten wir $\mathcal{J} \eta a = 0,666 \cdot \frac{l}{EJ} \cdot 0,002 = 0,00133 \cdot \frac{l}{EJ}$.

Der Nenner ist $N = \tau_{11} \tau_{22} - \tau_{12}^2$
 $= 0,416 \cdot \left(\frac{l}{EJ}\right)^2$.

Wir führen die Berechnung der Fehler in Tafel 2 durch und kommen zu dem Ergebnis, daß die zweite Art der Annahme der statisch Überzähligen eine wesentlich genauere Berechnung gestattet. Während im ersten Falle die Anwendung graphischer Verfahren nicht mehr zulässig erschien, kann im zweiten Falle diese Berechnungsart ohne weiteres angewendet werden.

Wir wollen diese gewiß interessanten Untersuchungen nicht weiter fortsetzen, sondern begnügen uns vorläufig mit folgendem Ergebnis der Untersuchung:

Bei Anwendung durchweg rechnerischer Verfahren ist es bei sonst gleichartiger Führung der Rechnung unmöglich, durch besondere Wahl des statisch bestimmten Grundsystems die Genauigkeit der Berechnung der Spannungen zu vergrößern. Es wird sich daher empfehlen, das Grundsystem so zu wählen, daß die zur Aufstellung der Elastizitätsgleichung nötigen Biegegrößen leicht und übersichtlich ermittelt werden können, und es ist auch die Möglichkeit einer einfachen Bestimmung der Einflußlinien für die Querschnittsgrößen aus den Einflußlinien der Überzähligen in Betracht zu ziehen und weniger darauf zu achten, eine einfache Lösung der Elastizitätsgleichung zu erhalten. Wie die Erfahrung zeigt, ist die Arbeit, die mit der Berechnung und Kontrolle der Koeffizienten verbunden ist, wesentlich größer und umständlicher, als die Auflösung selbst mehrgliedriger Elastizitätsgleichungen. Besonders die Kontrolle der berechneten Koeffizienten, die nur durch Parallelrechnung durchgeführt werden kann, ist sehr zeitraubend und unangenehm, während die Kontrolle der richtigen Auflösung eines Gleichungssatzes rasch erledigt ist. Voraussetzung ist natürlich, daß eine gute Rechenmaschine zur Verfügung steht.

Bei zeichnerischer Bestimmung der Koeffizienten ist eine genaue Überlegung der Wahl der Überzähligen wohl am Platze, da, wie gezeigt, der Einfluß der Zeichnungsgenauigkeit wesentlich herabgesetzt werden kann.

Im weiteren Verlaufe der Arbeit soll nun ein Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme entwickelt werden, das erlaubt, einen Großteil der Rechenarbeit durch einfache graphische Konstruktion oder Rechenschieberrechnung zu ersetzen, ohne eine wesentliche Einbuße an Genauigkeit befürchten zu müssen.

3. Berechnung von Einflußlinien als Biegelinien.

Der allgemeine Ansatz zur Berechnung der Überzähligen eines n-fach statisch unbestimmten Systems ⁷⁾ lautet (Abb. 6):

⁷⁾ Oder eines r-fach statisch unbestimmten Systemes mit (r-n)-fach statisch unbestimmtem Grundfall.

Tafel 2.

Einfluß- linie	Last- stellung	M	\mathfrak{M}_p	r	ρ	r - ρ	r + ρ	R	S	T	U	W	$\frac{W}{N}$	$\mathcal{J}M$	$\frac{\mathcal{J}M}{M}$	Anmerkung
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
M_A	4	-0,100	0	-0,100	0,000	-0,10	-0,10	0,003 92	0,000 28	0,004 45	0	0,093	0,224	0,000 30	0,30	$\alpha \mathfrak{M}_1 = +0,10 l$
	5	0,000	0	0,000	0,100	-0,10	+0,10	0	0,000 28	0	0,004 45	0,069	0,166	0,000 22	∞	$\alpha \mathfrak{M}_2 = 0$
	1	-0,075	0	-0,075	0,025	-0,10	-0,05	0,007 84	0,000 70	0,002 50	0,002 80	0,108	0,260	0,000 35	0,47	
	2	0,000	0	0,000	0,100	-0,10	+0,10	0	0,000 28	0	0,004 45	0,069	0,166	0,000 22	∞	
	6	+0,025	0	+0,025	0,125	-0,10	+0,150	0,003 92	0,000 62	0,000 28	0,006 95	0,108	0,260	0,000 35	1,40	
M_5	4	-0,0375	0	+0,0125	0,0125	0	+0,025	0	0,000 02	0,000 07	0,000 07	0,013	0,028	0,000 04	0,10	$\alpha \mathfrak{M}_1 = 0,05 l$
	1	0,000	0	+0,050	0,050	0	+0,10	0	0,000 28	0,001 11	0,001 11	0,050	0,101	0,000 13	∞	$\alpha \mathfrak{M}_2 = 0,05 l$
	5	+0,175	+0,250	+0,225	0,225	0	+0,555	0	0,008 40	0,022 40	0,022 40	0,230	0,500	0,000 67	0,38	
Multiplikator		l	l	l	l	l	l	$\left(\frac{l^2}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^2}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^2}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^2}{EJ}\right)^2$	$\left(\frac{l^2}{EJ}\right)^2$	$\frac{EJ}{l}$	l	$\pm \%$	
				$R = \mathcal{J}_{S_2} (\delta_{p_1}^2 + \delta_{p_2}^2) (r - \rho)^2$				$S = \delta_{12}^2 (r + \rho)^2$		$T = \delta_{11}^2 r^2$		$U = \delta_{22}^2 \rho^2$				

$$(22) \begin{cases} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \dots & X_n \delta_{1n} = \delta_{p1} \\ \vdots & \vdots \\ X_1 \delta_{n1} + X_2 \delta_{n2} + \dots & X_n \delta_{nn} = \delta_{pn} \end{cases}$$

also

$$i \sum_1^n k \sum_1^n \delta_{ik} X_k = \delta_{pi}$$

Die Koeffizienten haben die bekannte Bedeutung:

δ_{ik} ist die Verschiebung (Verdrehung) des Punktes i unter Wirkung des Hilfsangriffes $X_k = -1$ am statisch bestimmten (oder unbestimmten) Grundfall;

δ_{pi} die Verschiebung des Punktes i des Grundfalles unter der Last $P_i = 1$. Die Einflußlinie für δ_{pi} ergibt sich als Biegelinie des Grundfalles bei Belastung mit $X_i = -1$ im Punkte i .

Die Lösung der Gl. 22 ist:

$$(23) \quad X_k = \frac{1}{N} (a_{1k} \delta_{p1} + a_{2k} \delta_{p2} + \dots) = i \sum_1^n \frac{a_{ik}}{N} \delta_{pi}$$

wenn a_{1k} die entsprechenden Unterdeterminanten bedeuten.

