

# DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 27. Juni 1933

Heft 27

Alle Rechte vorbehalten.

## Die neue Straßenbrücke über die Weser in Hameln.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. Natermann, Hameln.

### I. Brückengeschichte und Veranlassung zum Neubau.

Die Hamelner Straßenbrücke über die Weser ist wahrscheinlich die älteste, sicher aber die zweitälteste von den vier ersten Weserbrücken — Höxter, Hameln, Minden und Bremen —, die jahrhundertlang die einzigen Brücken über den Strom waren. Ihre daraus entspringende Bedeutung hat sie, in wechselnder Gestalt sich den Zeiten anpassend, bis heute bewahrt. Sie ist gegenwärtig wiederum in neuem Gewande ein Glied der großen Reichsstraße I von Königsberg über Berlin nach Köln.

Die Brücke verbindet die östlich vom Flusse liegende Altstadt von Hameln mit der auf der westlichen Flußseite liegenden neueren Klüt-Vorstadt. In der Stadt teilt sich der Fluß in zwei Arme. Jeder der beiden Arme ist durch ein Streichwehr gesperrt; der westliche Arm an der Abzweigstelle, der östliche Arm etwa 200 m weiter unterhalb. An der oberen Spitze der zwischen den Flußarmen liegenden Insel, die schlichtweg „Der Werder“ heißt, führt die Brücke über den Fluß, auf dem Werder selbst ein Mühlengerinne überschreitend.

In den Urkunden erscheint die Brücke zum ersten Male im Jahre 1243. Da aber infolge des im Jahre 1208 stattgefundenen Brandes der Hamelner Münsterkirche alle älteren Urkunden fehlen, darf das Alter der Brücke noch höher angesetzt werden. Nach neuesten Forschungen geht ihre Entstehung in das 11. Jahrhundert zurück.

An der Übergangsstelle liegen der Werder und die beiderseitigen Ufer heute hochwasserfrei, bis zu dem jetzigen Brückenneubau eine ausgesprochene Engstelle des Flusses bildend. In alter Zeit hat dagegen nur das östliche Flußufer eine annähernd hochwasserfreie Lage gehabt. Die Auffüllung des westlichen Flußufers und die Höherlegung des Werders haben die Engstelle erst künstlich geschaffen.

Die ältesten Brücken waren aus Holz.

Um 1390 entstand die erste Steinbrücke, die wegen ihrer zusammenhängenden 14 Öffnungen, wahrscheinlich mit hölzernen Überbauten, die „Lange Brücke“ hieß. Als die Brücke bei dem Hochwasser 1424 zwei

Pfeiler verloren hatte, wurde wegen der Unterhaltung der Brücke sogar von Reichs wegen eingegriffen.

Mit dem Bau dieser Steinbrücke entstand der Hamelner Hochwasser-Engpaß. Die hochgewachsenen Flußufer und die Verbauung des Flußbettes durch die vielen Pfeiler wurden der Brücke zum Verhängnis. Das große Hochwasser vom 10. Januar 1552 brachte sie zum Einsturz. Neben den beiden Landpfeilern blieben von den elf Stropfpfeilern nur fünf übrig, drei auf dem Werder und je einer in jeder Flußrinne.

Die Brücke wurde unter Verwendung der stehengebliebenen Pfeiler notdürftig in Holz wieder ausgebessert. Wahrscheinlich ist erst hierbei die Brücke in zwei Brückenzüge aufgeteilt worden durch die Vereinigung von zwei der Werderpfeiler zu einem den Werderkopf schützenden Turm.

1635 fielen bei einem Hochwasser auch die beiden von der alten „Langen Brücke“ übriggebliebenen Stropfpfeiler. Die unter der Not der Zeit leidende Stadt vermochte die Brücke nur in Holz wieder herzustellen. Bei diesem Neubau wurde zwischen den beiden östlichen, von der „Langen Brücke“ noch gebliebenen Werderpfeilern das für die späteren Brückenbauten

bedeutsame südliche Mühlengerinne des Werders geöffnet.

Von 1709 bis 1712 wurde dann mit Unterstützung des Kurfürsten Georg-Ludwig von Hannover durch Obristlieutenant Wellichen die zweite steinerne Brücke gebaut. Diese besaß in der westlichen Stromrinne vier, in der östlichen zwei Pfeiler. Ihre Überbauten waren aus Holz mit ursprünglich hölzerner, später, etwa ab 1780, mit gepflasterter steinerner Fahrbahn. Die Überbauten waren zwischen den Geländern etwa 4,70 m breit. Als man noch den Plan erörterte, die hölzernen Überbauten durch Steingewölbe zu ersetzen, riß das große Hochwasser vom 22./23. Februar 1799 in der westlichen Flußrinne einen Pfeiler fort und beschädigte in der östlichen Flußrinne einen Pfeiler so, daß er abgetragen werden mußte. Die entstandenen großen Lücken wurden vorläufig durch große, 36 m frei tragende hölzerne Sprengwerke wieder geschlossen. In diesem

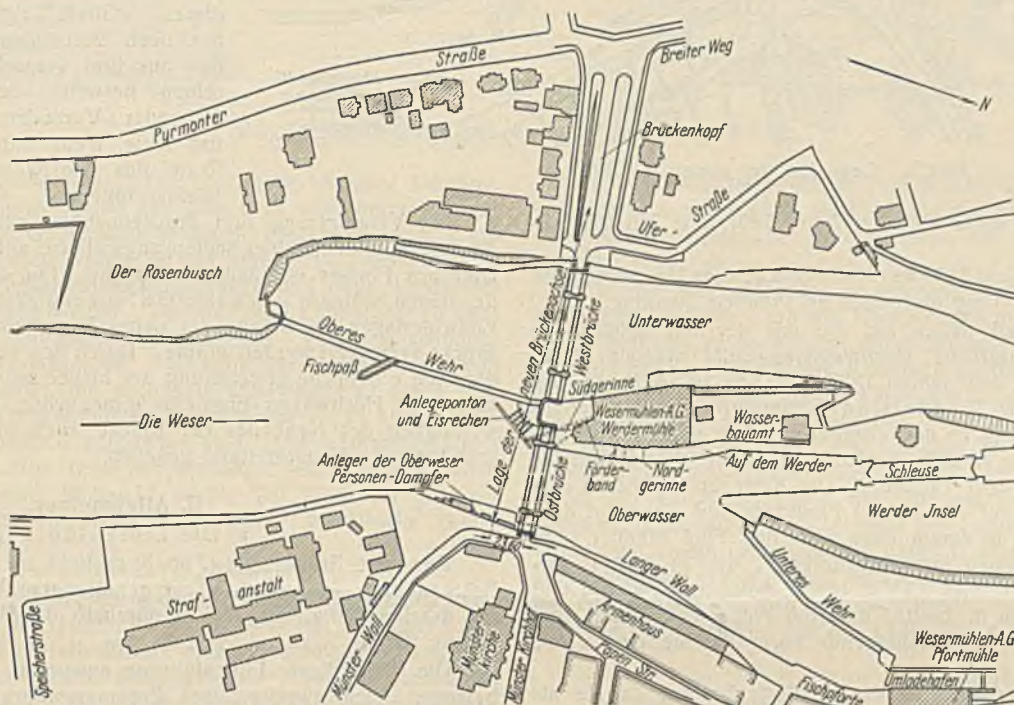


Abb. 1. Lageplan der alten Brücke.



Abb. 2. Gesamtansicht der alten Brücke vom Oberwasser.



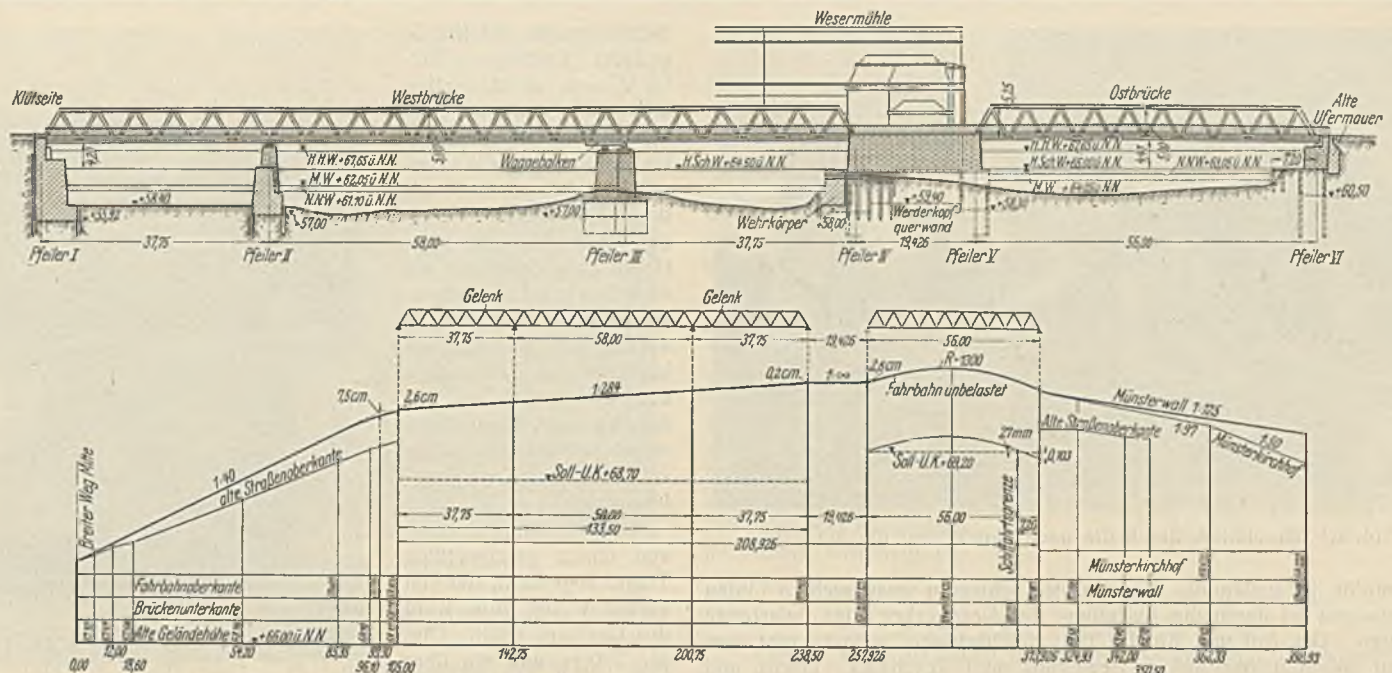


Abb. 4. Ansicht und Längenschnitt der neuen Brücke.

Vorhafen der neuen Schleuse führt. Die Ostbrücke hat eine Öffnung. Die Stützweiten der Öffnungen sind aus Abb. 4 zu entnehmen. Durch diese Anordnung fallen im Oberwasser sämtliche Pfeiler aus dem Flußbett heraus, während im Unterwasser in das eigentliche Flußbett, d. h. in den Raum zwischen Schleusentrennungsmauer und dem Werderufer nur ein Pfeiler (III) zu stehen kommt. Der westliche Landpfeiler (I) liegt in der Flucht der hohen Ufermauer der Schleuse. Pfeiler II schmiegt sich der Schleusentrennungsmauer an. Der neue Werderkopf wird durch die Pfeiler IV und V gebildet, die nach dem Oberwasser zu durch eine abgerundete Mauer — Werderkopfquerwand genannt — zu einem Bollwerk gegen Hochwasser und Eis verbunden sind. Das stadtseitige Landwiderlager ist Pfeiler VI. Alle Pfeiler mit Ausnahme des Pfeilers III stehen senkrecht zur Brückenachse. Pfeiler III mußte mit Rücksicht auf den Hochwasserstrom in dessen Richtung, d. h. schräg zur Brücke gelegt werden.

c) Die Hochwasserverhältnisse.

Das höchste bekannte Hochwasser ist das Hochwasser vom Januar 1841, das am Hamelner Pegel die Höhe von + 67,70 m NN erreichte. Bei diesem Wasserstand besaß die alte Brücke einen Flutquerschnitt von rund 930 m<sup>2</sup>. Die neue Brücke besitzt demgegenüber einen Flutquerschnitt von rd. 1260 m<sup>2</sup>, das ist das 1,35fache des alten. Von dem neuen Flutquerschnitt entfallen 290 m<sup>2</sup> auf den unteren Vorhafen der neuen Schleuse. Damit dieser voll zur Wirkung kommt, ist das Unterhaupt der neuen Schleuse so weit nach Oberwasser verlegt, daß der Überlaufquerschnitt über der Mauer, die den Fluß von dem unteren Vorhafen trennt, dem Flutquerschnitt des unteren Vorhafens entspricht. Die als Überlauf dienende Krone der Trennungsmauer liegt auf 64,70 m NN. Sie wird bei HHW 3 m überflutet.

Die im Weser-Ems-Werk, Band 3, S. 242 u. 379 genannte Engstelle unterhalb der Brückenstelle von nur 891 m<sup>2</sup> Flutquerschnitt ist durch den Ausbau des unteren Vorhafens der neuen Schleuse ebenfalls erheblich erweitert.

d) Der Längenschnitt.

Für die Ausbildung des Brückenlängenschnitts (Abbild. 4) waren neben der Bauhöhe der neuen Brücke in erster Linie die Belange der Schifffahrt bestimmend. Der höchste schiffbare Wasserstand liegt im Oberwasser auf + 65,00 m NN und im Unterwasser im Vorhafen der neuen Schleuse auf + 64,50 m NN. Der freie Raum über diesem Wasserstand besaß bei der alten Brücke eine Höhe von 4,20 m. Mit Rücksicht auf die beiderseitigen Brückenrampen, die schon wegen der größeren Bauhöhe der neuen Brücke gehoben werden mußten, wurde von einer — an sich wünschenswerten — Erhöhung des freien Raumes abgesehen. Die Bauhöhe der neuen Brücke beträgt 1,10 m, d. s. 23 cm mehr als bei der alten Brücke (0,87 m). Mit Rücksicht auf diese und auf die größere Durchbiegung der neuen Brücke infolge größerer Stützweiten ergab sich als erforderliche Höhenlage der Plattform des Werderkopfes die Ordinate 70,30 m NN. Diese Höhenlage der Fahrbahn war auch für den Verkehr von der Werdermühle her noch erträglich.

Für den von der Klütseite zum Werder führenden Brückenteil ergab sich daraus eine Steigung der Fahrbahn von 1:284 und eine Höherlegung des Anschlußpunktes der Brückenrampe um 48 cm bei einer Rampensteigung von 1:40.

Auf der Stadtseite war es erwünscht, die Rampenaufhöhung möglichst einzuschränken, um die Einschüttung der nahe gelegenen Münsterkirche tunlichst zu vermeiden, deren Inneres schon tiefer lag als die anliegende Straße. Um diesem Rechnung zu tragen und doch die Belange der Schifffahrt nicht zu stören, wurde der Brückenfahrbahn der Ostbrücke eine Sprengung von 25 cm gegeben. Dies ermöglichte, die Brücke auf der Stadtseite 10 cm tiefer als auf dem Werder aufzulagern. Der für HSW freizuhaltende Raum blieb dadurch bis zur Vorderkante des Anlagers der Personendampfer der Oberweser-Personen-Dampfschiffahrtsgesellschaft erhalten, in der Mitte der Fahrrinne ließ sich sogar eine, wenn auch kleine Erhöhung des freien Raumes um 20 cm erzielen. Als größte Steigung ergab sich auf dem stadtseitigen Brückenteil das Maß 1:50. Bei den Rampen ließ sich jede Einschüttung der Münsterkirche vermeiden.

Alle Gefällbrechpunkte des Längenschnitts sind gut ausgerundet.

e) Die Breiten der Verkehrsbahnen.

Der Brückenquerschnitt ist nach DIN 1071 (Ausgabe Januar 1927) ausgebildet. Die dreispurige Fahrbahn ist 7,50 m, die beiden außenliegenden Fußwege sind je 2,25 m breit.

f) Die Überbauten.

Abb. 5 u. 6 zeigen die fertige Brücke. Die im einfachen Netzwerk ohne Pfosten aufgeteilten, als Parallelträger ausgebildeten Überbauten passen sich in glücklicher Weise an das durch den großen Block der Werdermühle schwer vorbelastete Landschaftsbild an. Der Eindruck der



Abb. 5. Längssicht der neuen Brücke von der Klütseite.



Abb. 6. Durchblick durch die neue Brücke auf die Stadt zu.

Balken gegen Schiffstöße gedeckt. Entlang am Pfeiler V und an der alten Ufermauer läuft ein Bankett zum Anlegen der Hafentontons der Werdermühle, die das mit dem Förderband herangebrachte Mahlgut zum Hafen zum Umschlag auf die Reichsbahn bringen. Haltekreuze im Pfeiler V und in der Ufermauer erleichtern das Festmachen der Pontons. Das aus dem Gerinne herauskommende Förderband ist in seiner alten Lage verblieben.

Der Einlauf ist oben von einem geschweißten Träger abgedeckt, der von Pfeiler V bis zum Kopf des Gerinnes reicht. Dieser Träger und ein über dem werderseitigen Landwiderlager der alten Ostbrücke liegender schwerer Eisenbetonunterzug tragen eine Betonplatte mit Walzträgerinlage, die den Verkehr von der Brücke zur Werderinsel vermittelt. Der Raum zwischen dem alten Werderkopf und der Westbrücke ist durch eine Eisenbetonkragplatte überdeckt. Die Werdermühle hat damit einen geräumigen, gegenüber früher erheblich vergrößerten Vorplatz erhalten, dessen sie für ihren ländlichen Fuhrverkehr dringend bedurfte. Das Aufstellen der besonders im Herbst zahlreichen Wagen belastigt den Verkehr über die Brücke nicht mehr.

Werdermühle ist gedämpft. Den an sich schweren waagerechten Linien der Gurtungen ist durch die Aufteilung des Netzwerkes alles Belastende genommen. Das Auf und Ab der fast gleichseitigen Dreiecke gibt dem ruhenden Moment der Brücke Bewegung und Rhythmus. Leicht und frei spannt sie sich über den Fluß hinüber.

Der schönen, aber kleinen Münsterkirche auf der Stadtseite ist der Maßstab nicht genommen. Abb. 5 u. 6 zeigen in einer Längsansicht und in einem Durchblick von der Klütseite her das glückliche Zusammenwirken der Brücke mit dem Münster, das durch die zueinander führenden, nicht durch einen oberen Windverband gestörten Linien der Gurtungen erst den richtigen Maßstab erhält.

Nicht ins Auge fallend, aber beachtenswert ist die Auflagerung der Westbrücke auf dem Pfeiler III. Da dieser Pfeiler aus Hochwassergründen schräg zur Brückenachse liegt, kommt sein nördliches Auflager zwischen zwei Knotenpunkte zu liegen. Der Übergang der Auflagerkraft an den Hauptträger ist durch einen in den Untergurt hineingesteckten, freibeweglichen Waagebalken (Abb. 7) herbeigeführt, auf dessen beiden Enden die Brücke mit besonderen Lagern aufruhet.

Die Fußsteige sind aus Eisenbeton mit Hartasphaltabdeckung. Die Brückenfahrbahn hat Kleinsteinreihenpflaster mit Asphaltfugenverguß auf einer Unterlage von Beton auf Belageisen.

#### g) Der Anschluß an die Werderinsel.

Der neue Kopf der Werderinsel, der aus den Pfeilern IV und V und der sie verbindenden Querwand gebildet wird, liegt (s. Abb. 3) unmittelbar neben dem oberen Wehr, seitlich verschoben vor dem alten Werderkopf und unmittelbar vor dem alten Einlauf des südlichen Turbinengerinnes der Werdermühle. Der zur Westbrücke gehörige Pfeiler IV und ein Teil der Querwand steht in den Resten des alten Holzwehres. Der Raum zwischen den beiden Pfeilern ist mit einer Betonplatte mit Walzträgerinlage abgedeckt. Zur Herstellung eines neuen Einlaufs ist der Pfeiler VI der alten Brücke, der unmittelbar unterhalb des neuen Pfeilers V liegt, herausgenommen. Der entstandene Raum ist durch einen Betonpfeiler in zwei Öffnungen aufgeteilt, die den neuen Einlauf des Gerinnes bilden und mit einem Rechen abgeschlossen sind. Der Einlauf ist mit Nadeln absperrbar und durch abgedeckte, als Gitterwerk aus P-Trägern gebildete



Abb. 7. Pfeiler III mit Waagebalken (Nordseite).

#### h) Die Brückenrampen.

Die Fahrbahn der klütseitigen Rampe ist auf 10 m verbreitert worden. Beiderseits an die Brücke schließt sich längs der neuen Ufermauer der Schleuse die neue, bisher fehlende Uferpromenade an.

Die Anlagen auf der Stadtseite vervollständigen das gefällige Bild der neuen Brücke. Der neu entstandene Brückenvorplatz (Abb. 8) gestattet eine günstige Verkehrszuführung von den Hauptzubringerstraßen der Brücke und eine gute Verbindung dieser Straßen untereinander. Der Zugang zu dem Anleger der Personendampfer der Oberweser-Personendampfschiffahrtsgesellschaft hat die seiner Bedeutung zukommende Betonung erlangt. Auf der Nordseite des Platzes ist durch eine niedrige Ufermauer eine dem Platz dienende Uferpromenade geschaffen worden.

### III. Die Bauvorbereitung.

Da der westliche Teil der neuen Brücke an die Stelle der alten Brücke zu liegen kam, mußte zunächst der westliche Teil der alten Brücke abgebrochen werden. Dazu war es nötig, den Verkehr von der Westbrücke abzuliciten. Zu diesem Zwecke wurde als erste Baumaßnahme über den westlichen Flußarm vom Werder bis zum klütseitigen Ufer des Flusses



Abb. 8. Der neue Brückenvorplatz vor dem Münster.

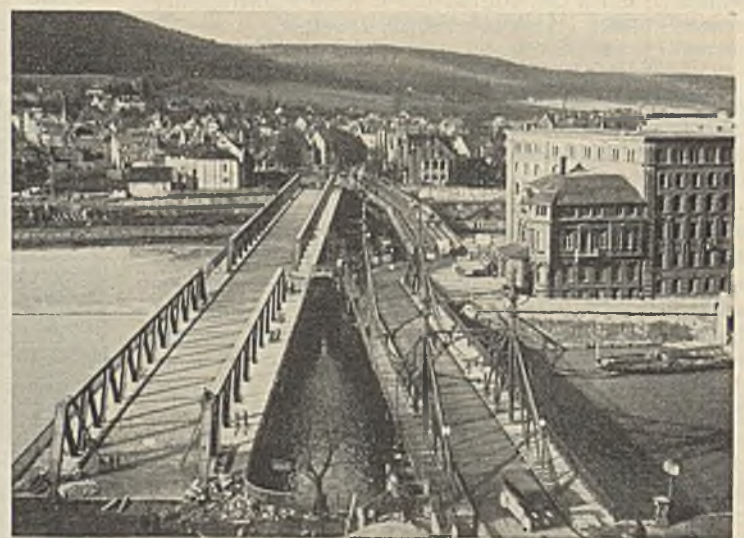


Abb. 9. Die neue Brücke vom Münster während der Bauarbeiten.



Abb. 10. Die Notbrücke im Unterwasser.

nördlich neben der alten Brücke die in Abb. 9 im Hintergrunde sichtbare hölzerne Notbrücke erbaut.

Die Notbrücke besaß über dem Unterwasserarm der Weser acht Öffnungen und über dem Schleusenvorhafen drei Öffnungen von einer größten Spannweite von 12 m. Alle Jochpfähle trugen eiserne Spitzen. Alle Joche waren verschwert und in der Brückenrichtung durch drei durchlaufende Zangenpaare miteinander verbunden. Die Zangenpaare waren an den Brückenden mit eisernen, in das Ufermauerwerk einbetonierten Trägern verbunden. In den Feldern war jedes Zangenpaar für sich durch drei Bindeklötze ausgesteift. Die Schraubenverbindungen waren durch eingelegte Alligator-Ring-Krallendübel gegen Schub gesichert.

Die Fahrtafel bestand aus I 50 und 38 mit doppeltem Holzbohlenbelag darüber. Zur Verhütung des Schlingerns war ein Diagonalverband aus Rundisen über die Träger eingebaut. Die Fahrbahn war 5 m, jeder der beiderseitigen erhöhten Fußwege 1,50 m breit. Der in Abb. 9 ersichtliche Knick der Notbrücke war durch die später geschilderten, gestörten Untergrundverhältnisse bedingt. Die Brücke hat sich während der ganzen Gebrauchsdauer als recht stark erwiesen. Abb. 10 zeigt eine Teilansicht der Notbrücke.

Besondere Eisbrecher waren für die Notbrücke unnötig, da infolge des oberhalb der Brücke liegenden Wehres nur gebrochenes Eis zur Brücke gelangen konnte. Immerhin war aber mit dem Durchgang größerer Schollen zu rechnen. Es sind deshalb vor den Jochen Eisablenker eingebaut worden. Die drei Pfähle dieser Ablenker waren absichtlich unstarr miteinander verbunden, damit sie federn und dadurch der Gewalt des anstoßenden Eises widerstehen können. Die Spitzen der Ablenker waren mit Eisen gepanzert.

Die Vermessung.

Neben dem Bau der Notbrücke waren zunächst eingehende Messungen notwendig, die z. T. über schwer zugängliches Gelände hinweg auszuführen waren. Diese Messungen wurden mit dem in Abb. 11 dargestellten Meßgerät durchgeführt, das aus einer Winde besteht, auf der ein verzinkter Gußstahldraht von 1,4 mm Durchm. und 130 bis 140 kg/mm<sup>2</sup> Bruchfestigkeit aufgewickelt ist, ferner aus einem Vorderrad eines Fahrrades, dessen Felge mit rillebildendem Holz ausgelegt ist.



Abb. 11. Das Vermessungsgerät.

IV. Die Unterbauten und der Werderausbau.

a) Die Untergrundverhältnisse.

Abb. 12 zeigt die durch Bohrungen, Schürfungen und sonstige Nachforschungen festgestellten Untergrundverhältnisse der Baustelle in ihrem heutigen Zustande nach Fertigstellung des Brückenbaues.

Der Untergrund besteht im wesentlichen aus kiesigem, z. T. grobkiesigem Anschwemm Boden, der in erreichbarer Tiefe von dem „Roten Mergel“ des „Gips-Keupers“ (K. m. 1) der Buntsandsteinformation unterlagert ist. Der „Rote Mergel“ ist felsig und mit zunehmender Tiefe sehr hart. An der Oberfläche wird er nach dem Befund der Freilegung bei Pfeiler I unter dem Einfluß des Wassers ziemlich schnell weich. Seine Mächtigkeit ist nach Ausweis eines Bohrloches der nahen Schleuse größer als 20 m. Für eiserne Spundwände war er rammbar. Den Baugruben hat er einen wasserdichten Abschluß der Sohle gewährt. Infolge seiner felsigen Natur ist er unbedingt als tragfähig anzusehen.

Das Grundwasser war nach Ausweis der chemischen Untersuchung für Betonbauwerke völlig einwandfrei.

Der Untergrund ist (s. Abb. 12) von zahlreichen Bauwerkresten durchsetzt, die sich besonders im Kopf der Werderinsel häufen. Hier liegt Bauwerk vor Bauwerk. Östlich neben den Resten des Pylons der Kettenbrücke steht noch ein Werderpfeiler der alten „Langen Brücke“ von 1390. In den Resten wurzelt das anschließende heutige Betonwehr, das auf seinem Rücken einen Pfeiler der Brücke 1892/95 trägt. Unmittelbar hinter dem Betonwehr liegt das alte Holzwehr, in das der neue Pfeiler IV hineingebaut ist<sup>1)</sup>. Vor dem neuen Gerinneinlauf liegen die 1682 ab-

<sup>1)</sup> Über die Beschaffenheit des alten Wehres s. Ztrbl. d. Bauv. 1930, S. 240 ff.

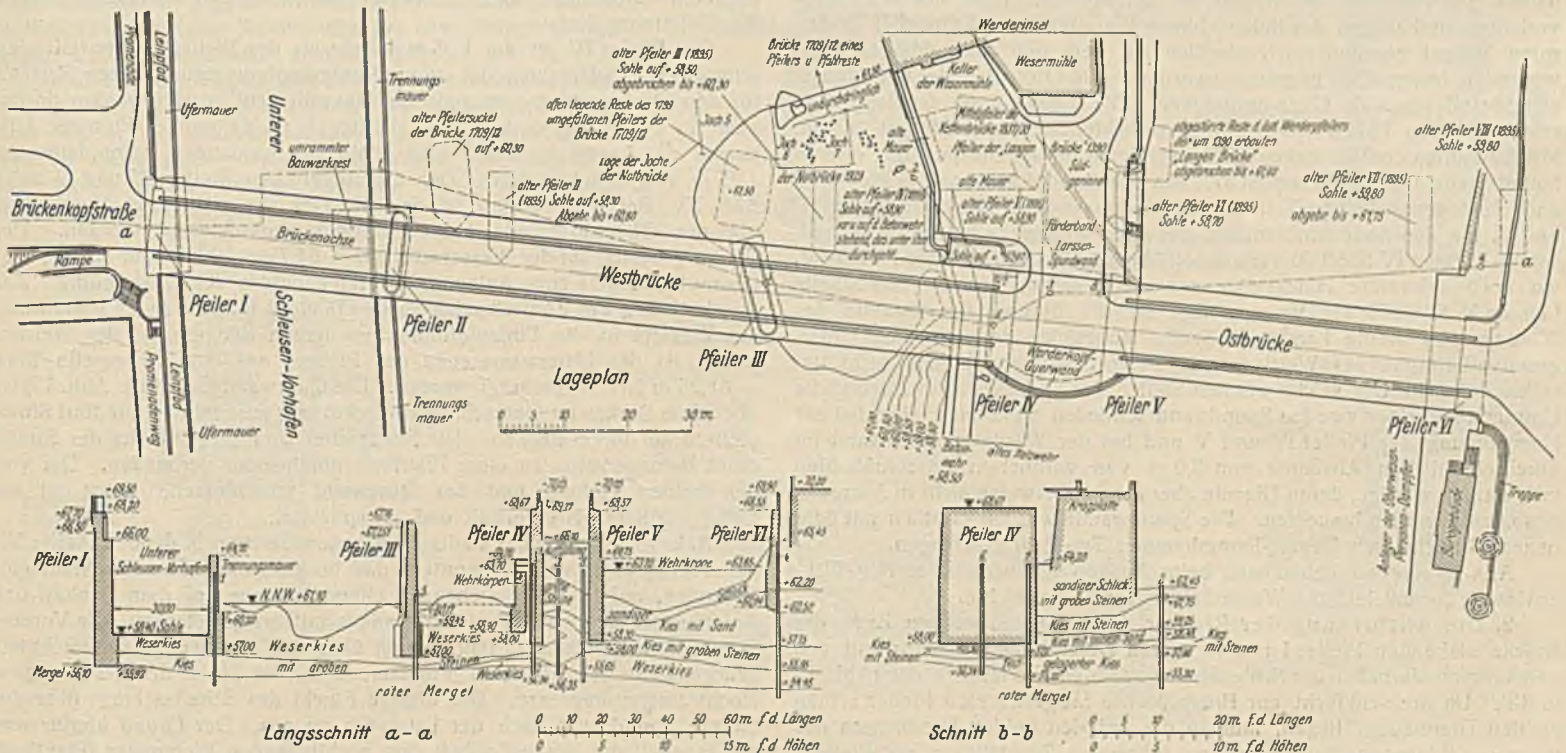
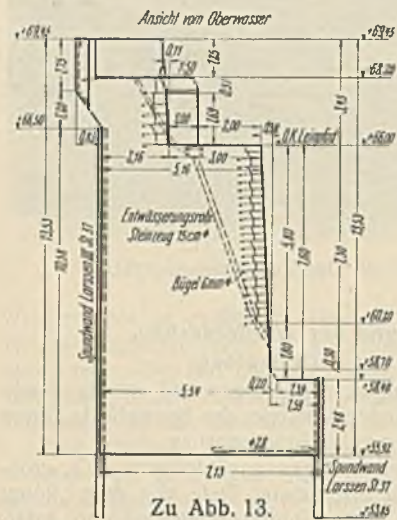


Abb. 12. Die Untergrundverhältnisse.

gestürzten Reste des östlichen Werderpfeilers der alten „Langen Brücke“ von 1390.

Der Raum unterhalb der Öffnung 3 bis 4 der neuen Brücke ist ebenfalls mit Resten durchsetzt, von denen besonders der große Block am neuen Pfeiler III auffällt. Dieser Block stellt die abgestürzten Reste des 1799 beim Hochwasser umgefallenen Pfeilers der 1709/12 erbauten Brücke dar. Die eingetragenen Pfahlreste haben keinen Anspruch auf Vollständigkeit, wahrscheinlich bergen sich noch viel mehr Pfähle im Untergrunde.



Zu Abb. 13.

Für den Bau der hölzernen Notbrücke im Unterwasser sind an den durch starke strichpunktiierte Linien gekennzeichneten Stellen Schlütze durch das Trümmerfeld gebrochen worden. Bei Joch 6 wurden durch einen Bagger große Steinrümpfer (z. T. mit Eisenklammern verbundene Quadersteine) aus einer Tiefe von 3,50 m unter NW herausgeholt.

Im Raum des unteren Vorhafens der Schleuse sind alle Reste bis auf die bei Pfeiler II umrammten Reste — s. w. u. — herausgenommen.

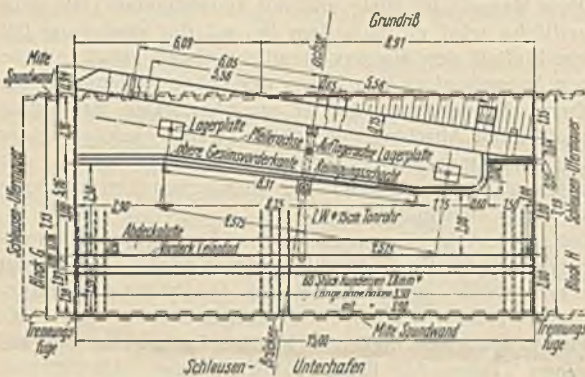


Abb. 13. Pfeiler I. Querschnitt und Grundriß.

b) Die Brückenpfeiler.

1. Die Gründung der Pfeiler. Die Brückenpfeiler sind mit Ausnahme des Pfeilers I, der wegen der tiefliegenden Sohle des Schleusenvorhafens und wegen des hohen, hinter ihm stehenden Erdreiches in den roten Mergel gegründet ist, sämtlich auf dem den roten Mergel überlagernden festen Kies gegründet worden. Die Ordinaten der Gründungssohlen sind aus Abb. 12 zu entnehmen. Die Umspundung der Baugruben reicht in allen Fällen weit in den abdichtenden roten Mergel hinein. Mit Ausnahme der Werderkopfpfeiler genügten für die Umspundung eiserne Spundwände Larssen III aus St 37. Am Werderkopf wurden bei Pfeiler IV und V, um den Bodenhindernissen des alten Wehres zu begegnen, Spundwände Larssen IV St 50/60 verwendet. Am nördlichen Ende des Pfeilers V, wo noch schwerere Hindernisse erwartet wurden, kamen Spundwände Larssen V St 50/60 zur Verwendung, für die übrigen Spundwände des Werderkopfes diente Larssen III St 37. Angesichts der schweren Untergrundverhältnisse des Werderkopfes waren Spundwandbrüche nicht unwahrscheinlich. Um solche offenen Stellen der Spundwand durch örtliche Umrammung einer zweiten Spundwand schließen zu können, sind bei der Umspundung der Pfeiler IV und V und bei der Werderkopfquerwand im durchschnittlichen Abstände von 3,0 m von vornherein Anschlußbohlen mitgerammt worden, deren Dienste aber glücklicherweise nicht in Anspruch genommen werden brauchten. Die Spundwände wurden sämtlich mit dem neuen, 3 t schweren Demag-Rammhammer Typ R 20 geschlagen.

Alle Baugruben haben sich beim Aushub als verhältnismäßig dicht erwiesen, so daß leichtes Wasserhaltungsgerät ausreichte.

2. Die Ausbildung der Pfeiler. Die am klütsseitigen Ende der Brücke stehenden Pfeiler I und II stellen Durchdringungskörper mit den den unteren Vorhafen der Schleuse einfassenden Ufermauern dar (Abb. 12 u. 13). Da die senkrecht zur Brückenachse ausgerichteten Pfeiler schräg zu den Ufermauern liegen, mußten die auf den beiden Ufermauern des unteren Schleusenvorhafens entlang führenden Treidelwege am Pfeiler I von 3,00 m auf 2,00 m und bei Pfeiler II von 2,50 m auf 1,12 m ein-

geschränkt werden. Abb. 13 zeigt Grundriß und Querschnitt des Pfeilers I. Der den Pfeilerblock bildende Mauerteil der Ufermauer ist für sich gegründet worden und durch Trennungsfugen von dem anschließenden Mauerwerk geschieden. Der vorspringende Fuß des Pfeilers ist stark mit Eisen bewehrt. Das Brückenauflager wird von einem Sockel gebildet, der sich schräg auf den Grundsockel des Pfeilers aufsetzt.

Der Pfeiler II (s. Abb. 12) springt halb aus der Trennungsfuge des unteren Schleusenvorhafens heraus. Bei seiner Gründung mußten im Bereiche des Schleusenvorhafens Bauwerkreste mit in die Umspundung einbezogen werden, da die Spundwände nicht durch sie hindurchgeführt werden konnten.

Den schräg zur Brücke liegenden Pfeiler III zeigt Abb. 14. Der schlanke Pfeilerschaft ruht auf einem rechteckigen Grundsockel. Er ist zur günstigeren Führung der Strömung am oberen Ende abgerundet und am unteren Ende zugespitzt. Infolge des über dem unteren Ende des Pfeilers für den stählernen Überbau angeordneten Waagebalkens liegen die beiden Auflager ungleich hoch. Um trotz dieser Ungleichheit der Bekrönung des Pfeilers eine ästhetisch befriedigende Form zu geben, ist das Pfeilergesimse in der Höhe des niedriger liegenden Lagers um den Pfeiler herumgeführt und für das höher liegende Lager ein eigener Lagersockel angeordnet worden (s. Abb. 7).

Abb. 15 zeigt das Innere des über dem alten Einlauf des Südgerinnes der Werdermühle liegenden neuen Werderkopfes, der durch die Pfeiler IV und V und durch die sie verbindende „Werderkopfquerwand“ gebildet wird. Die beiden Pfeiler und die Werderkopfquerwand sind ebenso wie Pfeiler I und II für sich gegründet worden und durch Trennungsfugen

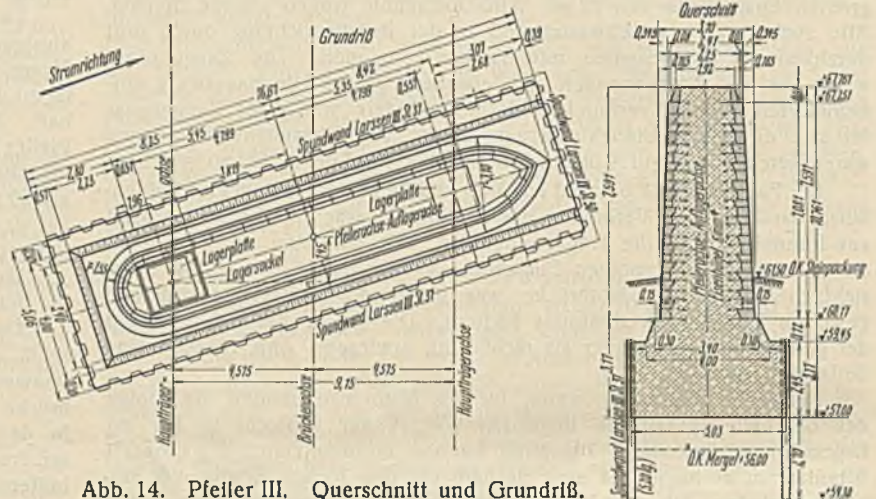


Abb. 14. Pfeiler III. Querschnitt und Grundriß.

von einander geschieden. Zur guten Abführung des anlaufenden Hochwassers und des Elses wurde der Quermauer eine gekrümmte Form gegeben. Die zugespitzten oberwasserseitigen Enden der Pfeiler setzen die Krümmung fort.