Die Einflußlinie X_k ergibt sich als Summe von Biegelinien, die mit gewissen Koeffizienten $\frac{a_{ik}}{N}$ multipliziert wurden.

Gl. 23 läßt sich auch noch in anderer Art deuten: Statt zunächst die Biegelinien unter den Lasten $X_i = -1$ zu berechnen, die Ordinaten dann mit den Koeffizienten $\frac{a_{ik}}{N}$ zu multiplizieren und schließlich die Summen zu bilden, können wir auch den „Grundfall“ unseres Systems mit den Lasten $X_{1k} = \frac{a_{1k}}{N}$, $X_{2k} = \frac{a_{2k}}{N}$... $X_{ik} = \frac{a_{ik}}{N}$ in den Punkten $1, 2, \dots, i$ belegen. Die von dieser summarischen Belastung erzeugte Biegelinie des Trägers ist dann die gesuchte Einflußlinie für X_k (Abb. 6c).

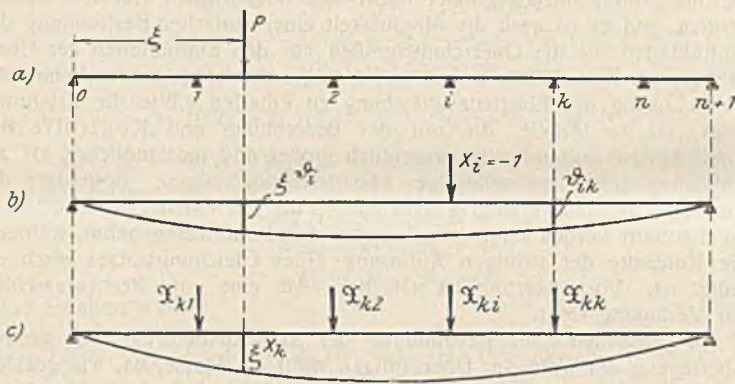


Abb. 6.

Die Größen $X_{ik} = \frac{a_{ik}}{N}$, die also als Kräfte zu deuten sind, lassen sich schematisch durch Auflösen des folgenden Gleichungssystems berechnen:

$$(24) \begin{cases} \text{Zeile 1} \dots X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \dots & X_1 \delta_{1i} = 1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \text{Zeile 2} \dots X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + \dots & X_1 \delta_{2i} = 0 & 1 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \text{Zeile } i \dots X_1 \delta_{i1} + X_2 \delta_{i2} + \dots & X_1 \delta_{ii} = 0 & 0 & \dots & 1 & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \text{Zeile } k \dots X_1 \delta_{k1} + X_2 \delta_{k2} + \dots & X_1 \delta_{ki} = 0 & 0 & \dots & 0 & 1 \end{cases}$$

Wir erhalten diese n Gleichungssätze, wenn wir in Gl. 22 δ_{pi} entsprechend durch 0 bzw. 1 ersetzen.

Die Wurzeln des Gleichungssatzes k (mit $\delta_{pi} = 0$ für $i \neq k$ und $\delta_{pi} = 1$ für $i = k$): $X_{k1}, \dots, X_{ki}, \dots, X_{kk}, X_{kn}$ sind die Belastungen, die in den Punkten i wirkend die Einflußlinie X_k liefern.

Die Richtigkeit obiger Anschreibung ist einfach durch Einsetzen in Gl. 23 zu erweisen.

Die beiden angeführten Arten der Berechnung von Einflußlinien der Überzähligen, als Summe von Biegelinien von Lasten $X_i = -1$ oder als Biegelinien von summarischer Belastung herrührend, sind theoretisch wohl bekannt, in der Praxis hat der erstangedeutete Rechengang eine viel weitere Verbreitung gefunden als der zweite, obwohl dieser wesentliche Vorzüge besitzt. (S. z. B. Domke im Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Aufl., Bd. 10.)

Bevor wir zur Durchführung eines Zahlenbeispiels schreiben, wollen wir die zu erhoffenden Vorteile abschätzen. Denken wir, wir hätten einen

*) Es ist natürlich $X_{ki} = X_{ik}$.

Balken auf fünf Stützen mit ungleichen Feldweiten und veränderlichem Trägheitsmomentenverlauf gegeben und wollten die Einflußlinien der drei Überzähligen bestimmen. Es genüge hierbei die Angabe der Ordinaten in den Achtpunkten der einzelnen Felder.

Nach der gewohnten Art der Berechnung sind bei drei verschiedenen Belastungsfällen zusammen $8 \cdot 4 \cdot 3 = 96$ Ordinaten von Biegelinien genau zu berechnen,*) um aus ihnen erst durch entsprechende Differenzenbildung die Einflußordinaten zu erhalten. Die Berechnung der Biegelinien muß sorgfältig geschehen, da das endgültige Ergebnis als ungünstige Differenz der einzelnen Ordinaten erscheint. Eine graphische Ermittlung der Biegelinien für die drei Belastungsfälle ($X_i = -1$) wird mit Rücksicht auf die notwendige Genauigkeit unmöglich sein. Die 96 Ordinaten sind rechnerisch (z. B. mit der Simpsonformel als Integralbehelf) zu bestimmen.

Die Ermittlung der Einflußlinien aus den Biegelinien läuft schließlich auf die Auflösung von $4 \cdot 8 = 32$ Sätzen von je dreigliedrigen linearen Gleichungen hinaus.

Nach dem zweiten Verfahren brauchen wir nur die sechs Koeffizienten der drei linearen Gleichungen genau rechnerisch zu bestimmen. Dann sind drei Gleichungssätze einfacher Bauart (rechte Seite!) aufzulösen, um die drei Belastungsgruppen für die drei Einflußlinien zu erhalten. Die Bestimmung der drei Biegelinien des Tragwerkes für diese Belastung, die die drei Einflußlinien darstellen, braucht nun nicht mehr mit derselben peinlichen Genauigkeit zu geschehen wie vorhin die Berechnung der 96 Ordinaten. Es wird in allen Fällen eine graphische Auswertung (nach Mohr als Momentenlinie für die entsprechende Belastung $\frac{M}{J}$ oder mittels Williotplanes) genügen, denn diese liefert die endgültigen Einflußordinaten, deren Genauigkeit durch keinerlei Differenzbildung mehr herabgesetzt wird. Diese Differenzbildung wurde vielmehr schon mit den genau berechneten Belastungsgrößen vorgenommen.

Aus den gefundenen statisch Überzähligen sind nun die Einflußlinien für Momente und Querkräfte in den einzelnen Querschnitten bzw. für die Stabkräfte zu bestimmen. Wir erhalten z. B. für das Biegemoment in Querschnitt a (wir denken wieder an unseren Balken auf mehreren Stützen, Abb. 6a) die Beziehung

$$(25) \quad M_a = \mathfrak{M}_p - X_1 \mathfrak{M}_{1a} - X_2 \mathfrak{M}_{2a} \dots$$

Die Einflußlinie für M_a ist also wieder gegeben als Differenz verschiedener Momentenlinien bzw. Biegelinien. Nach unserer obigen Ableitung können wir auch diese Differenzen ersetzen durch direkt bestimmte Biegelinien für besondere Belastungen, die sich aus den Größen X_{ik} berechnen lassen. \mathfrak{M}_{ai} sind bekannte Momente des Hilfsangriffes $X_i = -1$ in bezug auf den fraglichen Punkt a , also leicht berechenbare Größen. Wir führen in Gl. 25 an Stelle der X_k nach Gl. 23 die entsprechenden X_{ik} ein und erhalten

$$- \mathfrak{M}_a = X_1 \mathfrak{M}_{1a} + X_2 \mathfrak{M}_{2a} + \dots = \mathfrak{M}_{1a} i \sum_1^n X_{1i} \delta_{pi} + \mathfrak{M}_{2a} i \sum_1^n X_{2i} \delta_{pi} + \dots + \mathfrak{M}_{ka} i \sum_1^n X_{ki} \delta_{pi}$$

Um $-\mathfrak{M}$ als Biegelinie zu erhalten, müssen wir den Balken, entsprechend vorstehender Betrachtung, im Punkte i belasten mit

$$P_i = X_{1i} \mathfrak{M}_{1a} + X_{2i} \mathfrak{M}_{2a} + \dots + X_{ki} \mathfrak{M}_{ka} = k \sum_1^n X_{ik} \mathfrak{M}_{ka}$$

Die Belastung für den Punkt i ergibt sich zu

$$(26) \quad P_i = X_{1i} \mathfrak{M}_{1a} + X_{2i} \mathfrak{M}_{2a} + \dots + X_{ki} \mathfrak{M}_{ka} = k \sum_1^n X_{ik} \mathfrak{M}_{ka} \dots$$

Haben wir einen vollwandigen Träger vor uns und wollen diese Biegelinie nach Mohr bestimmen, so haben wir zunächst für diese Lasten P_i die Momentenlinie zu rechnen, die Biegelinie, die $-\mathfrak{M}_a$ darstellt, ist dann die Momentenlinie für Belastung des Balkens mit den vorberechneten, durch EJ geteilten Momenten. Die Einflußlinie für \mathfrak{M}_p läßt sich als Momentenlinie des Balkens für Belastung mit $P = 1$ an der Stelle a deuten. Fügen wir diese Last $P_a = 1$ in entsprechendem Sinne zur Belastung mit der durch EJ geteilten Momentenlinie hinzu, so erhalten wir, wenn wir die Momentenlinie für diese Belastung zeichnen, direkt die Einflußlinie für M_a .

Handelt es sich um die Berechnung eines Fachwerkträgers, so lautet die der Gl. 25 entsprechende Anschreibung der Einflußlinie für eine Stabkraft mit den üblichen Bezeichnungen

$$(27) \quad S_a = \mathfrak{S}_p - X_1 \mathfrak{S}_{1a} - X_2 \mathfrak{S}_{2a} \dots - X_i \mathfrak{S}_{ia} \dots$$

Um $-\mathfrak{S} = X_1 \mathfrak{S}_{1a} + X_2 \mathfrak{S}_{2a} + X_i \mathfrak{S}_{ia}$ als Biegelinie zu erhalten, haben wir den Träger in den Punkten i zu belasten mit den Kräften

$$(28) \quad P_i = k \sum_1^n X_{ik} \mathfrak{S}_{ka} \dots$$

*) Die durch zweckmäßige Wahl der Überzähligen mögliche Vereinfachung der Rechnung wollen wir jetzt nicht berücksichtigen.

Für diese Belastung sind mittels eines Kräfteplanes die Stabkräfte und hieraus die Längenänderungen der einzelnen Stäbe zu bestimmen. Durch Zeichnen eines Williotplanes erhalten wir eine Biegelinie, die eine Einflußlinie „S“ darstellt. Wir können aber auch Ξ_p , d. i. die Einflußlinie der Stabkraft im statisch bestimmten Grundfalle, als Biegelinie darstellen. Wir brauchen nur dem Stabe a, dessen Einflußlinie gesucht ist, die Längenänderung „Eins“ zu erteilen; die sich daraus ergebende „Biegelinie“ des Fachwerkes ist die Einflußlinie der Stabkraft $a\Xi_p$. Fügen wir diese Dehnung „Eins“ des Stabes a zu den vorhin berechneten Längenänderungen entsprechend hinzu, so erhalten wir durch Zeichnen eines einzigen Williotplanes direkt die Einflußlinie für die Stabkraft S_a .

In dem am Schluß der Arbeit angeführten Zahlenbeispiele, das die Brauchbarkeit des entwickelten Verfahrens zur raschen Berechnung zeigen soll, werden die besprochenen Vorteile klar hervortreten.

Bei der Wahl der Überzähligen werden ähnliche Überlegungen maßgebend sein, wie wir sie am Ende des zweiten Abschnittes angestellt haben. Es wird darauf zu achten sein, daß die Biegelinien möglichst einfach zu konstruieren sind. Bei Balken auf mehreren Stützen z. B. wird die Wahl

Unsere Bestimmungsgleichungen lauten:

$$144,00 X_c + 122,32 X_d = 1 \quad | 0$$

$$122,32 X_c + 144,00 X_d = 0 \quad | 1.$$

Wir erhalten

$${}_1X_c = {}_2X_d = \frac{144,00}{5773,8} = 0,02494$$

$${}_1X_d = {}_2X_d = -\frac{122,32}{5773,8} = -0,02118.$$

Wir belasten den statisch bestimmten Grundfall mit ${}_1X_c$ und ${}_1X_d$, berechnen die Stabkräfte Ξ_c (Abb. 7c) und in der Tafel 3 die zugehörigen Dehnungen $\Delta s_{c,c}$ (für $E=1$). Der mit diesen Längenänderungen gezeichnete Williotplan liefert direkt die Einflußlinie für X_c ¹¹⁾. Nehmen wir nun an, wir könnten dem Williotplan die Ordinaten mit $\pm 0,05$ cm mittleren Fehlers entnehmen. Wir haben den Maßstab des Williotplanes so gewählt, daß die größte Ordinate 10 cm mißt. Die sich für die einzelnen Ordinaten unter obiger Annahme ergebenden relativen Fehler sind der Einflußlinie beige geschrieben.