Der Pfeiler IV ist um 1,05 m kürzer als der Pfeiler V, um mit den schwachen Fundamenten der alten Werderkopfquermauer, deren Bestand für den Straßenverkehr während der Bauzeit nicht gestört werden durfte, nicht in Berührung zu kommen. Pfeiler IV ist dafür über Flur zur Aufnahme der Lager der die beiden Pfeiler verbindenden Betonplatte um 1,05 m ausgekragt worden. Den Querschnitt der Pfeiler IV und V zeigt Abb. 16. Bei den Pfeilern ist das Auflager der stählernen Überbauten auf der Oberwasserseite kassettenförmig abgeschlossen worden. Der Pfeiler V besitzt auf der Wasserseite auf + 64,75 m NN das auf S. 358, II g, genannte Bankett zum Anlegen der Hafentontons der Wesermühle. Zur Durchführung des Förderbandes zu den Pontons und zur guten Einführung des Wassers in die Einlauföffnung des neuen Südgerinnes der Werdermühle ist das Unterwasserende des Pfeilers auf der Wasserseite über + 61,25 m NN abgeschrägt worden. Die Querwand (Schnitt s. Abb. 17) ist über dem Sockel im Querschnitt dreieckförmig ausgebildet mit fünf Stützpfeilern auf ihrem Rücken. Die Stützpfeiler sind in der Höhe der Straße durch Betongewölbe zu einer Plattform miteinander verbunden. Der von den beiden Pfeilern und der Querwand umschlossene Raum ist bis Ord. + 66,10 m NN verfüllt und abgeplästert.

Abb. 18 zeigt den das stadtseitige Landwiderlager bildenden Pfeiler VI. Der Pfeiler liegt vor der uralten, das hochliegende Ufer der Stadt einfassenden, auf Pfahlrost stehenden Uferstützmauer auf dem Bankett des Anlegers der Oberweser-Personen-Dampfschiffahrtsgesellschaft. Die Vorderflucht des Pfeilerschafes läuft schräg über sein als Rechteck senkrecht zur Brückenachse ausgebildetes Fundament in der Linie der festgesetzten Hochwasserstromgrenze. Die hintere Flucht des Schafes kregt über die hintere Spundwand nach der Landseite zu aus. Der Grund hierfür war die mangelhafte Beschaffenheit des hochliegenden Pfahlrosts (Pfahlkopf auf + 64,50 m NN — Wehrkrone auf + 63,70 m NN!) der alten Uferstütz-

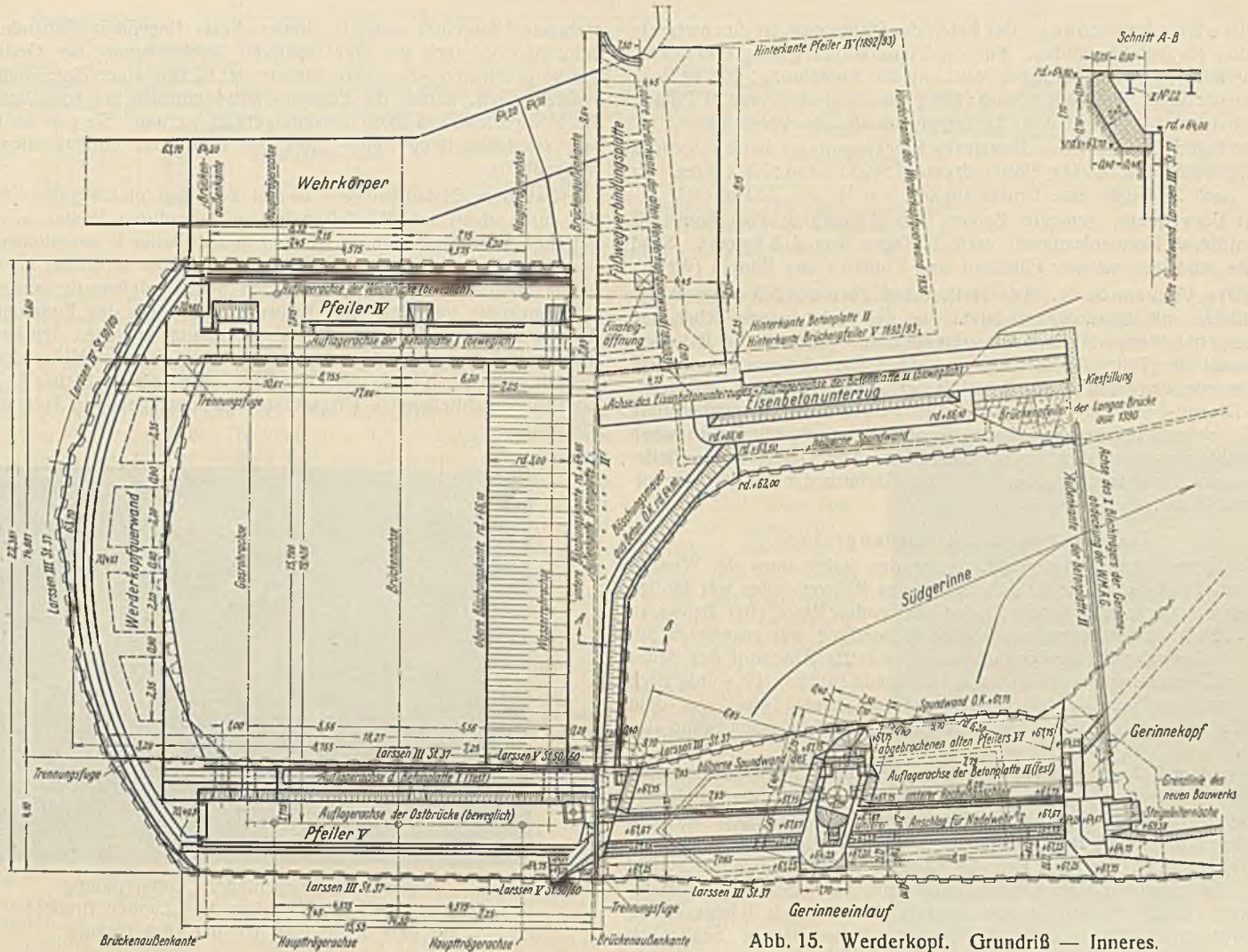


Abb. 15. Werderkopf. Grundriß — Inneres.

mauer, der von der Spundwand möglichst wenig berührt werden durfte. Kurze, mit Eisen bewehrte Betonflügel verbinden Pfeilerschaft und Uferstützmauer.

Alle Auflager der stählernen Überbauten sind aus Beton mit eingelegten weitmaschigen Eisendrahtnetzen hergestellt.

Nach Fertigstellung der Bauwerke sind die Spundwände über dem Beton abgebrannt und die Pfeilerfüße, wo erforderlich, durch starke Steinschüttungen bzw. Steinpackungen gegen Unterspülungsfahr gesichert worden.

3. Die Grundlagen der Standsicherheitsberechnung. Bei Berechnung des Erddruckes nach Krey wurde über Wasser ein Böschungswinkel von 30°, unter Wasser von 25° eingesetzt. Der Auftrieb wurde voll eingesetzt. Als größte Bodenpressung zwischen den Spundwänden wurde 6 kg/cm<sup>2</sup> zugelassen.

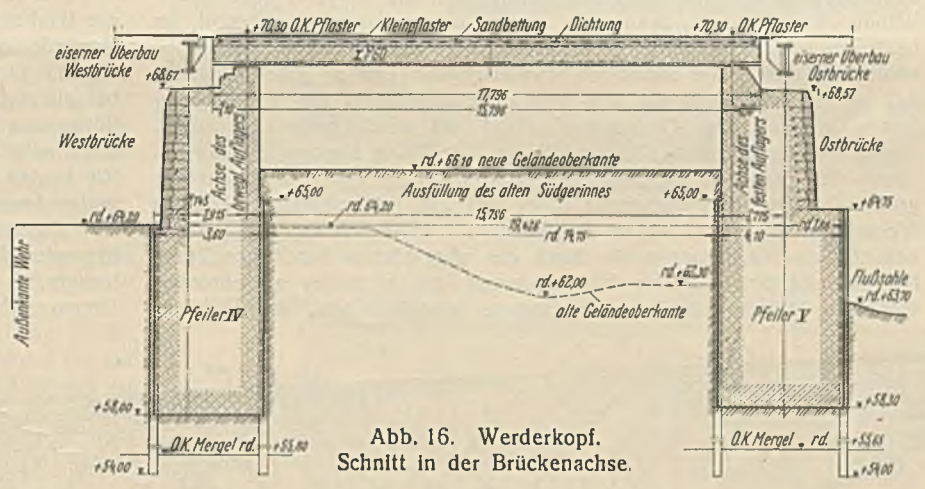


Abb. 16. Werderkopf. Schnitt in der Brückenachse.

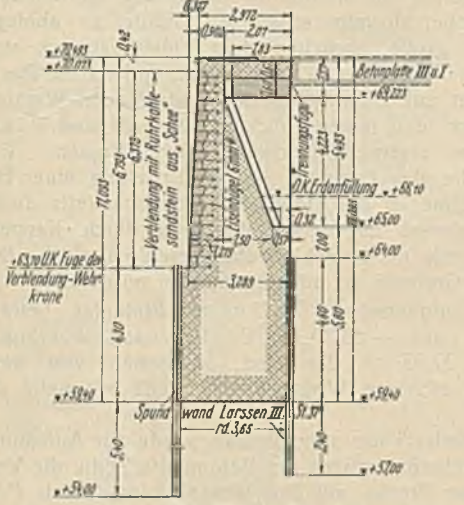


Abb. 17. Werderkopf. Schnitt durch die Querwand.

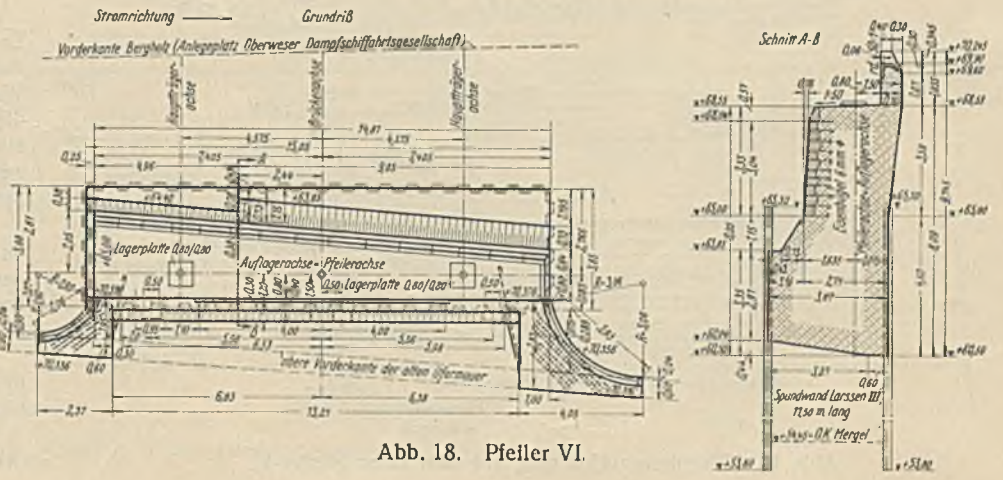


Abb. 18. Pfeiler VI.

4. Die Betonmischung. Der Beton der Pfeiler usw. ist durchweg als Rührbeton hergestellt worden. Für die Pfeilerkörper gelangte folgende, auf 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton bezogene Mischung zur Ausführung: 200 kg Portlandzement : 55 kg Traß : 490 l Sand : 730 l Kies, mit einer aus 41 Proben ermittelten Druckfestigkeit nach 28 Tagen von  $W_{b28} = 102 \text{ kg/cm}^2$ .

Der Beton der mit Eisen bewehrten Brückenaufleger hatte folgendes Mischungsverhältnis: 450 kg Portlandzement : 490 l Sand : 730 l Kies. Er erzielte nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von  $W_{b28} = 332 \text{ kg/cm}^2$ .

Zur Verwendung gelangte Zement der Atlaswerke Paderborn mit einer mittleren Normenfestigkeit nach 28 Tagen von 413 kg/cm<sup>2</sup>. Sand und Kies sind gewaschener Flußsand und Flußkies aus Rinteln (Weser).

5. Die Verblendung. Die Pfeiler sind über der NW-Linie in der Ansichtfläche mit Ruhrkohlendstein aus den Brüchen von Schee und Sirrenberg bei Wuppertal-Barmen verblendet; die Pfeiler I und II jedoch nur, soweit sie Teile der Brücke sind. Für die übrigen Teile dieser Pfeiler wurde der Verblendungsbaustoff der neuen Schleuse — Trendelburger Dlemel-Sandstein — benutzt. Die Verblendung ist quaderförmig und mit schwachen Bossen versehen. Sie wurde verzahnt und mit starken Ankerdrahteinlagen in den Fugen ausgeführt. Die Gesimse der Pfeiler bestehen aus Basaltlava von der Eifel, das Gesimse der Werderkopfquerwand aus Beton.

c) Der Ausbau des Turbinengerinnes.

Die Einzelheiten des neuen Einlaufes des Südgerinnes der Werdermühle zeigt Abb. 15. Die Ausführung dieses Bauwerkteiles war infolge der alten Bauwerke und der im Boden steckenden Reste alter Bauwerke (s. Abb. 12) besonders schwierig. Seine Herstellung war zusammen mit der Herstellung der Werderkopfquerwand der letzte Abschnitt des Baues nach der Überleitung des Verkehrs auf die neue Brücke. Er wurde nach der Abrammung der Werderkopfquerwand im Schutze einer vor dem neuen Einlauf liegenden, weit ausholenden Umschließungsspundwand ausgeführt.

Nach dem Abbruch des als Notbrücke dienenden Überbaues der alten Ostbrücke wurde zunächst der in dem neuen Gerinneinlauf stehende alte Pfeiler 6 bis Ord. + 60,50 m NN und der alte Gerinnekopf bis Ord. + 60,20 m NN herausgenommen. Dabei wurden die Fundamente der Bauwerke geöffnet. Bei dem Bau des alten Pfeilers 6 in den Jahren 1892 bis 1894 hatte man viele Schwierigkeiten gehabt. Beim Schlagen der Holzspundwände stieß man auf unbekannt, im Kies liegende Bauwerkreste, die den wiederholten Bruch der Wände zur Folge hatten. Schließlich gelang es nur mit Hilfe von Taucherarbeit, die Wände einigermassen in den Boden zu bringen. Der Beton wurde, weil die teilweise geborstenen Wände nicht dicht zu bekommen waren, unter Wasser eingebracht, an besonders schlimmen Stellen in Stoffzementsäcken. Der freigelegte Schüttbeton zeigte trotz der damaligen Schwierigkeiten eine so gute Festigkeit, daß er als Fundament für den neuen Gerinneinlauf mit Verwendung finden konnte. Der Gerinnekopf stand auf verzimmertem Pfahlrost, dessen Oberkante auf + 63,00 m NN lag. Die Pfähle standen in Bauwerktrümmern. Daneben lag im Wasser (s. Abb. 12) der unter IV a) genannte große, fest zusammenhängende Block des 1682 eingestürzten östlichen Werderpfeilers der „Langen Brücke“ von 1390. Alles dies mußte beseitigt werden, ferner mußte durch den abgestürzten Block eine Rinne für die endgültige äußere Fußspundwand des Einlaufes aufgebrochen werden. Da die nördlich am Gerinne anschließende, auf Pfahlrost

stehende Ufermauer und die hinter dieser liegenden Gebäude sowohl beim Bau als auch bei einer späteren Trockenlegung des Gerinnes mit der vorgesehenen Absperrvorrichtung der Gefahr einer Unterspülung ausgesetzt waren, mußte die Fußspundwand nördlich bis zum Anschluß an das Nordgerinne um 25,60 m weitergeführt werden. Sie gab die Gelegenheit zur Herstellung eines längs der Ufermauer entlanglaufenden Anlegebanketts.

Das neue Einlaufbauwerk besitzt zwei fast gleich große Öffnungen, die durch einen mit Rundeiseneinlagen bewehrten Pfeiler voneinander getrennt sind. Das südliche, an den neuen Pfeiler V anschließende Ende des Einlaufes wird durch eine Bankettmauer, das nördliche, an die Ufermauer anschließende Ende durch den neuen, pfeilerartig ausgebildeten „Gerinnekopf“ gebildet. Das Bauwerk steht über den Fundamentresten des alten Brückenpfeilers 6. Der Zwischenraum zwischen den Resten und der Umschließungsspundwand ist von Ord. + 60,00 m NN ab mit Beton verfüllt. Zwischen dem Bauwerk und dem neuen Pfeiler V und der nördlich anschließenden Ufermauer sind durchgehende Trennungsfugen vorgesehen.



Abb. 20. Die vorgefundene Unterspülung des noch stehenden Pfeilers der „Langen Brücke“ aus dem Jahre 1390 vor der Unterfangung.

Die Sohlschwelle des Einlaufbauwerks liegt auf + 61,75 m NN. In der Bankethöhe nehmen einbetonierte Stahlgußkasten die aus IP 32 bestehende Rechenlehne und die Nadellehne auf, die 0,80 m voreinander liegen. Den Sohlenanschlag des Rechens und der Nadeln bilden einbetonierte L-Eisen. Der Rechen wird von einer hinter ihm liegenden Bühne aus bedient. Vor dem Rechen liegt in jeder Öffnung der in Fachwerk ausgebildete, mit Holzfender versehene starke Schiffsanlegebalken. Die beiden Anlegebalken sind über dem Mittelpfeiler gelenkig miteinander verbunden und besitzen hier ein gemeinsames, in der Richtung zum Einlauf abgedecktes Lager, das die Schiffsstöße auf den schräg zum Stoß liegenden Mittelpfeiler dämpfen soll. An der Unterseite der Balken befestigte, an den Beton anlehende Winkeleisen sichern die Balken gegen Längsverschiebung. Das Herausreißen der Balken verhindern an den Lagern einbetonierte Dollen. Den Zugang zu dem Anlegebankett vermittelt eine am neuen Gerinnekopf angebrachte Steigeleiter.

An das Einlaufbauwerk schließt sich das Gerinne an, das unmittelbar hinter dem Gerinnekopf trompetenförmig scharf zur Mühle abbiegt. Der große, zwischen dem Einlaufbauwerk und dem Pfeiler V der alten Brücke vorhandene Raum dient zur Beruhigung des einlaufenden Wassers.

Er ist nach den neuen Brückenpfeilern IV und V hin durch eine eiserne Spundwand abgeschlossen. Die Wasserfläche des Gerinnes ist zur Erzielung einer Bedienungsbühne in der Höhe des Anlegebanketts durch einen Trägerrost abgedeckt, der teils durch Kappengewölbe, teils durch Bohlenbelag geschlossen ist. Die Sohle des Gerinnes ist mit Grobpflaster ausgelegt.

Der Flutquerschnitt des neuen Einlaufes beträgt unter der auf + 63,70 m NN liegenden Wehrkrone gerechnet 27,55 m<sup>2</sup>, das sind, abgesehen von dem wesentlich erhöhten Wirkungsgrade, 3,82 m<sup>2</sup> mehr als bisher.

Der Pfeiler 5 der alten Brücke wurde zur Aufnahme des Eisenbetonunterzuges der Betonplatte 2, die die Verbindung der Brücke mit dem Werder herstellt, bis Ord. + 65,87 bzw. + 66,12 m NN abgetragen. Da der alte Pfeiler (Abb. 19) nicht bis zur neuen Brücke reichte, mußte

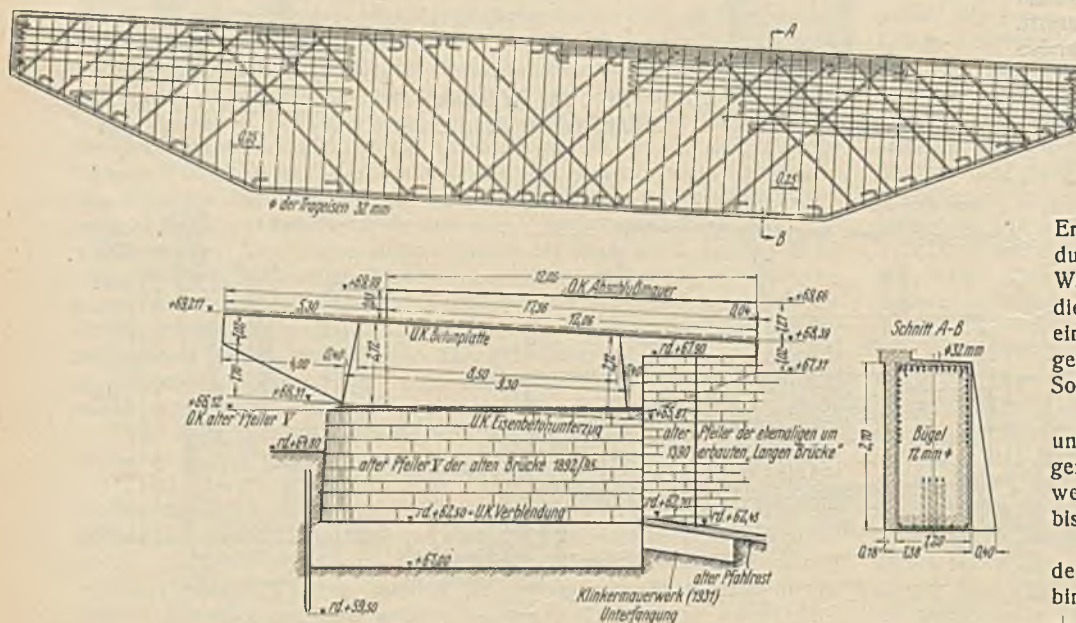


Abb. 19. Eisenbeton-Unterzug auf dem alten Pfeiler V.