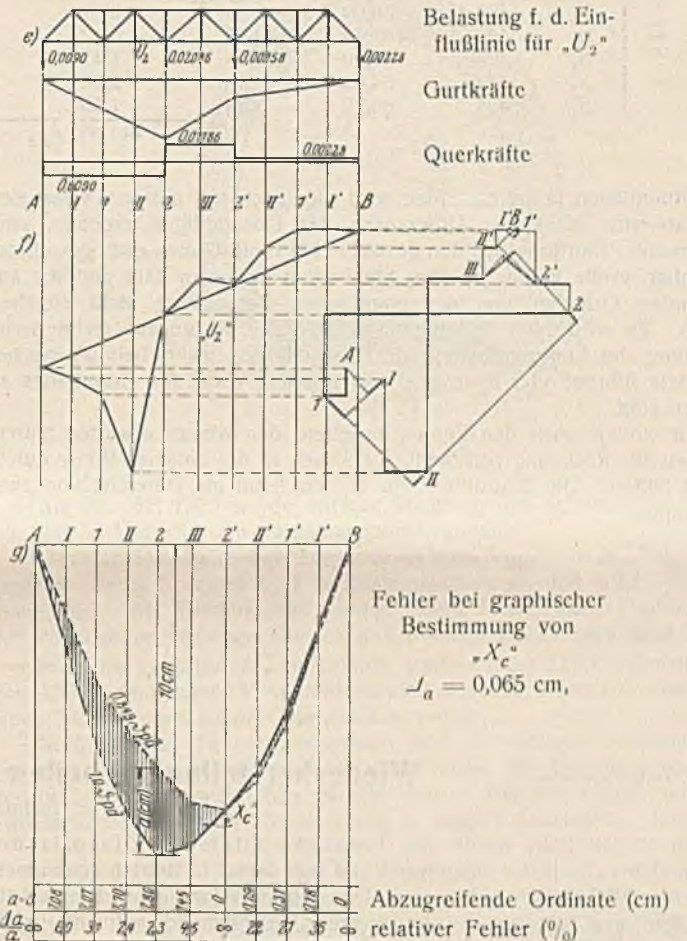
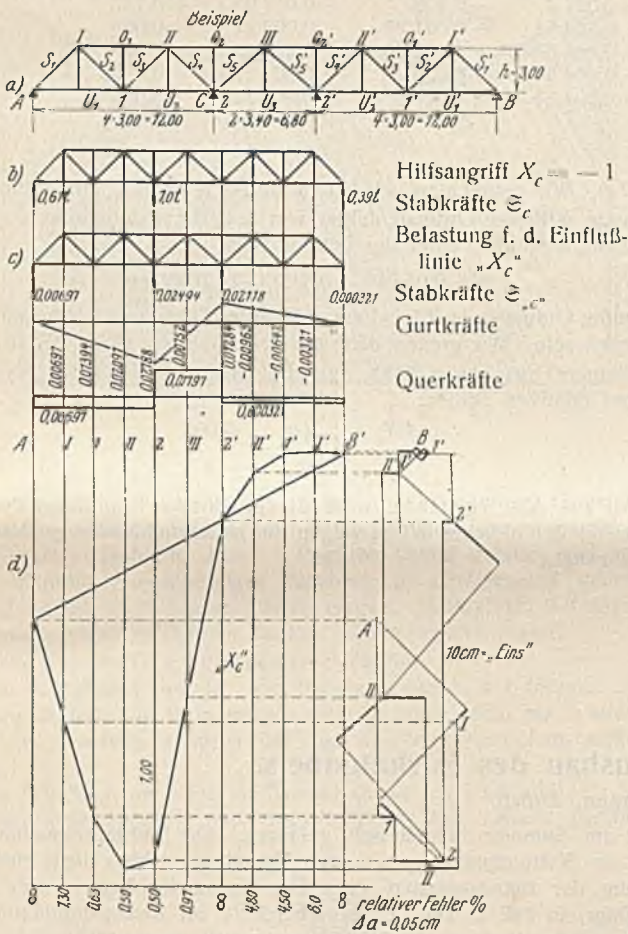


Abb. 7.

der Stützenmomente günstiger sein als die Einführung der Auflagerreaktionen, da der Einfluß der Stützenmomente sich nur auf je zwei Felder erstreckt, während der Einfluß der Auflagerreaktionen über den ganzen Balken geht.

4. Beispiel.

Als Beispiel wählen wir die Berechnung eines Fachwerkträgers als Balken auf vier Stützen (Abb. 7). Dieses Beispiel (das der Praxis entnommen wurde) zeigt trotz des einfachen statischen Charakters eine große Empfindlichkeit gegen ungenaue Berechnung der Koeffizienten der Elastizitäts-Gleichungen. Eine graphische Berechnung in gewohnter Art¹⁰⁾ wäre unmöglich.

Als statisch Überzählige führen wir die beiden Stützendrucke C und D ein. Zur Konstruktion der Einflußlinien erhalten wir folgende Gleichungen:

$$X_c \delta_{cc} + X_d \delta_{cd} = 1 \quad | 0$$

$$X_c \delta_{cd} + X_d \delta_{dd} = 0 \quad | 1.$$

Die Koeffizienten bestimmen wir rechnerisch nach

$$\Xi = \frac{\Xi \Xi_p}{EF}$$

in der Tafel 3 und erhalten mit $E=1$

$$\delta_{cc} = \delta_{dd} = 144,00$$

$$\delta_{cd} = 122,32.$$

¹⁰⁾ Bei Wahl der Stützendrucke als Überzählige.

Aus der Einflußlinie für X_c können wir alle Stabkräfte herleiten. Wir können diese Einflußlinien aber auch als Biegelinien darstellen. Wir wählen als Beispiel die Zeichnung der Einflußlinie für die Stabkraft U_2 . Allgemein erhalten wir

$$U_2 = \frac{\Xi_2}{h} - X_c \Xi_c - X_d \Xi_d.$$

Mit $\Xi_c = 1,83$ und $\Xi_d = 1,17$ errechnen sich die Lasten aus

$$-U_2 X_c = 1,83 \cdot 0,02494 - 1,17 \cdot 0,02118 = 0,02086$$

$$-U_2 X_d = 1,17 \cdot 0,02494 - 1,83 \cdot 0,02118 = 0,00958.$$

Für diese Belastung bestimmen wir wieder die Stabkräfte (Abb. 7c) und die zugehörigen Δs (Tafel 3). Dem Stabe U_2 haben wir außerdem noch eine zusätzliche Längenänderung von + Eins zu erteilen, es ist daher die Längenänderung des Stabes U_2 , die wir in den Williotplan eintragen müssen:

$$\Delta s = -0,208 + 1,00 = +0,792.$$

Der in Abb. 7f gezeichnete Williotplan liefert unmittelbar die Einflußlinie für U_2 .

In dieser Art könnte man die Einflußlinien für sämtliche Stabkräfte

¹¹⁾ Die Dimension der Größe X ist $\left[\frac{1}{l}\right]$; die sich für eine solche Belastung ergebende Durchbiegung ist daher eine unbenannte Zahl, wie es von einer Einflußordinate auch zu erwarten ist (Abb. 7d).

Tafel 3.

Stabgruppe	Stab	Stablänge s cm	Querschnitt F cm ²	ϵ_c	$\epsilon_c \cdot \frac{s}{F}$	$\epsilon_c \epsilon_d \cdot \frac{s}{F}$	$\epsilon_{c'}$	$\Delta s = \epsilon_{c'} \cdot \frac{s}{F}$	ϵ_{n_2}	$\Delta s' = \epsilon_{n_2} \cdot \frac{s}{F}$	
Obergurt	O ₁	600	80,72	-1,22	11,05	7,07	-0,013 94	-0,103 6	+0,018 0	+0,134	
	O ₂	640	127,92	-2,44	29,80	19,03	-0,027 88	-0,139 4	+0,036 0	+0,180	
	O _{2'}	640	127,92	-1,56	12,17	19,03	+0,012 84	+0,064 3	+0,009 12	+0,045	
	O _{1'}	600	80,72	-0,78	4,51	7,07	+0,064 2	+0,047 8	+0,004 56	+0,034	
Untergurt	U ₁	600	77,92	+0,61	2,87	1,83	+0,006 97	+0,053 6	-0,009 0	-0,069	
	U ₂	600	77,92	+1,83	25,80	16,50	+0,020 91	+0,161 0	-0,027 0	-0,208	
	U ₃	680	139,92	+2,00	19,40	19,44	+0,007 52	+0,036 5	-0,022 56	-0,1095	
	U _{3'}	600	77,92	+1,17	10,50	16,45	-0,009 63	-0,074 2	+0,006 84	-0,053	
	U _{1'}	600	77,92	+0,39	1,17	1,83	-0,003 21	-0,024 7	-0,002 28	-0,018	
Streben	S ₁	424	80,72	-0,86	3,88	2,49	-0,009 86	-0,051 8	+0,012 71	+0,067	
	S ₂	424	54,72	+0,86	5,72	3,66	+0,009 86	+0,076 4	+0,012 71	-0,099	
	S ₃	424	87,40	-0,86	3,58	2,29	-0,009 86	-0,047 9	+0,012 71	+0,062	
	S ₄	424	157,36	+0,86	1,99	1,27	+0,009 86	+0,026 6	+0,012 71	-0,0343	
	S ₅	453	59,02	+0,59	2,67	-2,67	+0,027 2	+0,209	+0,017 95	-0,137	
	S _{5'}	453	59,02	-0,59	2,67	-2,67	-0,027 2	-0,209	+0,017 95	+0,137	
	S _{1'}	424	157,36	+0,55	0,82	1,27	-0,004 54	-0,001 22	+0,003 22	-0,009	
	S _{3'}	424	87,40	-0,55	1,47	2,29	+0,004 54	+0,002 20	+0,003 22	+0,016	
	S _{2'}	424	54,72	+0,55	2,34	3,66	-0,004 54	-0,035 2	+0,003 22	-0,025	
	S _{1'}	424	80,72	-0,55	1,59	2,48	+0,004 54	+0,023 8	+0,003 22	+0,017	
				$\delta_{cc} = 144,00$		$\delta_{cd} = 122,32$					

aus Williotplänen herleiten. Man wird dies auch tun müssen, wenn sich die Stabkräfte als kleine Differenzen der Überzähligen ergeben, eine rechnerische Ermittlung aus den gezeichneten Einflußlinien nach gewohnter Art daher große Fehler in den Stabkräften erwarten läßt und wir aus bestimmten Gründen von der graphischen Berechnung nicht abgehen wollten. Es wird aber in einem solchen Falle die genaue rechnerische Ermittlung der Einflußordinaten der Überzähligen wahrscheinlich rascher zum Ziele führen, oder aber eine vorteilhaftere Wahl des Grundfalles zu erwägen sein.

Wir wollen noch den Fehler herleiten, den wir zu erwarten hätten, wenn wir die Rechnung vollständig graphisch in der üblichen Weise durchgeführt hätten. Die Einflußlinie für X_c erscheint als Differenz von zwei Biegelinien:

$$X_c = \delta_{pc} - \frac{0,849}{N} \cdot \delta_{pd}$$

(Abb. 7g). Wir nehmen an, wir hätten die Biegelinien δ_p aus Williotplänen mit einem mittleren Ordinatenfehler von $\pm 0,05$ cm entnommen. Der zu erwartende absolute Fehler der Differenz ist

$$\Delta = 0,05 \sqrt{1^2 + 0,849^2} = \pm 0,065 \text{ cm.}$$

Die größte Ordinate der Biegelinie soll in der Zeichnung wieder mit 10 cm erschienen sein. Wir greifen dann die Ordinaten $a = (\delta_{pc} - 0,849 \delta_{pd})$ als viel kleinere Strecken a (Abb. 7g) ab, erhalten also einen wesentlich größeren relativen Fehler:

$$\frac{\Delta X_c}{X_c} = \frac{\Delta a}{a} = \frac{0,065}{a}$$

Wie wir aus Abb. 7g sehen, wäre die graphische Ermittlung der Überzähligen in der üblichen Weise wegen der zu befürchtenden großen Fehler nicht angängig.

Alle Rechte vorbehalten.

Wiederherstellungsarbeiten und Ausbau des Furkatunnels.

Von Dr. sc. techn. E. Wiesmann, Zürich.

Am 3. Juli 1926 wurde die Teilstrecke Gletsch—Disentis der Furka-Oberalp-Bahn eingeweiht und tags darauf in Betrieb genommen. Dadurch wurde zwischen Brig und Disentis ein durchgehender Verkehr geschaffen, der indessen nur im Sommer durchgehend aufrechterhalten wird.

Der Bau wurde ausgeführt auf Grund der Konzession vom 8. Oktober 1908 an die Unternehmerfirma Battignolles, Paris. Die Furkabahn ist auf zwei Drittel der Länge Reibungsbahn mit 20 bis 50‰ Steigung und zu einem Drittel mit Einschaltung von 10 Zahnradstrecken von 80 bis 110‰ (vergl. Schw. Bztg., Bd. LVII, S. 317 und Bd. LXIV, S. 269). Bemerkenswerte Höhenlagen sind: Brig, Kote 675 m, Gletsch 1763 m, Scheitelpunkt im Furkatunnel 2163,7 m, Andermatt 1439 m, Oberalp 2046 m und Disentis 1133 m ü. M.

Die Bauarbeiten wurden 1908 begonnen und so weit gefördert, daß die ganze Linie im Frühjahr 1915 hätte eröffnet werden können, wenn der Kriegausbruch nicht dazwischengetreten wäre. Das schwierigste Bauwerk bildete der Furkatunnel. Im Winter 1913 wurde in dem einsamen, von der Welt abgeschlossenen Tunnel emsig gearbeitet, und man hoffte, ihn bis Ende 1914 zu vollenden. Die schweizerische Bundesregierung verbot aus militärischen Gründen den Weiterbau im Gotthardgebiet; die Furkabahngesellschaft sah sich infolgedessen genötigt, die Arbeiten auf der 51 km langen Strecke Gletsch—Disentis, den Furkatunnel inbegriffen, einzustellen. Die Arbeiten im Furkatunnel durften zwar im Frühjahr 1915 wieder aufgenommen werden und der Durchschlag geschah am 25. September 1915, der Bau wurde indes vor der gänzlichen Vollendung wieder eingestellt, so daß der Tunnel während eines Jahrzehnts in unfertigem Zustande sich selbst überlassen war.