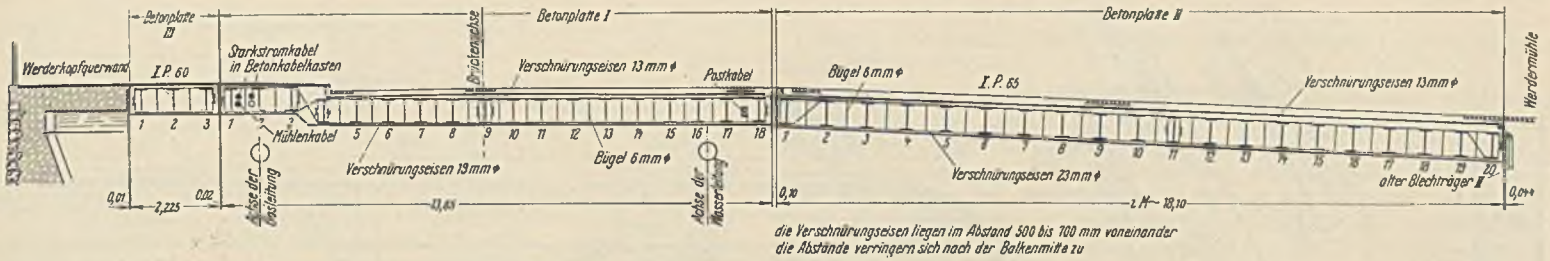


Abb. 21. Querschnitt durch die Betonplatten.

der Unterzug nach Süden zu um 4 m ausgekragt werden. Eine ähnlich große Auskragung des Unterzuges ergab sich auch auf der Nordseite des Pfeilers. Hier schließt sich zwar (s. Abb. 12) ein Pfeiler der aus dem Jahre 1390 stammenden alten „Langen Brücke“ an, dieser konnte aber, abgesehen von der etwa verschiedenen Setzungsbewegung beider Pfeiler, wegen mangelnder Tragfähigkeit nicht zur Auflagerung des Unterzuges herangezogen werden. Bei der Trockenlegung des Gerinnes hatte es sich nämlich gezeigt, daß er zum größten Teil unterspült war. Sein Pfahlrost war auch auf große Tiefe freigespült. Das Mauerwerk selbst zeigte über dem Pfahlrost tiefe und breite Löcher. Die südliche Spitze des Pfeilers mußte sogar, um diesen vor dem Einsturz zu bewahren, regelrecht unterfangen werden (Abb. 20). Für das Auflager des Unterzuges kam damit allein der Pfeiler 5 der bisherigen Brücke in Frage. Der Fuß des Pfeilers war durch die vorhin genannte, das Gerinne umfassende Spundwand gesichert. Der Zwischenraum zwischen der Wand und dem Pfeiler ist mit Beton ausgefüllt. Der Unterzug ist so auf ihm gelagert, daß die größte Bodenpressung unter der Vorderkante des alten Fußes nicht größer als  $5,32 \text{ kg/cm}^2$  wird. Das größte negative Kragmoment des Unterzuges ist  $277 \text{ tm}$ , das größte positive Moment in seiner Mitte  $148 \text{ tm}$ . Die Bewehrung des Balkens (Abb. 19) besteht an den stärkst beanspruchten Stellen aus 17 R.-E.  $\phi 32 \text{ mm}$ . Abgebogene Eisen und reichliche Bügel sorgen für ausreichende Schubbewehrung. Um die aus den Rollenlagern der aufliegenden Betonplatte und aus dem Erddruck auf das nördliche Ende des Balkens herrührenden seitlichen Kräfte in das Mittelstück des Unterzuges hineinzuführen, sind die Kragarme fernerhin mit seitlichen Bewehrungen versehen. Die Betonmischung war mit Rücksicht auf die besondere Wichtigkeit des Unterzuges für das ganze Verbindungsbauteil, bezogen auf  $1 \text{ m}^3$  fertigen Beton, gewählt worden zu 450 kg Portlandzement : 450 l Sand : 670 l Kies.

Die Baustoffe waren derselben Herkunft wie die Baustoffe der Brückenpfeiler. Die Druckfestigkeit war  $W_{b28} = 309 \text{ kg/cm}^2$ .

d) Die Betonplatten.

Von den drei Betonplatten (Abb. 21 u. 22) ruhen die Platten 1 und 3 auf den Pfeilern IV und V. Die Platte 2 befindet sich über dem Gerinne. Die Trennung der beiden Platten 1 und 3 über den Pfeilern IV und V war durch den Bauvorgang bedingt. Da wegen der Offenhaltung des Süderinnes die Rammarbeiten für die Abspundung der Werderkopfquerwand, die durch die Platte 3 versperrt wurden, erst im dritten Baujahr möglich waren, konnte zunächst nur die Platte 1 hergestellt werden. Die Platte 3 kam erst am Schluß der Bauarbeiten zur Ausführung.

Die Platten 1 und 3 haben eine Stützweite von rd. 15,80 m. Die Stützweite der Platte 2 wächst von 14,74 m an dem einen Platteneinde auf 15,33 m an dem anderen (mühlenseitigen) Ende.

Platten 1 und 3: Die tragenden Glieder beider Platten sind I.P. 60. Sie sind auf dem Pfeiler V auf Eisenbahnschienen, auf Pfeiler IV auf Rollen gelagert. Sie kragen auf beiden Auflagern bis zum Anschluß an

die beiden eisernen Überbauten um 0,90 bzw. um 1,10 m aus. Die Träger liegen im Mittel um 80 cm voneinander entfernt. Sie sind durch die neuere Verschnürungsbauweise miteinander verbunden. Die Platte 1 enthält einbetonierte Formstücke für die Durchführung der Kabel. Als Mischung für den Füllbeton wurde ausgeführt, bezogen auf  $1 \text{ m}^3$  fertige Masse, 225 kg Zement : 400 l Sand : 1060 l gewaschener und entsteinter Bimskies, 0 bis 20 mm, rheinischer Herkunft, mit einer Druckfestigkeit von  $W_{b28} = 65 \text{ kg/cm}^2$ . Der Beton wurde mit angehängter Schalung hergestellt. Die Unterflanschen der Träger waren mit Drahtgewebe umwickelt. Bis Oberkante Unterflansch der Träger wurde zunächst ein der Betonmischung entsprechenden Sandmortel eingebracht, darauf folgte sofort der Bimsbeton.

Nach Fertigstellung wurde der Beton mit einer Estrichschicht abgedeckt.

Platte 2: Die Platte wird von senkrecht zur Plattenebene, d. h. schrägliegenden I.P. 65 getragen. Diese sind an dem einen Platteneinde auf dem oben geschilderten Betonunterzug über dem alten Pfeiler 5 auf waagrecht liegenden Rollen gelagert. Das andere Ende der Träger ruht mit einem Kipplager auf dem den Gerinne-einlauf überspannenden geschweißten Träger auf<sup>2)</sup>.

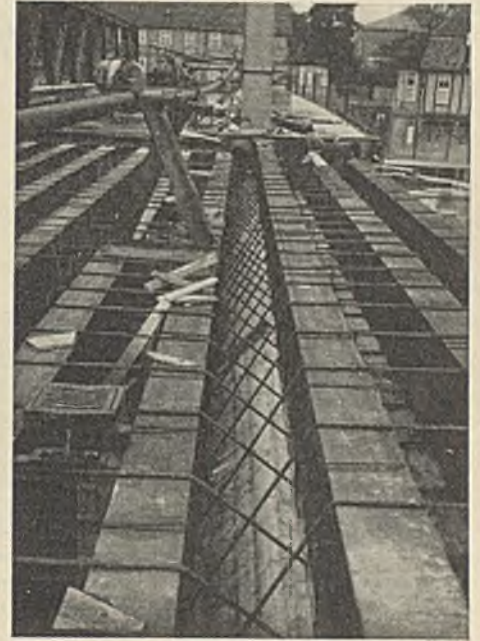


Abb. 22. Betonplatte I. Diagonalverschnürung an der Fußwegkante.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1932, Heft 5, S. 49 ff.

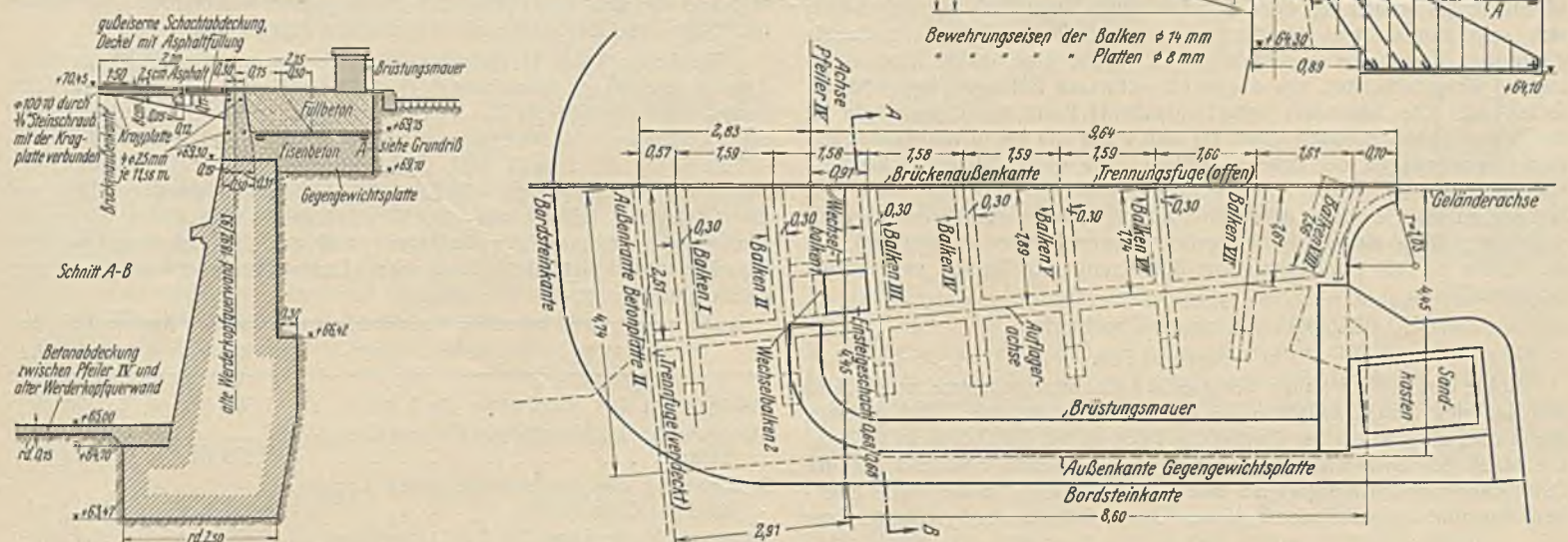


Abb. 23. Fußwegverbindungsplatte.

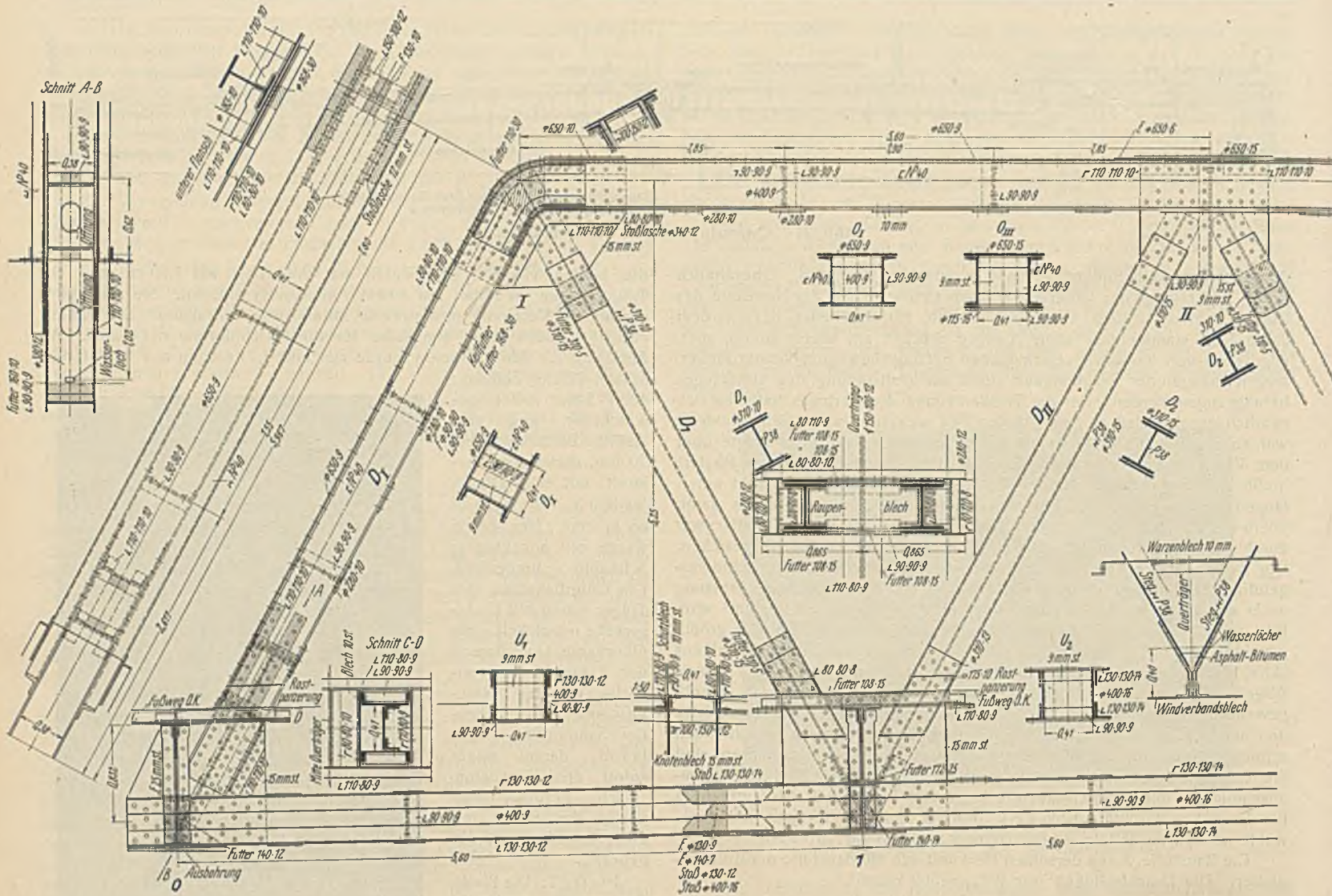


Abb. 24. Ostbrücke. Endknotenpunkte.

Die Platte ist im übrigen ähnlich ausgebildet wie die Platte 1.

Die Fahrwegverbindung zwischen der Platte 1 und 2 wird durch abnehmbare eiserne Raupenplatten erzielt, die jeder Bewegung der Betonplatten folgen können. Die Längsfugen zwischen den Platten 1 und 3 sowie die Fußweglängsfugen zwischen den Platten 1 und 2 sind durch auf die Platten aufgesetzte Randwinkelisen gesichert. Alle übrigen Fugen, bei denen schnelle Bewegungen der Bauwerke gegeneinander nicht zu erwarten sind, sind durch unter den Fußwegasphalt bzw. unter das Pflaster gelegte eiserne Fugenabdeckbleche geschlossen.

e) Die Fußwegverbindungsplatte.

Die zwischen der Westbrücke und der Abschlußmauer des alten Werderkopfes klaffende, etwa 11,50 m lange, von 1,30 bis auf 2,40 m sich erweiternde Lücke ist durch die in Abb. 23 gezeigte Verbindungsplatte aus Eisenbeton geschlossen. Sie stellt eine durch Rippen getragene Kragplatte dar, die durch ein schweres Betongegengewicht gehalten ist. Die besonders scharf zulaufende Form der Rippenköpfe ist durch den freizuhaltenden Raum für den unter der Platte durchlaufenden Besichtigungswagen der Brücke bedingt. Die Platte ist mit Gußasphalt abgedeckt und mit einem verschließbaren Mannloch versehen. Nach dem Werder zu ist die Platte durch eine niedrige Mauer zum Schutze gegen unzulässige Belastungen durch zurücksetzende Fuhrwerke gesichert. In die Mauer ist ein Sandkasten zur Bestreuung der Brücke an Eisstagen eingebaut.

V. Die stählernen Überbauten.

a) Allgemeines.

Beide Überbauten haben den gleichen Hauptträgerabstand von 9,15 m und das gleiche Maß zwischen den Geländern von 14,30 m. Die gesamte Breite über alles ist bei der Westbrücke 14,64 m, bei der Ostbrücke 14,73 m. Die Maße der Systemhöhen sind bei der Westbrücke 5 m und bei der Ostbrücke, deren Untergurt um 25 cm gesprengt ist, in der Mitte ebenfalls 5 m und an den Enden 5,25 m. Das Verhältnis der Systemhöhe zur Stützweite  $\frac{h}{l}$  ist daher: bei der Mittelöffnung der Westbrücke  $\frac{1}{11,6}$

(58 m St.-W.), bei den Seitenöffnungen  $\frac{1}{7,52}$  (37,75 m St.-W.) und bei der Ostbrücke  $\frac{1}{11,2}$  (56 m St.-W.). Die Ostbrücke ist ein einfacher Balken, die Westbrücke ein Gerberbalken mit Gelenken in den Seitenöffnungen. Die Gelenke liegen in den Obergurtnotenpunkten V und V'. Das feste Auflager befindet sich bei der Westbrücke auf dem Pfeiler 2, bei der Ostbrücke auf dem Pfeiler 6. Das nördliche Auflager des schräg zur Brücke liegenden Pfeilers III fällt in die Mitte der Knotenpunkte 6 und 7. Die Kraftübertragung wird hier durch den bereits erwähnten Waagebalken vermittelt.

Da die Oberkante der Obergurte nur etwa 4,30 m über die Fahrbahn ragt und deshalb kein Raum für einen oberen Windverband vorhanden ist, waren die Überbauten als Trogbauwerke auszuführen.

Der Baustoff der Hauptträger ist St 48, der des Waagebalkens St 52. Alles übrige ist mit Ausnahme der aus Stahlguß und geschmiedetem Stahl hergestellten Auflager St 37. Die gesamte Menge der Überbauten beträgt ohne Geländer und Besichtigungswagen 966,7 t, und zwar 8,3 t St 52, 417,2 t St 48, 519 t St 37 und 22,2 t Stahlguß und Schmiedestahl der Lager und Längsauszüge. 312,3 t des Gesamtgewichtes entfallen auf die Ostbrücke, 654,4 t auf die Westbrücke. Die auf die Länge der Hauptträger zwischen den Auflagern und auf die Brückengrundfläche zwischen den Geländern und den Längsträgerenden ausgewerteten Gewichtszahlen sind:

	Ostbrücke	Westbrücke
Stahlgewicht der Hauptträger für 1 lfd. m .	1,309 t/m	1,043 t/m
Stahlgewicht der Hauptträger für 1m <sup>2</sup> Grundfläche . . . . .	0,179 t/m <sup>2</sup>	0,145 t/m <sup>2</sup>
Stahlgewicht der Fahrbahntafel ohne Lager für 1 m <sup>2</sup> Grundfläche . . . . .	0,197 t/m <sup>2</sup>	0,186 t/m <sup>2</sup>
Stahlgewicht der Lager für 1 m <sup>2</sup> Grundfläche	6,12 kg/m <sup>2</sup>	7,92 kg/m <sup>2</sup>
Gesamt-Stahlgewicht für 1 m <sup>2</sup> Grundfläche .	0,382 t/m <sup>2</sup>	0,339 t/m <sup>2</sup>



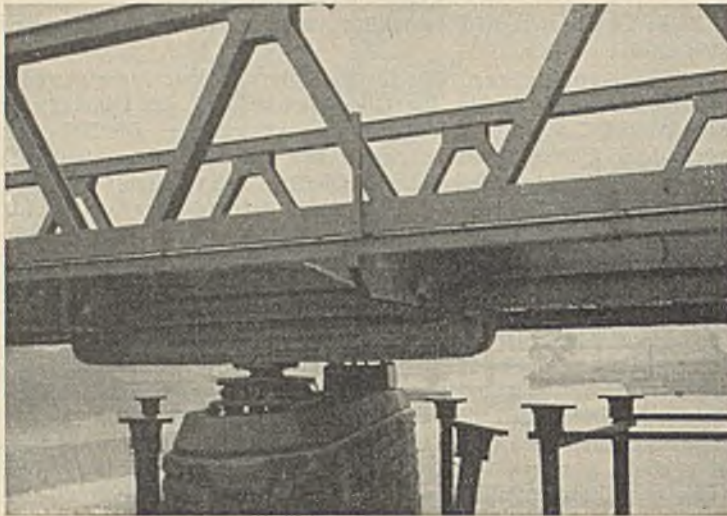


Abb. 27. Westbrücke.  
Ansicht des Waagebalkens nach dem Einbau.