Die 46,6 km lange Linie Brig—Gletsch war bereits fertiggestellt und am 1. Juli 1914 bis Oberwald in Betrieb genommen worden. Später

wurde im Sommer bis Gletsch gefahren. Die Betriebseinnahmen des durch die Weltereignisse gehemmten Verkehrs reichten nicht einmal zur Deckung der Betriebskosten aus. Die finanzielle Lage wurde immer schlimmer, so daß es am 20. Dezember 1924 zur Zwangsliquidation kam.

Es wurde eine neue Furkabahngesellschaft gegründet, bei der hauptsächlich die Visp-Zermatt- und Gornegratbahn sowie die Rhätische Bahn beteiligt waren. Bund und die Kantone Wallis, Uri, Graubünden und Bern liehen dem Unternehmen ihre finanzielle Unterstützung. Auf diese Weise war der Wiederaufbau und die Inbetriebsetzung der Furkabahn gesichert. Die Rhätische Bahn übernahm die Vollendungsarbeiten der Oberalpstrecke, und die neue Furkabahngesellschaft selbst arbeitete mit dem Aufwand aller ihrer Arbeitskräfte und mit Unternehmern an der Route Gletsch—Andermatt. Die Hauptsorge bildete die Wiederherstellung und der Ausbau des Furkatunnels. Der Tunneleingang hinter der Tunnelstation Muttbach ist ungefähr 4 km von der Station Gletsch entfernt. Nach Überschreiten des Muttbaches auf einem gewölbten Durchlaß von 5 m Weite tritt die Bahnlinie in den Furkatunnel ein. Dieser unterfährt den Furkapaß ungefähr 200 m südlich vom Hotel in der Richtung West-südwest nach Ostnordost und mündet auf Kote 2163,7 im Tale der Furkareuß aus. Der Entwurf zeigt im Westen eine Rampe von 1242 m Länge mit rd. 35‰ Steigung, hierauf folgt eine Wagerechte von 611 m; dies ergibt eine Länge von 1853 m. Die durch den Ausbau festgelegte Länge beträgt nun 1874 m mit Westportal bei km 49,999 und Ostportal bei km 51,873.

Die geologischen Verhältnisse haben den Tunnelbau sowohl bei der Herstellung als auch beim späteren Ausbau stark beeinflußt, weshalb kurz darauf eingegangen wird.

Im ursprünglichen Entwurf verlief die Tunnelachse 90 m nördlicher, entsprechend dem kürzeren Linienzug. Der Tunnel kam dadurch in den

weichen sericitischen Schiefer mit Gipseinlagen zu liegen. Beim Auffahren des Stollens zeigten sich starke Druckerscheinungen in dem blühenden Gebirge, so daß der Stollen aufgegeben werden mußte, nachdem er von Westen her ungefähr 140 m weit vorgetrieben worden war. Es wurde hierauf im September 1911 von Prof. Dr. Buxtorf, Basel, eine geologische Untersuchung vorgenommen, die zu einer Verlegung der Tunnelachse führte. Wäre der Plan auf geologische Befunde aufgebaut worden, dann wären bedeutende Verluste an Zeit und Geld erspart worden.

Abb. 1 zeigt das geologische Profil durch den Furkapaß aus dem vorgenannten Gutachten.

Eine Eigentümlichkeit des Furkagebietes ist das Auftreten einer 300 bis 500 m breiten Zone von sedimentären Bildungen, die sich einschaltet zwischen die kristallinen Gesteine des Gotthard-Massivs im Süden und die des Aar-Massivs im Norden.

Darin lassen sich von Süden nach Norden folgende Gesteinzonen unterscheiden:

Zum Gotthard-Massiv gehörend: a) Chloritische Schiefer; b) Gneiß in festen Bänken; c) sericitische, schiefrige Gneiße.

Gewölbe in Mitleidenschaft, dessen First unter Ribbildung sich nach oben bewegte (Abb. 4a bis e).

Um den Tunnel in betriebsmäßigen Zustand zu stellen, mußten vorerst nachstehende Ausbesserungs- und Ergänzungsarbeiten vorgenommen werden:

1. Aufräumen des Tunnels.
2. Beidseitiger Strossenausbruch und Herstellung der Widerlager auf ≈ 170 m Länge, zwischen km 51,295 und 51,465. (Das Gewölbe war schon vorhanden.)
3. Km 50,215 bis 50,770 waren rd. 80 m Widerlager (einseitig gerechnet) umzubauen.
4. Km 50,050 bis 50,214, Gewölbe- und Widerlagerumbau: 80 m Gewölbe, 64 m Widerlager rechts und 59 m links, davon rd. 50 m vollständiges Mauerprofil.
5. Verlängerung der Westportalstrecke.
6. Verlängerung der Ostportalstrecke.
7. Durchgehendes Zementrohr der Tunnelbohle.
8. Legen des Oberbaues und Verschiedenes.

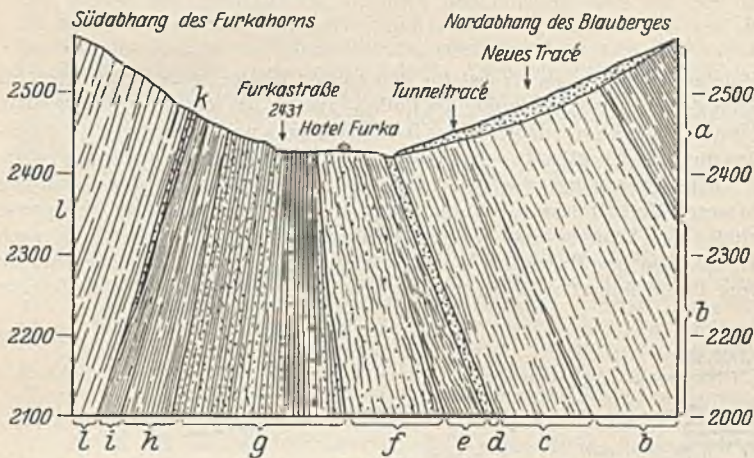


Abb. 1.

Sedimentzone der Furka, Trias: d) Zellendolomit (Rauchwacke); e) Weiche, sericitische Schiefer mit Gipsadern und Linsen; dünne Quarzbänke; grusiger Dolomit. Jura: f) Phyllite, häufig gefaltet und mit einzelnen härteren eisenschüssigen Bänken; g) sandige und quarzitische Kalkschiefer mit phyllitischen Zwischenlagen; h) Phyllite; i) Kalkschiefer; k) hellgraue Kalke in dünnen Bänken (wahrscheinlich Malm).

Zum Aar-Massiv gehörend: l) Gneiß.

Die Tunnelachse wurde, wie bereits erwähnt, auf Grund der geologischen Befunde um 90 m südlich verlegt, leider nicht bis in die festen Bänke des Gneißes, sondern nur bis in die sericitischen, schiefrigen Gneiße.

Die Schichten im verlegten Tunnel stehen ziemlich steil, 60 bis 65° nach Nordwest geneigt, und das Streichen läuft nahezu parallel zur

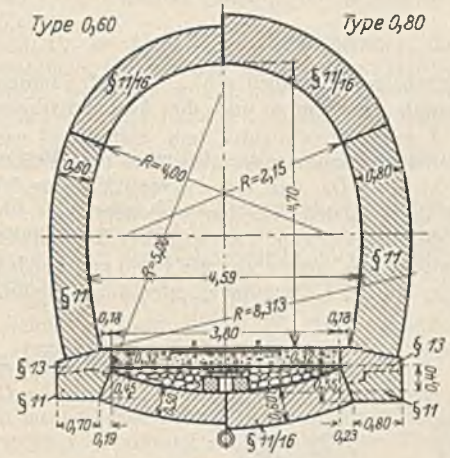


Abb. 2.

Am 20. Mai 1925 wurde mit der Räumung des Schnees von Gletsch bis Station Muttbach am Tunnelleingang begonnen.

Das den Umbauarbeiten zugrunde gelegte Profil ist in Abb. 2 dargestellt. Darin bedeutet § 11 Bruchsteinmauerwerk und § 13 Spitzsteinmauerwerk. Als Steinmaterial wurden Gneiß- und Granit-Findlinge aus der Rhöneebene zwischen Gletsch und Rhönegletscher verwendet.

Statt der gemauerten Tunnelbohle wurden dann 1150 m Zementrohre von 0,30 Durchm. und 195 m Dohlendeckel aus Eisenbeton zur Eindeckung eines Stückes vorhandener Tunnelbohle verlegt.

Nachdem der Tunnel ausgeräumt und die nötigen Vorbereitungen getroffen worden waren, wurden am 30. Juni die Vollendungsarbeiten der 1915 unfertig gelassenen Strecke km 51,295 bis 51,465 mit dem Strossenausbruch mittels Handbohrung in Angriff genommen. Auf dieser

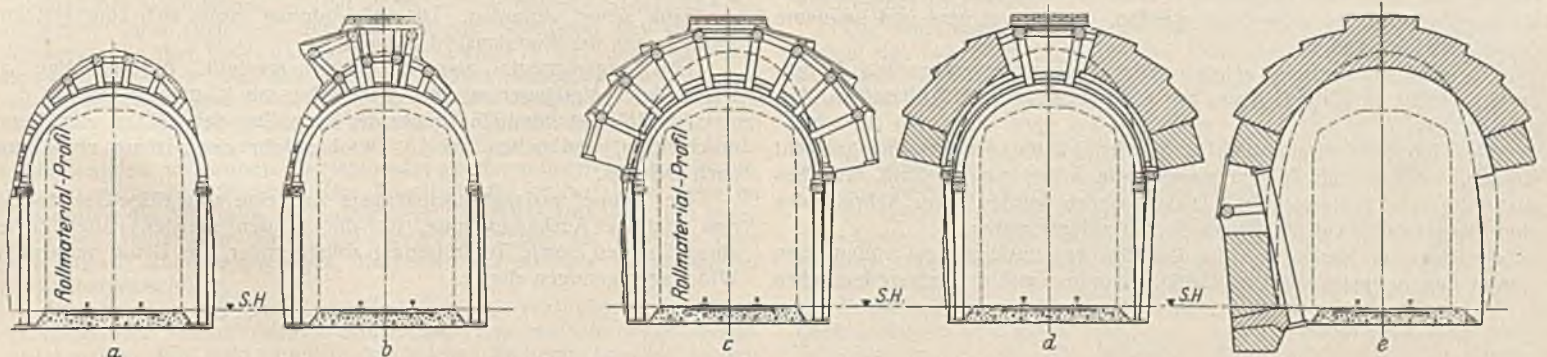


Abb. 3.

Achsrichtung des Furkatunnels. Dieser Umstand, verschlimmert durch die steile Lage der Schichten, gilt mit Recht als ein großes Erschweris im Tunnelbau.

Das erste Kilometer ab Westportal zeigte ziemlich standfestes Gebirge. Von da ab trat ein starker Druck auf, der einen kräftigen Holzeinbau verlangte und der sich nach Ausmauerung in dem Zusammengehen der Widerlager äußerte, die nach und nach eine starke Verformung erlitten, zum Teil dadurch, daß infolge der Schichtenstellung das Gestein in der First abbrockte und sich wie ein Keil zwischen Gebirge und Mauerwerk durchdrängte. Das Nachgeben der Widerlager zog natürlich auch das

Strecke war bereits das Gewölbe in einer Stärke von 60 bis 80 cm hergestellt und auf die Strossen abgesetzt. Das Mauerwerk war noch gut erhalten. Es handelte sich also um den Strossenabbau, die Unterfangung der Gewölbe mit kräftigen Stempeln und die Aufmauerung der Widerlager. Diese Arbeit wurde zonenweise in der üblichen Weise vorgenommen. Gleichzeitig wurde an der Erneuerung einzelner schadhaft gewordener Widerlager auf der Strecke km 50,225 bis 50,770 gearbeitet.

Es bedurfte natürlich einer gewissen Zeit, bis die nötigen Arbeitskräfte, die Baugeräte und reichlich Baumaterial zur Stelle waren, um einen geregelten Baubetrieb in die Wege zu leiten.

Mitte Juli wurde die Sand- und Kiesaufbereitungsanlage auf der Station Gletsch in Betrieb genommen; gegen Ende Juli waren für die Arbeiter auf der Station Muttbach für 255 Mann, in Gletsch für 38 Mann neue Unterkunftsraume geschaffen. An neuen Hilfsbauten wurden hergestellt: Bureaus, eine Küche für Arbeiter, eine Küche für das technische

Schwierigkeiten vorstellt, mit denen die Arbeit in dieser Höhenlage zu kämpfen hatte.