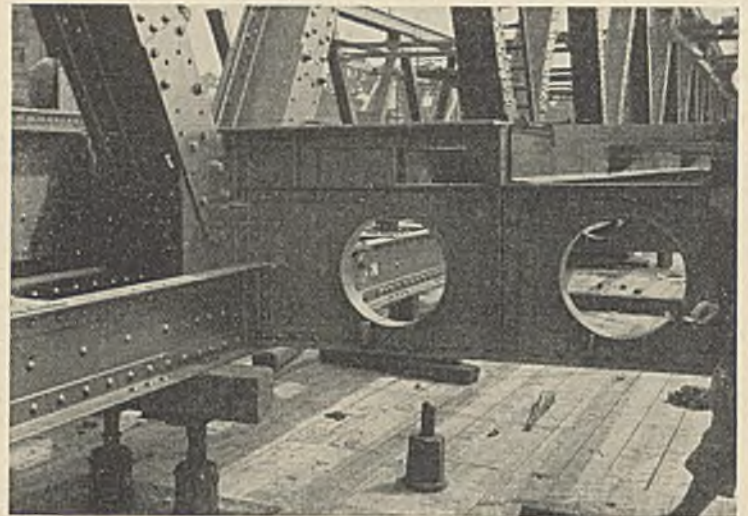


Abb. 29.  
Der Anschluß der Fußwegkonsole.

geführt und losnehmbar mit Schrauben an dem Untergurt befestigt. Die Stelle der Querschotte ersetzen in Langlöcher geführte Verschraubungen mit den Schotten des Waagebalkens. Die Lager der Knotenpunkte 6 und 7 sind einfache, durch Dollen gegen Verschiebung gesperrte Linienkipplager.

Der Innenraum des Waagebalkens ist nach Herausnahme der Bindebleche des Untergurtes (stets ctappenweise!) in vollem Umfange zugänglich. Die abflußlosen Zwickel neben den Auflagerstellen des Hauptträgers sind mit Asphaltbitumen verfüllt. Der Waagebalken wiegt ohne Lagerteile 8,324 t.

Das feste Lager der Ostbrücke ist ein Linienkipplager, das bewegliche Lager ein 2-Rollen-Linienkipplager. Die Lager der Westbrücke auf den Pfeilern II und III sind auf Pfeiler II ein festes Linienkipplager, auf Pfeiler III ein 4-Rollen-Linienkipplager. Die Endlager auf den Pfeilern I und IV, die die Koppelträger tragen, sind Einrollenlager mit 290 mm Rollen-

längsträger zu gewährleisten. Dies wurde erzielt durch das obere, vom mittleren Fußwängsträger bis zum Fahrbahnrandträger reichende starke Winkelpaar 100 · 150 · 12. Es ist beim Überschreiten des Untergurtes durch ein durch Knotenbleche hindurchgestecktes Zugblech verstärkt. Das Zugblech ist an der Fußwegkonsole in üblicher Weise angeschlossen. Der Anschluß an den Querträger ist durch zwei starke, das Zugblech umschließende Beilagen gedeckt, auf die das Zugwinkelpaar aufgekeilt ist. Abb. 29 zeigt die Anschlüsse. Die Zugverbindung auf der Unterseite des Querträgers gewährleistet das Windknotenblech.

Das scharfkantig ausgebildete Ende der Fußwegkonsolen trägt den Geländerpfosten und die Fahrschiene des Besichtigungswagens. Die südliche Konsole hat zwei Rohrdurchlässe, die nördliche nur einen, da die Durchführung einer zweiten Rohrleitung in der Konsole am Werderkopf nicht möglich war. Der vierte Rohrdurchlaß ist deshalb neben der Mitte des Querträgers angeordnet worden. Die Rohre sind in den Durchlaß-

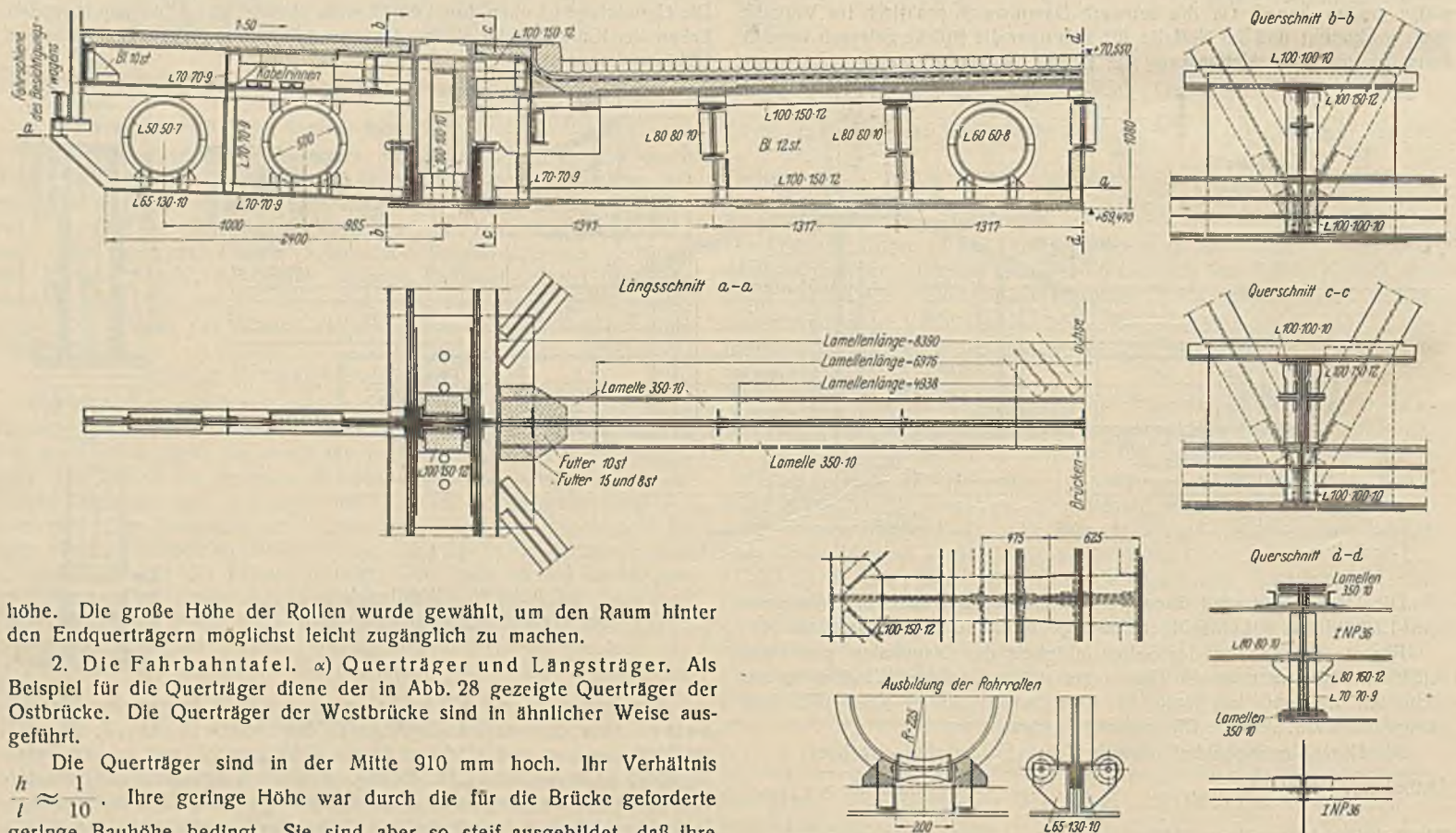


Abb. 28. Ostbrücke. Querträger.

höhe. Die große Höhe der Rollen wurde gewählt, um den Raum hinter den Endquerträgern möglichst leicht zugänglich zu machen.

2. Die Fahrbahntafel. α) Querträger und Längsträger. Als Beispiel für die Querträger diene der in Abb. 28 gezeigte Querträger der Ostbrücke. Die Querträger der Westbrücke sind in ähnlicher Weise ausgeführt.

Die Querträger sind in der Mitte 910 mm hoch. Ihr Verhältnis  $\frac{h}{l} \approx \frac{1}{10}$ . Ihre geringe Höhe war durch die für die Brücke geforderte geringe Bauhöhe bedingt. Sie sind aber so steif ausgebildet, daß ihre Durchbiegung durch Verkehrslast nur  $\frac{f}{l} < \frac{1}{2000}$  ist.

Infolge des Fehlens der Pfosten in den Hauptträgern mußte der Verbindung der Querträger mit den Fußwegkonsolen besonderes Augenmerk geschenkt werden, um den sicheren Anschluß des Verbandes der Fußweg-

öffnungen auf Rollen gelagert. Die Kabelrinnen für Starkstrom auf der südlichen Konsole sind aus C-Eisen mit angeklebten Deckplatten gebildet.

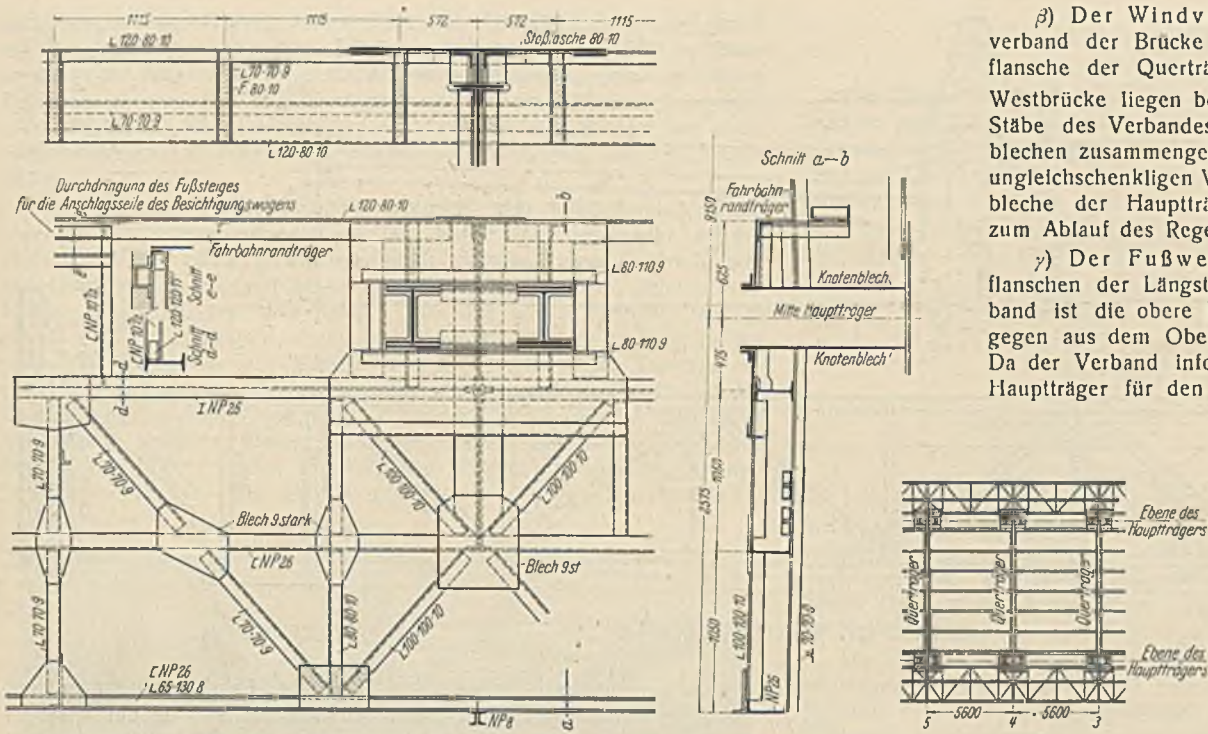


Abb. 30. Verband der Fußweg-Längsträger.



Abb. 31.  
Verband der Fußweg-Längsträger  
und Umrahmung der Diagonalen nach dem Einbau.

β) Der Windverband. Der K-förmige Windverband der Brücke liegt in der Ebene der Unterflansche der Querträger. Die Längsauszüge bei der Westbrücke liegen bei den Querträgern 4 und 4. Die Stäbe des Verbandes bestehen aus zwei mit Bindeblechen zusammengehaltenen, nebeneinanderliegenden ungleichschenkligen Winkeln. Die großen Windknotenbleche der Hauptträger haben reichliche Öffnungen zum Ablauf des Regenwassers.

γ) Der Fußwegverband. Der in den Oberflanschen der Längsträger der Fußwege liegende Verband ist die obere Befestigungsstelle der Diagonalen gegen aus dem Obergurt herrührende seitliche Kräfte. Da der Verband infolge der mangelnden Pfosten der Hauptträger für den Bestand der Brücke von lebenswichtiger Bedeutung ist, war bei seiner Durchbildung mit besonderer Sorgfalt zu verfahren.

Abb. 30 u. 31 zeigen die Ausbildung und die Lage des Verbandes. Er besteht aus der Umrahmung der Diagonalen und aus dem eigentlichen Fußweglängsträger-Verband. Eine Umrahmung allein genügt nicht, den Diagonalen den richtigen Halt zu geben, da sie nur Kräfte

weitergeben kann, die in der Ebene der Querträger liegen, nicht aber waagerechte Drehmomente infolge wechselseitiger Obergurtseitkräfte. Diese aufzunehmen, ist die eigentliche Aufgabe des Verbandes.

Die Umrahmung, die vom Fahrbahnrandträger bis über den inneren Fußweglängsträger hinausreicht, dient in erster Linie zur Fassung der Diagonalen. Die Umrahmung besteht aus zwei liegenden Blechträgern — der eine längs des Fahrbahnrandträgers, der andere über dem inneren Fußweglängsträger. Die beiden Blechträger sind außerhalb der Diagonalen durch Zugbleche miteinander verbunden und in ihrer Mitte mit dem oberen starken, die Fußwegkonsole mit dem Querträger verbindenden Zugwinkelpaar vernietet. Mit dem Blechträger sind die Diagonalen nach der genauen Ausrichtung des Obergurtes unter Benutzung von Paßblechfutter fest vernietet. An den fußwegseitigen Blechträger schließt sich der Fußwegverband an, dessen einer Pfosten an den Enden des fußwegseitigen Blechträgers anfaßt. Die beiden Blechträger wirken dadurch als Hebel mit ihrem Drehpunkt auf dem Querträger. Die von der Diagonale herkommenden seitlichen Kräfte werden je nach ihrer Richtung von einem der beiden Hebel als Druckkräfte aufgefangen und zu einem Teil in den Querträger, zum anderen Teil in den Verband weitergeleitet, der sie seinerseits über dem mittleren Fußweglängsträger in das genannte Zugwinkelpaar und damit in die der Diagonale benachbarten Querträger weitergibt. Der Verband ist als Träger zwischen zwei Stützen ge-

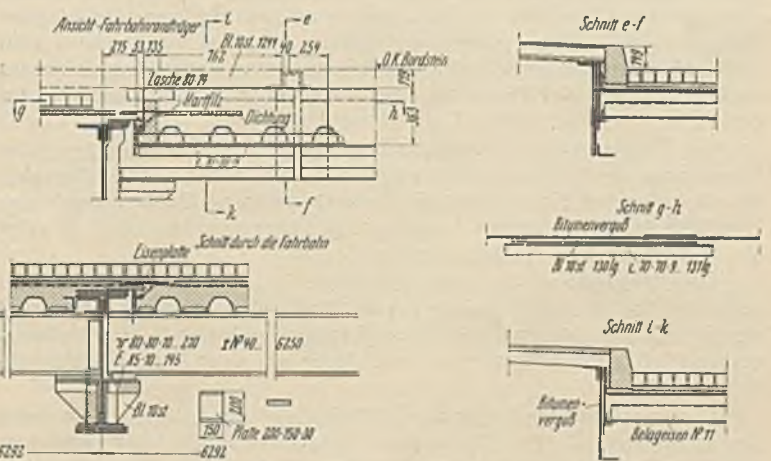
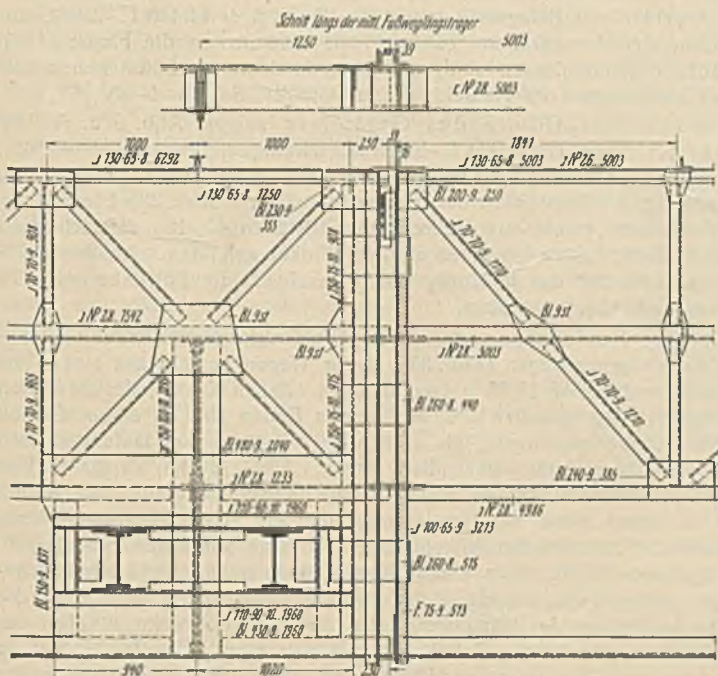


Abb. 32. Westbrücke.  
Längsauszug der Fahrbahntafel am Gelenk.

rechnet, praktisch aber als über die Brücke hinweg durchlaufend ausgeführt.

Die auf der Umrahmung der Diagonalen (Abb. 30) rings um die Diagonalen herum gezeichneten Winkel dienen auch zur Begrenzung des Fußwegbetons und seines Belages.