Die Winterarbeit wurde infolge der freien Lage der Tunnelportale, die sich nicht anders anordnen ließen, sehr erschwert. Auch die Verproviantierung der Arbeiter mußte nebst der nötigen Baustoffe, wie Zement,

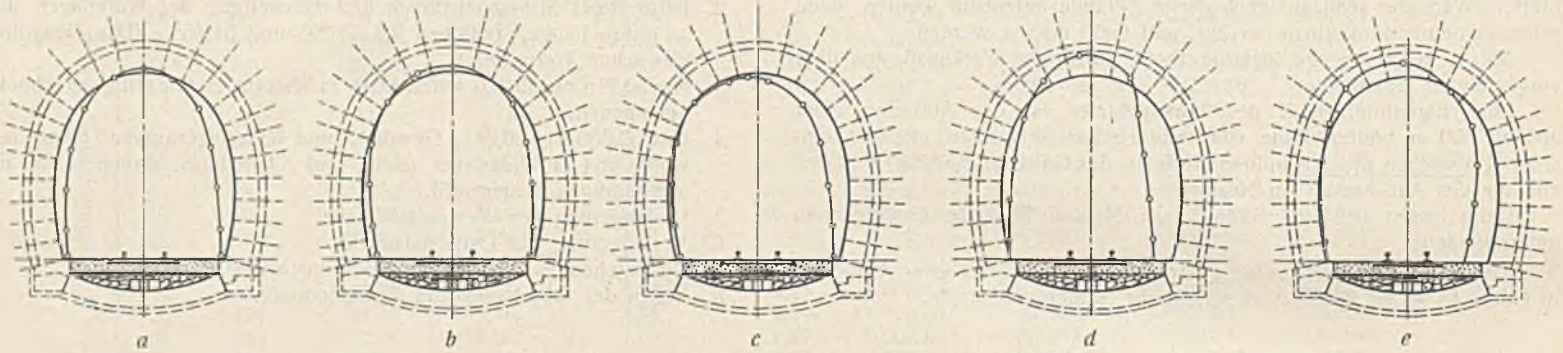


Abb. 4.

Personal, Magazine usw. Endlich am 7. August konnten Druckluftbohrhämmer in Betrieb genommen und die Ausbrucharbeiten beschleunigt werden.

Die Hauptarbeit bestand in der Gewölbe- und Widerlagererneuerung, km 51,050 bis 51,214. Da nur eine kurze Zeit zur Verfügung stand, wurden nur die dringenden Arbeiten vorgenommen.

Bei der vollständigen, zum Teil auch bei der teilweisen Erneuerung der Mauerung mußte das stark verformte Profil erst durch Einbau gesichert werden, entweder mittels Holzeinbaues oder durch Abstützung auf eiserne

Holz usw., jeweils im Herbst für den ganzen Winter, vom Einschneien bis frühestens 15. Juni (Eröffnung der Furkastraße für das Rad) beschafft werden. Mitunter kam es vor, daß einzelne Baustoffe knapp wurden und gestreckt werden mußten. Ein allzu strenger Maßstab darf eben hier nicht angelegt werden.

Die Ergänzungsarbeiten bestanden hauptsächlich in der Schaffung besserer Verhältnisse am Tunneleingang und -ausgang. Das Westportal mußte der Schnee- und Wasserverhältnisse wegen von km 50,020 nach 49,999, also um 21 m nach West zurückgesetzt werden. Außerdem wurde vom Portal links der Bahn ein Flügel von 16 m ausgebildet zum Zwecke

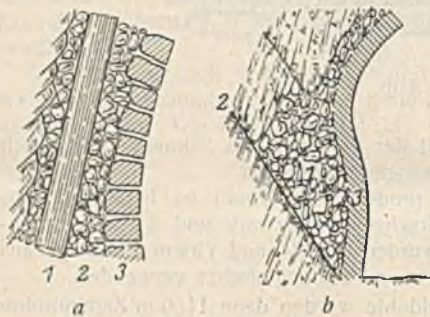


Abb. 5.

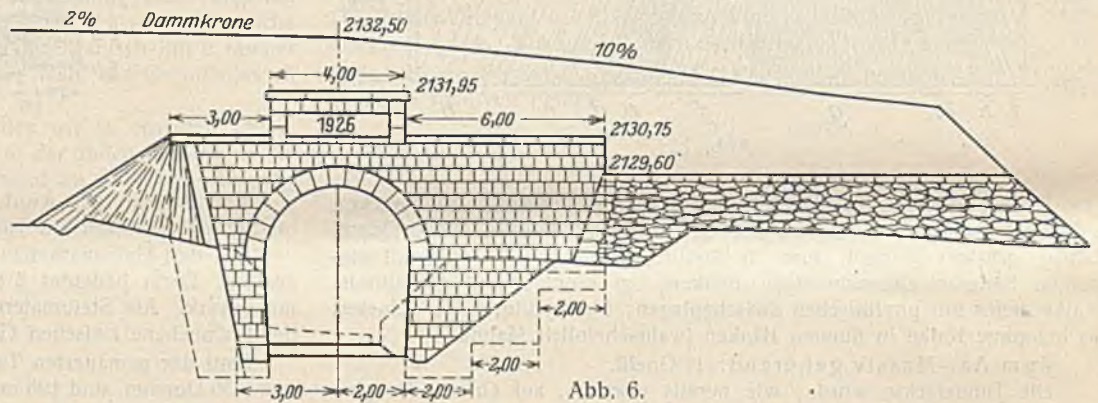


Abb. 6.

Lehrbogen von kleinerem Durchmesser als normal (Abb. 3a bis e). Diese Anordnung hatte den Vorteil des freien Durchgangs der Arbeitszüge mit Lokomotive, während zwischen den Ständern des Holzeinbaues nur einzelne Rollwagen im Handbetrieb durchfahren konnten. Die Gewölbemauerung vollzog sich nach dem belgischen Verfahren, wobei die Gewölbekämpfer als Eisenbetonplatten ausgeführt wurden, die eine sichere und bequeme Abstützung gestatteten.

Die Tunnelmauerung zeigte stellenweise eine eigenartige Verformung, wie sie in Abb. 4a bis e, aus einer Reihe von 27 Aufnahmen, dargestellt sind.

Der Gebirgsdruck allein darf nicht überall dafür verantwortlich gemacht werden, sondern zum Teil ist mangelhafte Arbeit daran schuld, wie dies aus Abb. 5a u. b hervorgeht. Diese Skizzen wurden beim Abbruch des alten Mauerwerks km 50,750 bis 51,210 aufgenommen.

Es liegt uns fern, derartige Verstöße entschuldigen zu wollen, man kommt aber zu einem milderem Urteil, wenn man sich die außerordentlichen

des Anschlusses des bestehenden Zugangstollens vom Installationsplatz zum Tunnel als Schutz gegen Lawinengefahr.

Auf die nach außen verlängerte Tunnelröhre kam eine Erdschüttung zum Ausgleich der Mulde mit einem Damm als Schneefang und eine gepflasterte Wasserrinne, die beide zur Gewinnung des nötigen Gefälles zur Bahn schief verlaufen. Diese Anordnung ergibt sich zum Teil ohne weiteres aus der Portalansicht (Abb. 6).

Das Ausgangsportal war noch nicht hergestellt. Eine günstige Lage wurde durch Verlängerung der Tunnelröhre um 12 m gewonnen.

Am 16. Oktober 1925 konnte der erste Zug der F. O. B. den Tunnel durchfahren, und schon am 18. Oktober fuhr der Festzug von Gletsch nach Disentis.

Der Tunnel verlangt noch längere Zeit eine sorgfältige Überwachung und kleinere Ausbesserungen, für die in den meisten Fällen Zement einspritzungen, sowie Torkretierung abblätternder, aus Beton hergestellter Widerlager genügen dürfte.