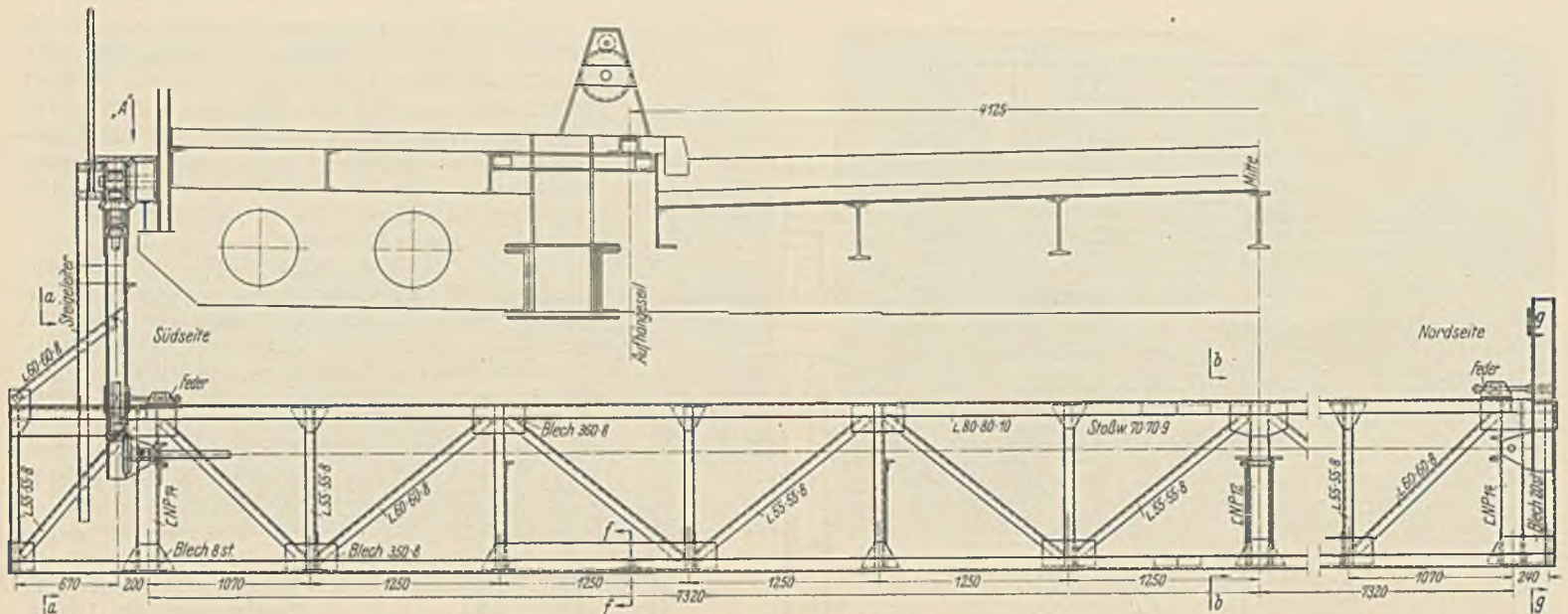
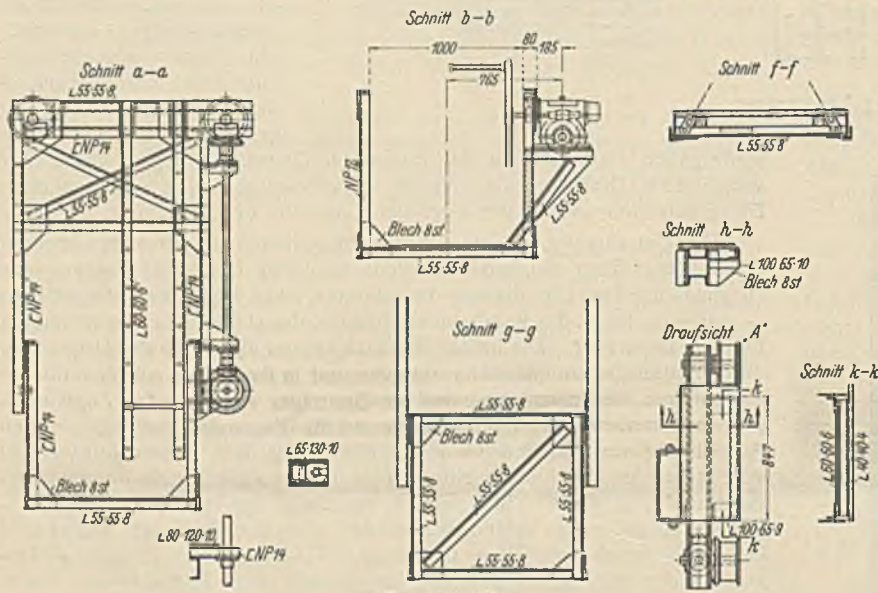


Abb. 33. Der Besichtigungswagen.



Zu Abb. 33.

δ) Die Längsauszüge an den Gelenken der Ostbrücke. Der zur Freihaltung der Gelenke dienende Längsauszug der Fahrbahn und der Fußwege ist am Untergurtknotenpunkt 4, das ist der erste Knotenpunkt des Koppelträgers, angeordnet aus folgenden Gründen: Das Gelenk wird in erster Linie von der auf Druck beanspruchten, vom Gelenk zum Untergurtknotenpunkt 5 gehenden Diagonale gehalten, die ihrerseits vom Fußweglängsverband gestützt wird. Der Längsauszug des Fußwegverbandes mußte daher, um der Diagonale eine möglichst große Seitensteifigkeit zu geben, an den Knotenpunkt 4 gelegt werden.

Der Längsauszug der Fahrbahn liegt wie üblich am Querträger. Der Längsauszug des Fußweges liegt wegen der Umrahmung der Enddiagonale des Koppelträgers 1250 mm seitlich vom Querträger. Dadurch ergab sich eine Versetzung der beiden Längsauszüge gegeneinander. Abb. 32 zeigt die Ausbildung der Längsauszüge.

Der Längsauszug der Fußwege ist offen. Er wird durch zwei verschieblich übereinandergreifende Winkel abgedeckt. Die Längsträger sind durch mit Langlöchern versehene Laschen gehalten. Der Fußwegverband ist durch eingesteckte Sperrbleche an einer Querverschieblichkeit gehindert.

Das verschiebliche Lager der Fahrbahn längsträger liegt auf Konsolen des Querträgers 4. Der Beton der Fahrbahn ist gegen den Querträger durch ein □-Eisen begrenzt, das oben einen Winkel trägt. Der abstehende Flansch des Winkels hat zum Ablauf des etwa sich ansammelnden Wassers Schlitze. Die Lücke zwischen dem Winkel und dem Querträger deckt ein an den Querträger angeleitetes Deckblech. Mit der Eisenkonstruktion ist auch die Fahrbahndichtung unterbrochen. Die Lücke ist durch eine besondere, auf der Dichtung liegende, mit Asphaltbitumen überzogene Eisenplatte abgedeckt.

Der Sprung von dem Fahrbahn längsauszug zu dem Längsauszug der Fußwege wird am Fahrbahnrandträger durch eine Art Einsteckkassette

vollzogen (s. Abb. 32, Ansicht Fahrbahnrandträger mit Schnitten). Der Fahrbahnrandträger ist an der gleichen Stelle wie die Fußweglängsträger unterbrochen. An dem vom Knotenpunkte 5 herkommenden Ende des Randträgers ist für die Fahrbahn ein besonderes Begrenzungsstück angeleitet, das auf dem mittleren Winkel des anderen Randträgers schleift und bis zur Fahrbahnfuge reicht (Schnitte i—k, e—f und g—h). Das Begrenzungsstück trägt die Belageisen und damit die Fahrbahn. Der allseitig abgedichtete Zwischenraum zwischen dem Fahrbahnrandträger und dem Begrenzungsstück ist mit Asphaltbitumen verfüllt. Die Trennungsfuge im Pfeiler, im Bordstein und hinter dem Bordstein (oberhalb des Fahrbahnrandträgers) ist mit Asphaltbitumen gedichtet.

Der Längsauszug des Windverbandes liegt ebenfalls am Querträger 4.

ε) Die Längsauszüge an den Brückenden sind die üblichen. Über dem Pfeiler VI (festes Lager) wird die Fahrbahnfuge durch ein unter dem Pflaster liegendes Schleppblech überdeckt, während die Fußwege durch eine offene, mit Winkelleisen besäumte Fuge unterbrochen sind. An den übrigen Stellen sind die üblichen Ausbildungen mit „Dehnungs“-Platten angewandt. Bei dem Anschluß an die Betonplatte über den Pfeilern IV und V sind die entsprechenden Tragglieder der Längsauszüge an den Walzträgern der Platte verschraubt.

ζ) Die Fahrbahntragdecke. Für diese wurden wegen der geringen vorhandenen Bauhöhe mit Beton überdeckte Belageisen gewählt. Den Abschluß der Belageisen gegen die Querträger bilden □-Eisen, die zwischen den Längsträgern zweimal mit Winkeln an die Flanche der Querträger angeschlossen sind, um Risse in dem Deckbeton neben den Querträgerflanschen zu vermeiden (s. a. Abb. 28, Schnitt d—d).

η) Die Ausbildung des Geländers zeigen Abb. 5 u. 7. Es besteht aus einem Holm aus □-Eisen mit darauf angeleiteteten Halbrundeleisen. Der Holm wird an den Querträgern durch Posten aus □-Eisen gehalten. Befestigung der Posten an den Fußwegkonsolen s. Abb. 28. Die Füllung des Geländers besteht aus senkrechten Füllstäben 40 · 12, die sich oben an den Holm, unten an einen starken Winkel anlehnen. An den Feldmittelpunkten ist das Gelände durch herabgeführte Füllstäbe auf den Fußwegrandträger abgestützt.

3. Die Besichtigungswagen. Die Brücke besitzt zwei umhängbare Besichtigungswagen (Abb. 33). Jeder Wagen besteht aus einem aus Fachwerk gebildeten 15,78 m langen, oben offenen Kasten, der am Boden mit Bohlenbelag versehen ist. An beiden Enden sind in einem Gelenk drehbare Arme angebracht, die oben die in Rollenlagern laufenden, mit Spurkränzen versehenen Laufrollen tragen. Diese greifen an die an beiden Brückenaußenkanten angebrachten Fahrschienen an. Der Wagen wird in seiner Mitte mit Handantrieb über ein Schneckenvorgelege angetrieben. Von dem Schneckentrieb führt eine auf Konsolen gelagerte durchgehende Welle über einen Kegeltrieb zu den beweglichen Hängearmen und von da mittels eines zweiten Kegeltriebes zu je einer der beiden Laufrollen der Hängearme, die zu diesem Zwecke als Teil des Kegeltriebes mit einem Zahnkranz versehen sind. Die Zähne des als Übergang vom Wagen zu den Hängearmen dienenden Kegeltriebes greifen

auch bei herausgeklappten Armen noch ein. Die Hängearme sind durch mit Langlöchern versehene, abgedeferte Bolzen gehalten. In der Fahrstellung der Wagen ist ein Arm auf beiden Wagenwangen durch einen Einhängestab gegen Bewegungen gesperrt. An dem gleichen Arm führt eine Steigeleiter zu einer über den Fahrrollen befindlichen, mit zwei Handgriffstangen versehenen Plattform, die den Zugang zu den Wagen bildet.

Der Ab- und Anhängevorgang vollzieht sich folgendermaßen: An jeder Brückenöffnung befindet sich auf jeder Seite der Brücke in der Mitte eines besonders gewählten Feldes zwischen dem Bordstein und den Hauptträgern ein mit einem Raupenblech abgedeckter Schlitz (Ausbildung s. Abb. 30, Grundriß links). Über den beiden Schlitzten wird je eine Bockwinde aufgestellt, deren Seil durch die Schlitzte an einer in der Höhe des Obergurtes des Wagens besonders angebrachten Traverse angreift, die ihrerseits an die im Schnitt *F—F* dargestellten, am Boden des Wagens angebrachten Ösen faßt. Nach Lösung der Sperre des einen Hängearmes wird der Wagen etwas angehoben. Sobald die Spurkränze der Laufrollen frei werden, klappen die Hängearme selbsttätig infolge ihres Gewichtes ab. Sie werden stoßfrei von den abgedeferten Halte-

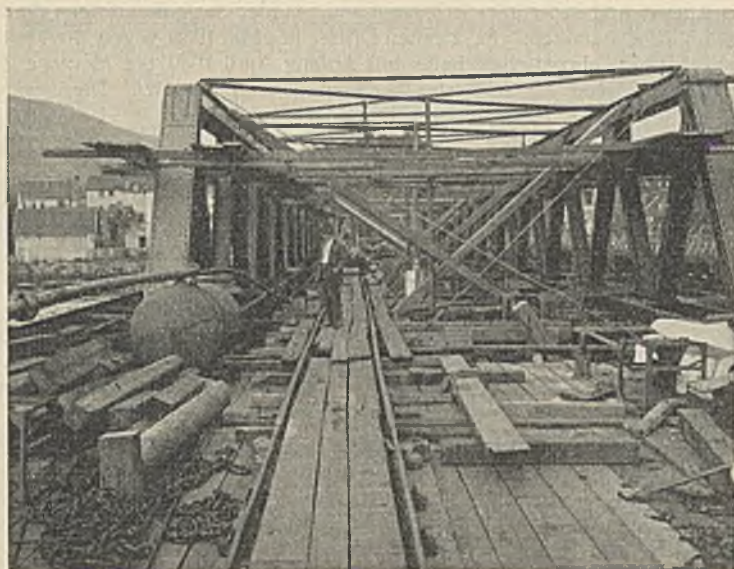


Abb. 34.

Die Kreuzverspannung der Hauptträger bei der Montage.

stangen auf dem Wagenobergurt aufgefangen. Danach wird der Wagen abgesenkt und auf ein Schiff abgesetzt. Hierauf fährt das Schiff in die gewünschte Nachbaröffnung. Der Aufhängevorgang vollzieht sich in umgekehrter Weise. Nach dem Hochziehen des Wagens werden die Hängearme eingeschwengt, und darauf wird der Wagen mit den Laufrollen auf die Fahrschiene abgesetzt. Das Umhängen des Wagens vollzieht sich in wenigen Stunden.

Zwei Wagen sind beschafft worden, weil die Öffnung zwischen den Pfeilern III und IV wegen mangelnder Wassertiefe nicht bei jedem Wasser befahrbar ist und weil bei der Beförderung des Wagens vom Schiff auf Land und umgekehrt Beschädigungen des Wagens befürchtet wurden. Die Öffnung III bis IV hat deshalb einen eigenen Wagen erhalten, der wie der beschriebene ausgebildet ist.

4. Die Montage. Die Brücke wurde auf einem Montagegerüst zusammengebaut. Bei der Ostbrücke hatte das Gerüst zur Freihaltung des Schiffsverkehrs eine Schiffahrtöffnung von 20 m lichter Weite zwischen den Leitwerken. Wegen der in der Schiffahrtöffnung freizuhaltenden lichten Höhe ist die Ostbrücke 1 m über der späteren Höhe zusammengebaut und nach der Vernietung auf ihre Sollhöhe abgesenkt worden. Die Westbrücke wurde in ihrer endgültigen Höhenlage zusammengebaut.

Besondere Sorgfalt wurde der genauen Ausrichtung der Obergurte gewidmet, die mit der in Abb. 34 ersichtlichen Kreuzverspannung durch verstellbare Zug- und Druckstreben erzielt wurde. Bei der Ausrichtung wurde als größte waagerechte Toleranz nach Ausrüstung der Brücke, senkrecht zu der durch die Endknotenpunkte des Untergurtes gegebenen Linie gemessen, zugelassen:

- a) größte Abweichung zweier Knotenpunkte gegeneinander: 5 mm,
- b) größte Gesamtabweichung überhaupt:  $\pm 10$  mm.

Die auf die Stabachsen bezogenen Messungen wurden an der Hand eines ausgespannten Stahldrahtes vor dem Vernieten, nach dem Vernieten und nach der Ausrichtung vorgenommen. Das Endergebnis der Abweichungen war kleiner als die zugelassene Toleranz.

## VI. Die Bestraßung.

### a) Die Fahrbahn.

Der Tragbeton der Fahrbahn auf den Überbauten hat eine Mischung, bezogen auf 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton: 200 kg Zement: 25 kg Traß: 490 l gewaschener Sand: 730 l gewaschener Kies. Er ist im Mittel 11 cm dick. Über den Querträgern ist er durch eingelegte Verbindungsrundisen, 8 mm Durchm., gegen Abreißen an den Querträgerflanschen gesichert.

Über dem Beton befindet sich — bei den Überbauten und bei den Betonplatten — eine an Ort und Stelle hergestellte Dichtung folgender Art:

- Lage 1: Asphaltbitumen,
- „ 2: Jutegewebe,
- „ 3: Asphaltbitumen,
- „ 4: Eisendrahtgewebe, 5 mm Maschenweite und 0,6 mm Drahtdurchm.,
- „ 5: Asphaltbitumen,
- „ 6: Jutegewebe,
- „ 7: Asphaltbitumen.

Das Jutegewebe ist grobmaschiges Gewebe, das zur Befreiung von Porenwasser unmittelbar vor dem Verlegen in Asphaltbitumen ausgekocht wurde. Vor dem Aufbringen der ersten Bitumenschicht wurde der gereinigte Beton mit einem aufgespritzten Anstrich von „Bitaquid“ (in Wasser lösliche Bitumenemulsion) versehen. Erst nach dessen völligem Auftrocknen wurde mit dem Auftragen des Bitumens begonnen.

Die Dichtungsschicht ist im ganzen etwa 12 mm dick. Sie ist an den Seitenwänden bis Oberkante Fahrbahnrandträger hochgezogen. Die Dichtung ist mit einer 20 mm dicken Schutzschicht aus Hartgußasphalt abgedeckt. Diese ungewöhnliche Art Schutzabdeckung wurde — abgesehen von Gründen der Bauhöhe — wegen der vorgeschrittenen Jahreszeit gewählt, in der eine Schutzabdeckung aus Beton wegen der Nachtfrostgefahr nicht mehr ausgeführt werden konnte. Zur Verhinderung der Aufschmelzung und damit der Diffusion der eigentlichen Dichtungsschicht beim Aufbringen des heißen Hartgußasphaltes wurde die Dichtungsschicht durch Aufbringen einer Lage dünner Bitumenpappe geschützt, die sich beim Anschmelzvorgang sowohl mit der Dichtung als auch mit dem Hartgußasphalt verband. Auch die Hartgußasphaltschicht wurde an den Seiten bis Oberkante Fahrbahnrandträger hochgezogen.

Die Dichtung und ihre Abdeckung ist auf der Brücke in der Zeit vom 1. bis 25. November 1930 während regnerischen und z. T. stürmischen Wetters ausgeführt worden. Um die Arbeitsstellen trocken zu halten, waren diese mit großen Zeltplanen eingedeckt.

Die Fahrbahndecke besteht aus 8 cm hohem Granitkleinpflaster schlesischer Herkunft auf Sand mit Zementzusatz. Nach Fertigstellung und Einfahrung des Pflasters wurden die Fugen des Pflasters mit Asphaltbitumen vergossen. Die Bordsteine sind aus Basaltlava.

Die Fahrbahn auf den Betonplatten ist in gleicher Weise hergestellt.

### b) Die Fußwege.

Der tragende Teil der Fußwege ist eine 8 cm dicke Eisenbetonplatte mit 13 kg R.-E., 6 mm Durchm., für 1 lfd. m auf 3,19 m Breite. Als Mischung wurde verwendet: 450 kg Zement: 450 l gewaschener Sand: 670 l gewaschener Kies.

Bei der Herstellung der Schalung dieser Platte ergaben sich einige Schwierigkeiten wegen des Vorhandenseins des Fußweglängsverbandes. Die Schalung wurde deshalb unterhalb der Stäbe des Verbandes angebracht und der Zwischenraum zwischen Schalung und Betonunterkante mit Sand verfüllt, auf den betoniert wurde. Das Verfahren hat zu keinen Anständen geführt.

Auf dem Beton liegen 2,5 cm Hartgußasphalt. Eine um die Diagonalen-Durchdringungen aufgesetzte niedrige Leiste aus Hartgußasphalt sperrt dem von dem Fußweg ablaufenden Regenwasser den Zugang zu diesen.

## VII. Sonstiges.

Die Brücke wird durch 30 Regenablaufkasten (Gullys) entwässert. Das aus den Gullys kommende Wasser wird — soweit Schifffahrt in Frage kommt — durch Regenablauffinnen aufgefangen und an geeigneten Stellen abgeführt.

Über die Brücke führen z. Z. je eine Gasrohrleitung bzw. Wasserrohrleitung. Die Leitungen sind mit Längsauszugmuffen versehen. Ferner führen über sie über der südlichen Fußwegkonsole Starkstromkabel der städtischen Licht- und Wasserwerke sowie der Wesermühlen AG. Auf der nördlichen Fußwegkonsole befindet sich ein Schwachstromkabel der Reichspostverwaltung.

Zur Beleuchtung der Brücke führt ein Kabel über den Obergurt der Brücke zu den in Abb. 6 ersichtlichen, am Obergurt angebrachten 45 Lampen, die mit muschelförmigen Reflektoren und mit 40-Watt-Birnen versehen sind. Die Beleuchtung, die je nach der Nachtzeit ganz oder teilweise eingeschaltet werden kann, hat alle an sie gestellten Erwartungen erfüllt.

Die Probelastung der Brücke wurde am 31. März 1931 mit zwölf schwerbeladenen Lastkraftwagen mit Anhängern durchgeführt (Abb. 35). Sie ergab die rechnerische Durchbiegung.

Nach Reinigung des in der Werkstatt aufgetragenen Grundanstrichs wurde die Brücke mit einem zweiten Mennigeanstrich und darauf mit zwei Deckanstrichen graugrüner Farbe versehen. Zur Verwendung gelangten Farben der Firma Goldschmidt, Essen, als Grundanstrich Mennige „Tego“, als Deckanstrich „Fertegol“. An den dem Wasser besonders ausgesetzten Stellen (innere Teile der Untergurtknotenpunkte) wurde als Deckanstrich rotbraune „Bitegol“-Farbe verwendet.

Zum Schlusse wurden über der Fahrbahn die Obergurtknotenpunkte der nördlichen Hauptträger auf der Fahrbahnseite sowie unter der Fahrbahn die Querträger auf beiden Seiten mit Nummern versehen.

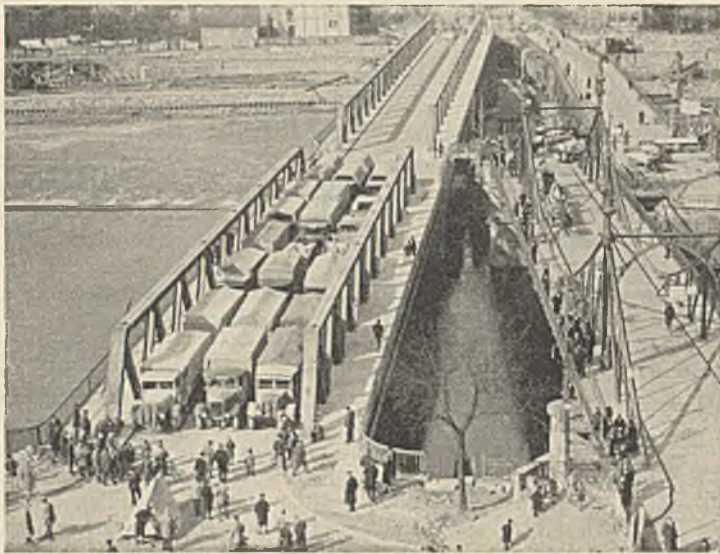


Abb. 35. Die Probelastung der Ostbrücke vom Münster gesehen (rechts die alte Ostbrücke und im Hintergrunde die Notbrücke).

Der Abbruch der alten Überbauten war infolge ihres Systems als Kragträger im Brennschneideverfahren sehr einfach. Zunächst wurde das Mittelgelenk durchgeschnitten und dann, von der Mitte beginnend, Stück für Stück abgeschnitten. Nur in den Seitenöffnungen wurde ein leichtes Stützgerüst gebraucht.

Beim Durchschnitt der Mittelgelenke zeigten sich keine Bewegungen in den beiden Brückenteilen gegeneinander. Verrostungen zeigten sich besonders an den Durchdringungsstellen der Hauptträger durch die hölzerne Fahrbahn, an den oberen Winkeln der Fußwegkonsolen und an den senkrechten Blattfedern der Mittelgelenke. Sonst waren die Überbauten gut erhalten. Auffallend war der Zustand der Teile, die seit dem Bau der

Brücke (1895) nicht wieder zugänglich waren. (Hinterfläche der Endquerträger und Innenteile der völlig mit Zierblechen verkleideten Pylonen.) Hier fanden sich keine Rostspuren. Die Hinterfläche der Endquerträger war stark mit Schmutz überzogen. Beim Abschlagen riß sich der Querträger stellenweise unter Mitnahme des Deckanstrichs vom Grundanstrich los. Der Grundanstrich war dabei durchweg tadellos erhalten.

Die Gelenke der Rückhalteanker an den Brückenden waren vollkommen fest. Die Lagerrollen und die Kippbolzen der Kippplager waren angerostet, hatten aber ihre Bewegungsmöglichkeit nicht eingebüßt.

Die Pfeiler wurden in der üblichen Weise abgebrochen. Der Abbruch unter Wasser wurde im Schutze eiserner Spundwände vorgenommen. Das Mauerwerk war äußerst fest.

#### VIII. Die Baugeschichte.

Die Bauarbeiten begannen Anfang Mai 1929 mit den Vorbereitungen des Baues der Notbrücke, die Ende August 1929 dem Verkehr übergeben wurde. Währenddem hatten Anfang Juli die Arbeiten an den Brückenpfeilern mit dem Bau des Pfeilers IV begonnen, dem der Bau des Pfeilers V und VI folgte. Nach Abbruch des alten Überbaues der Westbrücke, der im August und September 1929 stattfand, wurden auch die übrigen Pfeiler in Angriff genommen. Im zweiten Drittel des Mai 1930 waren die Pfeiler fertiggestellt. Inzwischen hatte mit Anfang April 1930 die Montage der Überbauten, von der Stadtseite her beginnend, eingesetzt. Diese waren Mitte September fertiggestellt. Daran schlossen sich die Bestraßungsarbeiten der Überbauten und der Betonplatte I auf dem Werder. Am 2. April 1931 wurde die neue Brücke dem Verkehr übergeben.

Im Jahre 1931 folgten die Arbeiten für den Ausbau des Einlaufes des Turbinengerinnes und die Herstellung der Werderkopfquerwand, die, beginnend mit Anfang April, Ende November abgeschlossen wurden. Daran schloß sich der Abbruch der Notbrücke, der Anfang Februar 1932 durchgeführt war. Im Frühjahr 1932 waren alle Arbeiten beendet.

Die Kosten des Brückenbaues haben ohne Rampen betragen rund 1 440 000 RM. Davon wurden 1 280 000 RM vom Preußischen Staat — Wirtschafts- und Arbeitsverwaltung —, der Rest von 160 000 RM vom Deutschen Reich (Reichswasserstraßenverwaltung) getragen.

An der Herstellung des Bauwerkes waren im wesentlichen folgende Stellen beteiligt:

Entwurf und Bauleitung: Wasserbauamt Hameln als Beauftragter der Wasserstraßendirektion Hannover für das Preußische Ministerium für Wirtschaft und Arbeit.

Gründungen: Firma Lerche & Nippert AG, Berlin, Zweigstelle Hameln, bzw. als Nachfolger: Heinrich Lerche, Baumeister, Hameln, und (für die Pfeiler I und II) die Firma Habermann & Guckes, Liebold AG, Berlin.

Eiserne Überbauten: Arbeitsgemeinschaft der Firmen Humboldt-Deutzmotoren AG, Köln-Kalk, und Vereinigte Stahlwerke AG, Abt. Dortmunder Union, Dortmund.

Asphaltarbeiten: Gewerkschaft Claudius, Essen (Ruhr), und Chemische Fabrik Laatzen G. m. b. H., Hannover-Kleefeld.



Alle Rechte vorbehalten.

## Landerhaltung und Landgewinnung an der deutschen Nordseeküste.

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

(Schluß aus Heft 13.)

### C. Landgewinnung.

#### 1. Anfänge der Landgewinnungsarbeiten.

Die ersten Arbeiten mit der ausdrücklichen Absicht, Neuland für Eindeichungen zu gewinnen, haben etwa seit Mitte des 19. Jahrhunderts begonnen. Die bis dahin eingedeichten Marschflächen hatte die Natur allein ohne menschliche Mitwirkung entstehen lassen.

Die ursprünglichen Arbeiten beschränkten sich auf die Anlage von einfachen Entwässerungsgräben, die in den Schlickflächen vor der Festlandküste im allgemeinen senkrecht zu dieser mit gewissem Gefälle nach außen angeordnet waren. Diese kleinen künstlichen Gräben werden an der schleswig-holsteinischen Küste mit „Gruppen“, in Ostfriesland mit „Schlötten“ bezeichnet. Die Arbeit ihrer Herstellung heißt demnach „grüppeln“ oder „schlötten“. Eine der ersten Stellen, wo derartige Gruppen ausgeworfen wurden, war das damalige Gebiet vor den Reußen-Kögen gegenüber der Hamburger Hallig in Nordfriesland. Hier ließen bereits die Dänen in den Jahren vor und nach 1850 in einer für die damaligen Verhältnisse recht beachtlichen Ausdehnung Begrüppelungen vornehmen. Dabei rechneten sie für absehbare Zeit mit Gewinnung eines neuen Kooges vor dem Hattstedter und dem Ockholmer Kooge. Diese vom besten Erfolg begleiteten Arbeiten bildeten die Grundlage für die willkommene Fortsetzung durch die preußische Verwaltung und führten später zu der Eindeichung des 430 ha großen Cecillenkooges (1903 bis 1905) (Abb. 38a) und des 1085 ha großen Sönke-Nissen-Kooges (1923 bis 1925) (Abb. 38b). Beide liegen jetzt in einer Längenausdehnung von 12 km bei einer Tiefe bis zu 1,5 und 2 km vor den Reußen-Kögen (Abb. 5).

Schon damals war durchaus richtig erkannt worden, daß der günstige Verlauf des Landanwachses wesentlich von der guten Entwässerung der Verlandungsflächen abhängt. Später wurden außerdem noch verschiedentlich kurze, mit Stroh bestickte Erddämme senkrecht zum Ufer angelegt oder auch leichte Flechtzäune in den niedrigen Watten aufgestellt, um das natürliche Absetzen des Schlicks künstlich zu beschleunigen. Obwohl diesen Arbeiten ein genauer Bauplan nicht zugrunde lag, war ihr Erfolg stellenweise durchaus nicht gering. Vor allem zwischen der Hamburger Hallig und dem Festlande machte die Anlandung gute Fortschritte. Jedoch wurde überall die allgemeine Unterhaltung und Weiterführung der Anlagen stark vernachlässigt, so daß die anfängliche gute Wirkung sehr bald nachließ. Die kleinen Gräben hatten nach unten keinen genügenden Abfluß und verschlammten schließlich. Die Zäune und Dämme wurden häufig von der See zerstört und wegen der Kosten nicht gleich wieder erneuert.

Aus diesen Erfahrungen und aus der mehr und mehr gewachsenen Erkenntnis über die Wirkung der bei Neulandbildung auftretenden Naturkräfte, des Windes und der Wasserbewegungen, entwickelte sich sodann ein einheitliches und sinnvolles Verfahren, das von der preußischen Staatsdomänenverwaltung als der für die Landgewinnung zuständigen Behörde seit 1900, das ist seit 30 Jahren, eingeführt worden ist, und das sich als durchaus geeignet erwiesen hat, die großen Aufgaben der Neulandgewinnung tatkräftig anzupacken.

#### 2. Ziel der Landgewinnung.

Seltdem die Landgewinnungsarbeiten nach einer zielbewußt entwickelten Bauweise und dadurch mit offensichtlichem Erfolge betrieben werden, scheint es durchaus möglich zu sein, das weitgesteckte Ziel, wie es bereits unseren Vorfahren vorschwebte, weiter ernstlich zu verfolgen und mit der Zeit der Verwirklichung immer näher zu bringen. Das große

Endziel der einschlägigen Arbeiten ist die Wiedereroberung der ausgedehnten Landflächen an der Nordseeküste, die im Laufe vergangener Jahrhunderte durch schwere Sturmfluten und sonstige verhängnisvolle Naturgewalten untergegangen sind, und an deren Stelle sich jetzt das weite, flache Wattenmeer zwischen dem Festlande und den Nord- sowie den Ostfriesischen Inseln, den letzten Resten ehemals fruchtbarer



Abb. 38a. Flugbild vom Cecillienkooge.



Abb. 38b. Flugbild vom Sönke-Nissen-Kooge.

und zum Teil dicht besiedelter Gebiete, ausbreitet. Die Landgewinnungsarbeiten bezwecken somit die völlige Verlandung des derzeitigen Wattenmeeres vor der deutschen Nordseeküste und die abschnittsweise Eindeichung der gewonnenen Flächen, damit diese danach als bestes Kulturland in landwirtschaftliche Nutzung genommen werden können, sowie die Sicherung und Erhaltung aller für die wirtschaftliche Ausnutzung geschaffenen Anlagen.

Indes sind die hierfür nötigen Vorbedingungen nicht an allen Stellen der Küste gleich günstig. Nicht überall wird sich trotz kräftigster künstlicher Nachhilfe so viel Land dem Meere wieder abringen lassen, daß



Abb. 39. Netz von Landgewinnungswerken vor dem Fahrenthofer Kooge.

längs der ganzen Küste neue Köge entstehen können. Hier müssen sich die Arbeiten der Landgewinnung auf das andere nicht minder wichtige Ziel beschränken, durch Schaffung von breiten Vorlandflächen den natürlichen Küstenschutz zu verstärken. Dadurch werden die Festlanddeiche stark entlastet, und ihre Unterhaltung wird erheblich vermindert.

In ihrer Gesamtheit wirken alle diese Arbeiten der Landgewinnung zugleich auf eine künstliche Begradigung und damit erhebliche Verkürzung der allgemeinen Küstenlinie hin, was vor allem für die sehr zerrissene Westküste von Schleswig-Holstein von größter Bedeutung ist.

Für Nordfriesland kam die feste Absicht, dieses Marschgebiet vom Festlande aus allmählich wieder in den früheren Zustand zurückzubilden, schon in dem damaligen großen Bauvorhaben von 1894 zum Schutze der Halligen und Inseln klar zum Ausdruck. Die großen und wertvollen Aufgaben der Landgewinnung, die in engster Verbindung mit den

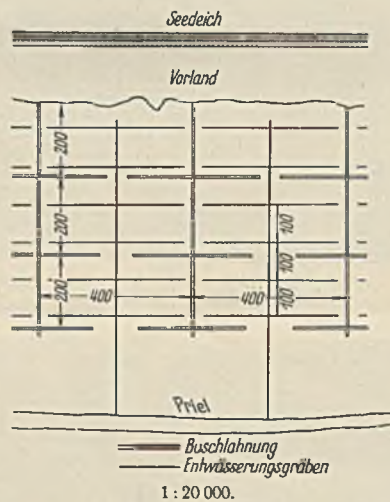


Abb. 40. Gleichmäßige Anordnung der Werke bei 400/400 m Abstand.



Abb. 41. Flugbild einer Wattfläche mit Lahnungsnetz.

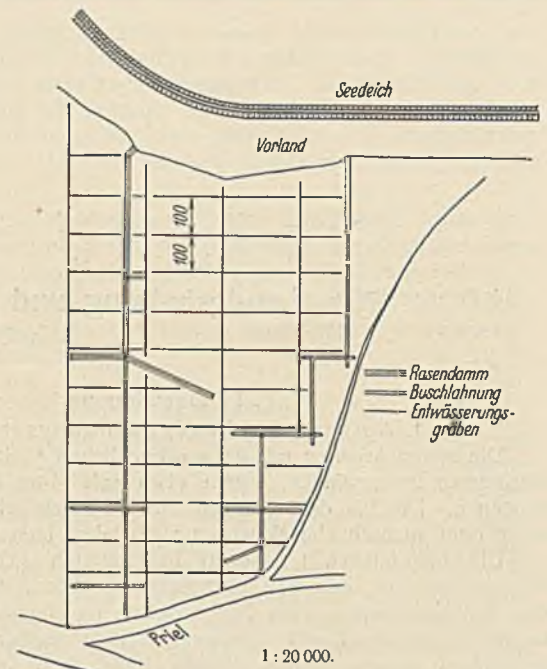


Abb. 42. Unregelmäßige Anordnung der Werke.

weit ausschauenden wasserbaulichen Plänen gebracht werden sollten, wurden darin genau umrissen und haben allgemeine Geltung für die gesamte Nordseeküste, soweit die Anlandungsverhältnisse übereinstimmen. Es handelte sich um folgende umfangreiche Unternehmen für einen großen Zeitraum:

1. Schaffung großer Vorländereien als Schutzfläche vor den jetzigen Festlanddeichen,
2. Eindeichung der gewonnenen Flächen, sobald sie deichreif geworden sind,
3. Weiterführung der Landgewinnung vor den neuen Deichen.

### 3. Neuzeitliche Bauweise.

Für die Landgewinnung ist der fette, mergelhaltige, mit Sand vermischte, völlig steinfreie Schlickschlamm, der aus der Eiszeit herrührt, der alleinige Aufbaustoff, da er außerordentlich fruchtbar ist und sehr ertragreichen Boden abgibt. Mit anderen Sinkstoffen ist der Schlick reichlich im Nordseewasser enthalten. Hier hinein gelangen die Sinkstoffe durch den ständigen Angriff der in die Nordsee einmündenden Flüsse auf ihre Ufer sowie durch das unablässige Abnagen der aus Marschkiel bestehenden Nordseeküste infolge des Wellenschlages. Nicht zuletzt haben sich auf dem Meeresboden gewaltige Ablagerungen von Schlick gebildet. Diese sind dadurch entstanden, daß der starke Ebbestrom die bei Flut in die Strommündungen geschwemmten Sinkstoffe mit großer Gewalt wieder ins Meer zurückgerissen hat. Bei diesem Spiel der Kräfte sind die Sinkstoffe allmählich zu Boden gesunken.

Im Schlick befindet sich auch Kalk, der zum größten Teile aus fein geriebenen Bruchstücken von Muschelschalen stammt und den Wert des Schlickes sehr erhöht. Im Mündungsgebiet der großen Tidenströme, wie Elbe und Ems, kommen noch eigentümliche, wissenschaftlich noch nicht ausreichend erforschte Vorgänge zur Geltung bei der Vermischung von Fluß- und Seewasser durch das Absterben kalkreicher Kleinlebewesen des salzigen Meerwassers im Brackwasser. Schließlich bereichern auch die Abbruchmassen der Halligen und der Abbau von Marschboden im Watt das Schlickvorkommen in der Nordsee. Allerdings ist dieser Beitrag im Vergleich zu der großen Wassermenge bei jeder Flut nur ganz gering zu veranschlagen. Es trifft nicht zu, daß die Zerstörung der Halligen etwa die Marschbildung an der Festlandküste begünstigt, wie früher angenommen wurde.

Je schlickreicher das Wasser ist, desto größer wird naturgemäß seine Fähigkeit, Anlandungen zu bilden. Von Natur aus vollzieht sich das Absetzen des Schlickes nur in stillen und geschützten Buchten, wo das einströmende Flutwasser zur Ruhe kommen kann. Überall an der Nordseeküste gibt es solche natürliche und auch bereits künstlich geschaffene Stellen, in denen die geregelte Anlandung mit auffälligem Fortschritte stattfindet. Wo diese Buchten und Winkel noch fehlen, und wo die Aussichten Erfolg versprechen, müssen sie geschaffen werden. Die natürliche Anschlickung kann durch



Abb. 43a. Bau eines Dammes als Wasserscheide vor Friedrichskoog.



Abb. 43b. Prielabdämmung.

die verständige Mitwirkung menschlicher Arbeit bedeutend gefördert werden. Dabei bietet sich die Natur selbst als große Lehrmeisterin des Menschen, wie sie es bereits in früheren Jahrhunderten gewesen ist, und gibt deutlich ihre Winke. Der Mensch muß diese nur richtig verstehen und der Natur zur rechten Zeit zur Hilfe kommen, insofern er mit vernünftiger und bedachtsamer Hand in den natürlichen Gang der Schlickablagerung und der Strömungen regelnd eingreift.

Gerade die schleswig-holsteinischen Watten neigen mehr zur Verschlickung als zum Abbruch, sobald die Strömungen an der Küste ordentlich geregelt werden. An der ostfriesischen Küste liegen die Dinge allerdings längst nicht so glücklich.

Die heutige erfolgreiche Arbeitstechnik besteht darin, durch die richtige Anlage künstlicher Werke die vorhandene Neigung der Natur zum Absetzen des vom Meerwasser mitgeführten Schlickes wirksam zu unterstützen und das jeweils gewonnene Land festzuhalten. Was die Nordsee in furchtbaren Sturmfluten oft während weniger Schreckenstunden der Vernichtung nahm, gibt sie hier und da in Jahrhunderten langsamer Ablagerung wieder zurück. Die ganze Tätigkeit läuft somit darauf hinaus, durch Menschenhand die Bedingungen zu schaffen, damit die Natur aus ihrem gewaltigen Vorrat ständig eine reichliche Menge von Schlick gerade an den besonders geeigneten Stellen der Küste ablagert.

Zu diesem Zwecke werden aus kleinen Bauwerken von verschiedener Art, die sich nach den langjährigen Erfahrungen am brauchbarsten erwiesen haben, größere Rechtecke gebildet. Ihre Hauptseite steht im allgemeinen senkrecht zu der Küstenströmung und der Küstenlinie. Die andere Seite verläuft mit ihnen gleich. Diese Vierecke werden nach einem vorher genau erwogenen Einrichtungsplane seitwärts und vorwärts aneinandergereiht. Dadurch entsteht ein ausgedehntes Netz solcher Rechtecke, das sich stets vom Festlande aus je nach dem Fortschreiten der Aufschlickung nach und nach immer weiter, an manchen Stellen kilometerweit, in das tiefere Watt hinaus erstreckt (Abb. 39). Die senkrecht zum Ufer gerichteten Viereckseiten erhalten als die Hauptlinien des Netzes in der Regel einen Abstand von 400 m voneinander und stellen eine Art von Bühnen dar, die nach den Bedürfnissen geradlinig bis ins Watt weit hinein verlängert werden. Die mit dem Ufer gleichliegenden Seiten werden in den Bühnenfeldern senkrecht zu den Hauptreihen gleichfalls im Abstände von 400 m eingefügt. Dann erhält das Netz eine ganz regelmäßige Gestalt (Abb. 40). Vielfach muß aber auf Außenpriele, die sich entweder von der See her nach dem Ufer als Einzelarme abzweigen oder sich als Vorfluter für das Hinterland und durch das Watt nach der See zu hindurchwinden (Abb. 41), Rücksicht genommen werden. In solchen Fällen ist die Anordnung der Werke dem Laufe der Priele anzupassen, so daß hierbei die Netze unregelmäßig werden (Abb. 42). Diese Maßnahme ist jedoch nicht immer durchführbar. Es kommt vor, daß hier und da künstliche Wasserscheiden (Abb. 43a) für die Regelung des Ebbwasserabflusses geschaffen, und daß hierzu hinderlich liegende Priele zuvor mittels Durchbauung abgeschnitten werden müssen (Abb. 43b).

Das Maß von 400/400 m für ein Feld kann je nach den vorherrschenden örtlichen Umständen größer sein,

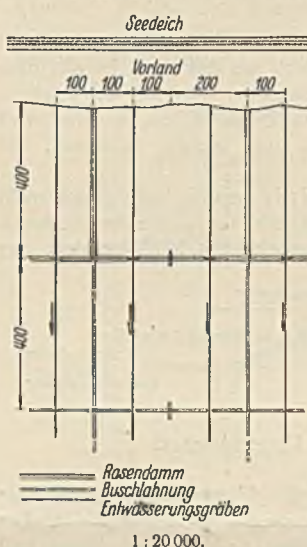


Abb. 45. Lahnungsnetz mit zwei Öffnungen.

wie z. B. an der schlickreicheren Küste des nördlichen Nordfriesland (Abb. 44).

In dem mit dem Ufer und den Strömungen gleichlaufenden Seiten bleiben ein bis zwei Öffnungen ausgespart, durch die das schlickhaltige Flutwasser in die hintereinanderliegenden Felder eintreten und wieder ausströmen kann (Abb. 40 u. 45).

Die Werke, von denen diese 16 ha großen Felder umschlossen werden, haben die Aufgabe, im allgemeinen die Strömungen des Wassers längs der Ufer zu verlangsamen, sowie auch den Wellenschlag zu ermäßigen, und im besonderen das in die einzelnen Felder bei Flut einströmende Schlickwasser zur Ruhe kommen zu lassen und das Absetzen der in ihm enthaltenen Sinkstoffe zu erzwingen. Weiter sollen sie verhindern, daß der zur Aufhöhung des Watts wertvolle Schlick beim Zurückebben des Wassers wieder aufgewühlt und fortgeschwemmt wird.

Alle die der Anlandung dienenden Werke werden mit dem Sammelnamen „Lahnungen“ bezeichnet und nach ihrer Bauart in „Erddämme“ (Abb. 46) und „Buschdämme“ (Abb. 47) unterschieden. Die letztere Art



Abb. 44. Flugbild von einem Lahnungsnetze mit breiteren Abständen.



Abb. 46. Erddamm.



Abb. 47. Buschdamm.

zerfällt wiederum in leichtere und schwerere Werke. Die Erddämme gehören zu den leichteren Werken.

Die Anwendung der verschiedenen Arten von Lahnungen richtet sich hauptsächlich nach der Höhe des Watts. Dort, wo das Watt bereits eine höhere Lage zum GHW hat, in der ufernahen Zone, wird mit den leichten Werken begonnen. An sie schließen sich nach außen hin, wo das Watt tiefer wird und der Angriff durch Strom und Wellen zunimmt, die kräftigeren Bauarten an.

Die erste Art der leichten Werke, die Erddämme, sollen sich nicht höher als etwa 0,60 m über den Wattboden erheben. Ihre durchschnittliche Höhe beträgt 0,50 m. Ihr Kern besteht aus Schlückboden, der

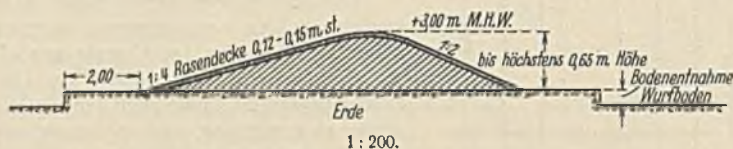


Abb. 48. Querschnitt eines Rasendammes.

beiderseits der Dammlinie gewonnen wird. Hierzu werden seitliche Gräben von 2 bis 3 m Breite und Spatenstichtiefe (= 0,20 m) gebildet. Die Böschungen der Dämme sind ganz flach, außen 1:4 bis 1:5, innen 1:2 anzulegen. Die Krone ist leicht gewölbt in einer Breite von 0,90 m und liegt im Mittel 0,30 m über GHW (Abb. 48). Hieraus ergibt sich eine Fußbreite von etwa 4 m. Der ganze Damm wird mit 12 bis 15 cm hohen Grassoden abgedeckt (Abb. 49). Deshalb können solche „Rasen“-Dämme nur dort zur Ausführung kommen, wo in nächster Nähe auf dem niedrigen grünen Vorlande genügend Soden von geeigneter Beschaffenheit geschnitten werden können (Abb. 50). Rasendämme dürfen auch nicht zu weit ins Watt hinausgeführt werden, weil sich mit der Zunahme ihrer Entfernung vom Ufer die Herstellung und spätere Unterhaltung durch die umständliche Heranschaffung der erforderlichen Mengen an Grassoden mittels Feldbahn sehr empfindlich verteuert (Abb. 51).

In der Längsrichtung müssen die Rasendämme ein schwaches Gefälle nach See zu erhalten, damit Rückströmungen am höheren Ufer, namentlich am Fuße der Außendeiche verhindert werden.



Abb. 49. Belegen des Dammes mit Grassoden.

Wenn die Höhe der Dämme mehr als 0,60 bis 0,65 m über dem Watt erreichen würde, oder wo das begrünzte Vorland zum Gewinnen von Soden für die Abdeckung zu weit entfernt liegt, wird zum Bau der widerstandsfähigeren Buschdämme, der sogenannten Schlückfänger, übergegangen. Wie der Name sagt, bestehen diese Dämme aus Busch, d. h. Faschinen, und sollen den Schlick auffangen. Sie müssen somit eine ähnliche Wirkung



Abb. 50. Beförderung von Grassoden.



Abb. 51. Feldbahnbetrieb für Sodenbeförderung.

im Wattengebiet ausüben wie die durchlässigen Seebuhnen an der freien Sandküste, und haben daher auch eine ähnliche Bauart wie diese. Ihr Querschnitt wird aus zwei Reihen von Rundholzpfählen gebildet, die 1,75 bis 3 m lang und 10 bis 12 cm dick sind. Die Pfähle erhalten innerhalb

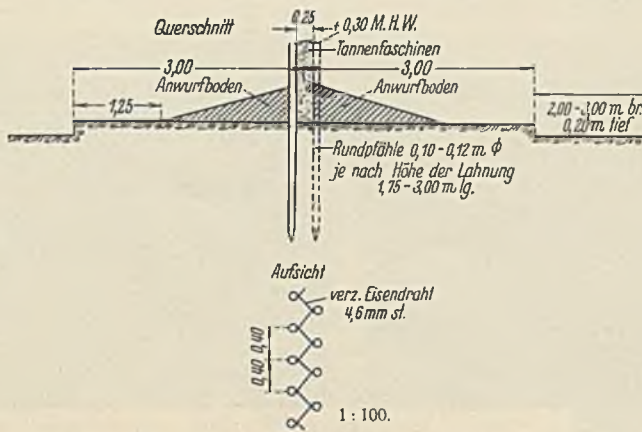


Abb. 52. Querschnitt und Grundriß eines Schlickfängers.

ihrer Reihe von Mitte zu Mitte 0,40 m Abstand. Die eine Pfahlreihe steht auf Lücke der anderen (Abb. 52). Die Pfähle stecken in der Regel mindestens ebenso tief im Boden, wie sie über ihn hinausragen, und werden

mit ganz schwachem Anlaufe nach innen oder neuerdings senkrecht mittels Kopframme eingeschlagen (Abb. 53). Der Zwischenraum zwischen den Pfahlreihen wird mit in der Längsrichtung verlegten Tannenfaschinen ausgefüllt (Abb. 54). Dadurch wird die nötige Durchlässigkeit und Weichheit gegen den Wellenschlag sichergestellt. Tannenfaschinen halten sich im Seewasser länger als solche aus Laub. Die unterste Lage der Füllung bildet vielfach auch Heidekraut als sehr geeigneter dichter Anschluß an sandigen Boden (Abb. 55).



Abb. 53. Einschlagen von Pfählen mittels Kopframme.

Die Pfahlreihen werden durch starken Eisendraht miteinander verbunden und dadurch gegenseitig versteift, so daß sie die Faschinenpackungen fest zusammenhalten (Abb. 52).

Die leichteren Schlickfänger sind oben an der Krone zwischen den Pfahlreihen nur 0,25 m, unten am Fuße 0,30 m breit (Abb. 56a). Die schwereren Werke dieser Form erreichen oben Breiten von 0,60 m und unten von 0,80 m (Abb. 56b). Solche kräftigen Lahnungen sind aber nur



Abb. 54. Einbringen von Faschinen in die Lahnung.

an solchen Küstenstrecken am Platze, wo das Watt mehr mit Sand vermischt ist (Abb. 57), und wo somit die Werke, ähnlich wie wirkliche Buhnen, eine größere Standfestigkeit haben müssen. Dieser Fall trifft für die südliche Nordseeküste zwischen der Hever- und Elbemündung zu.

Vor der nordfriesischen Küste dagegen ist die Ablagerung von reinem Schlick bedeutend größer. Deshalb genügen hier die leichteren und schmalen Werke.

Die Krone der Buschdämme liegt durchweg 0,30 bis 0,50 m unter GHW und soll sich über den Wattboden nicht höher als 1 bis 1,15 m erheben. Weiter hinaus in größeren Tiefen sollen derartige Dämme nicht geführt werden, weil auch ihre Herstellung, vor allem ihre Unterhaltung zu teuer und damit der ganze Bau zu unwirtschaftlich wird.

Bei steigendem Wasser besteht die Gefahr, daß die Faschinenpackung zwischen den Pfählen auftreibt. Bei Ebbe wiederum können durch den dabei auftretenden starken Sog längs der Werke breite Auskolkungen im Wattboden entstehen. Beide Fälle zusammen würden große Lücken am Fuße der Werke verursachen, die ihrerseits zur vollständigen Zerstörung des Faschinenkörpers der Lahnungen durch den Wellenschlag führen können. In solchem Zustande sind die Buschdämme dann völlig unwirksam. Die Erfahrungen haben gezeigt, daß der für den Bestand der Lahnungen gefährliche Auftrieb des Faschinenkernes erleichtert wird, je

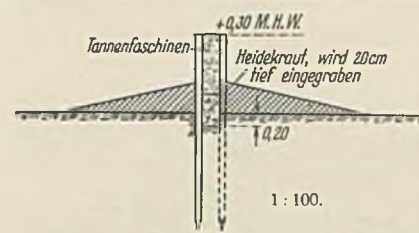


Abb. 55. Querschnitt eines Schlickfängers auf sandigem Boden.

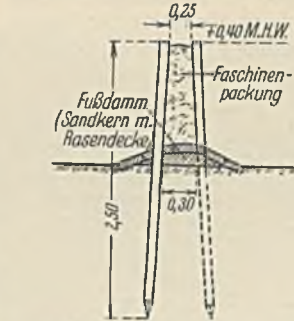


Abb. 56a. Querschnitt einer leichten Buschlahnung.

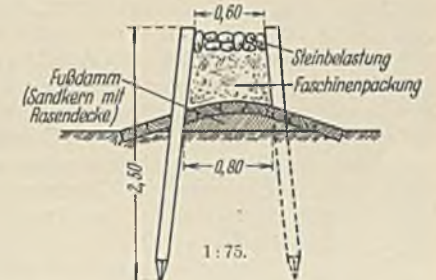


Abb. 56b. Querschnitt einer schweren Buschlahnung.

schmäler die Werke am Fuße sind. Deshalb werden in letzter Zeit die Buschdämme nicht breiter als 0,25 m hergestellt und die Pfähle grundsätzlich senkrecht eingeschlagen (s. Abb. 55). Um bei den breiteren Lahnungen das Auftreiben der Faschinenfüllung zu verhindern, wird diese oben mit schweren natürlichen oder künstlichen Steinen belastet (s. Abb. 56b). Bei den schmalen Werken ist solches weder möglich noch nötig. Hier wird als weit besseres Mittel gegen das Hochtreiben der Faschinenfüllung und gegen Unterspülung des Fußes gegen die Lahnungen von beiden Seiten bis zu einem Drittel ihrer Höhe Schlickboden geworfen (s. Abb. 55) und flach nach außen abgebösch. Dieser Anwurfboden wird beiderseits der Werke entnommen, so daß dabei genau so wie bei den oben beschriebenen Erddämmen breite und flache Gräben entstehen (Abb. 58). Diese wichtige „Fußsicherung“ der Werke muß dauernd gut erhalten werden, wozu der in Seitengräben sich sammelnde Schlick den nötigen Stoff und die erforderliche Menge liefert.



Abb. 57. Sandwatt an der holsteinischen Küste.



Abb. 58.  
Anwerfen von Boden an eine Lahnung.

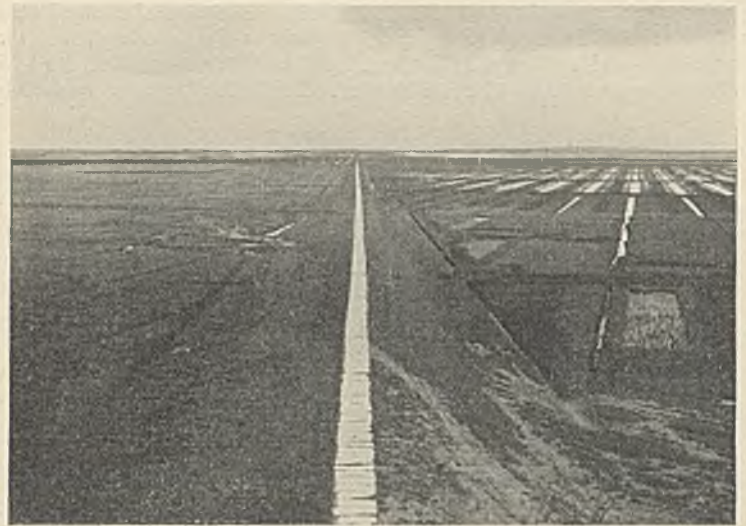


Abb. 60.  
Anschlickungen an der Inselfeite des Dammes Nordstrand—Festland.

An dem südlichen Teile der Nordseeküste von Schleswig-Holstein, wo die Schlickablagerung nicht so reichlich ist und der Wattboden mehr Sand enthält, ist auch noch eine andere Art der Fußsicherung für die hier ohnehin breiter zu wählenden Lahnungen in Anwendung. Hier wird der Fuß der Werke gegen Unterspülung durch einen kleinen Rasendamm auf dem Wattboden geschützt, der entweder ganz innerhalb des Querschnitts liegt oder mit seinen Füßen noch beiderseits aus ihm herausreicht (s. Abb. 56 a u. b).

Für einzelne Lahnungen, die teilweise von der Wasserbauverwaltung längs der Dämme Festland—Nordstrand und Festland—Oland zur Aufhöhung des Watts angelegt worden sind, wurde der bemerkenswerte Querschnitt in Abb. 59 mit einer kleinen Spundwand als Fußsicherung ausgeführt.

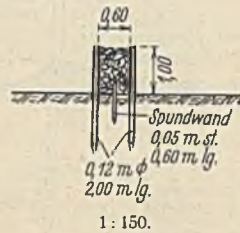


Abb. 59. Buschlahnung mit innerer Spundwand als Fußsicherung.

Auch die Verbindungsdämme zwischen dem Festlande und den Halligen zählen in die Reihe der „schweren Werke“ für die Landgewinnung. Die Dämme stellen in ihrer Wirkung lange Buhnen dar, deren Köpfe die befestigten Halligen bilden, und zerlegen das weite Wattenmeer in große nach der See zu offene Felder. Dadurch tragen sie zur Beruhigung des einströmenden Flutwassers bei und begünstigen die Schlickablagerungen erheblich mehr, als es dem nicht so weit in das Wattenmeer hineinreichenden Netze von einfachen Landgewinnungswerken möglich ist. Durch den Eingriff in die Strömungsverhältnisse unterbrechen sie vor allem in wirksamer Weise die schädlichen Längsströmungen an der Festlandküste und vor den Deichen zugunsten rascherer Verlandung am Festlande, sowie vor den Halligen und Inseln selbst (Abb. 60). Solche Dämme nach den am nächsten vorgelagerten Halligen sind höchst wichtige und unentbehrliche Hilfswerke für die Landgewinnung und schaffen erst die eigentliche Voraussetzung dafür, die Wirkung auf den Landanwachs ganz offenbar ver-

stärken zu können. Schon in früheren Zeiten sind mit derartigen Dammlegungen einfachster Art und im kleineren Maße bedeutende Erfolge erzielt worden, wie z. B. beim Anschluß der Hamburger Hallig, der Padelackshallig bei Husum, des Westerhever-Sandes an der Nordwestecke von Eiderstedt und des Franzosensandes in der Dieksander Bucht an das feste Land. Diese alten Dämme sind längst völlig ver-

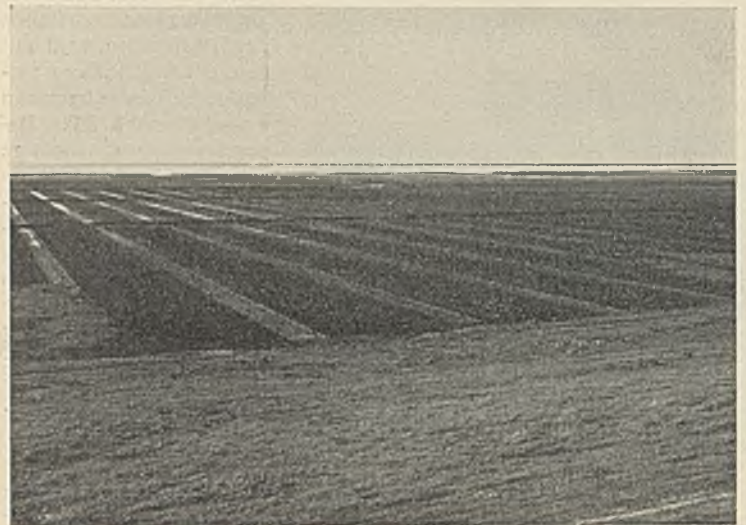


Abb. 63. Anschlickung südlich des Hindenburgdammes.



Abb. 61. Ausgebauter Rasendamm nach der Hamburger Hallig.



Abb. 62. Anschlickung am Damm nach Oland, links der Damm selbst.

landet. Darüber wurden dann im Rahmen der planmäßig vorgesehenen Werke flache Rasendämme angelegt, die ihre anteilige Hilfe an der weiteren Verlandung zur vollen Zufriedenheit leisten (Abb. 61). Ebenso beweisen die in den letzten Jahren ausgeführten Dammbauten nach Oland und bis Langeneß und vornehmlich der Eisenbahndamm nach Sylt, der Hindenburgdamm<sup>1)</sup>, deutlich, in welchem hohem Maße solche bühnenartigen Werke die Schlickablagerung vor allem am Festlande erleichtern und damit die Aufhöhung des Watts beschleunigen (Abbild. 62, 63). Deshalb ist unbedingt auch weiterhin nötig, zur Unterstützung und kräftigsten Förderung der natürlichen Anlandung den Bau von Dämmen nach den nahegelegenen Halligen und Inseln in den allgemeinen Plan der Landgewinnung einzubeziehen.

Die Dämme müssen völlig dicht sein und mit ihrer Krone auf etwa 2,50 bis 3 m über GHW liegen. Diese höhere Lage verhindert, daß die gewöhnlichen Fluten über den Damm überströmen und dabei die eben begonnenen Anschlickungen wieder wegspülen können. Dieser Mangel haftet noch den vorhandenen Dämmen nach Oland—Langeneß und nach Nordstrand an, weil ihre Höhe nur 0,50 m über GHW beträgt (s. Abb. 28). Die Dämme müssen deshalb höher gelegt werden und würden dann unbedingt auf die Verlandung des Watts einen noch größeren Einfluß ausüben als heute.

Zweimal täglich tritt das schlickhaltige Flutwasser in die von den Lahnungen gebildeten Felder ein und setzt dabei seine Sinkstoffe ab. Allmählich füllen sich die Felder mehr und mehr mit dem wertvollen Schlick. Diese Schlickschicht wächst mit der Zeit in ganz dünnen Lagen immer höher an. Der ohne Unterlaß fortschreitende Vorgang bedarf indessen einer sorgfältigen Regelung. Das die Sinkstoffe heranbringende Flutwasser muß bei Ebbe möglichst rasch zum völligen Abfluß gebracht werden. Es ist besonders wichtig, daß die niedergeschlagenen Schlickmassen durch den Wind und die Sonne gut austrocknen können. Erst dann lagert sich der Schlick allmählich fester ab und wird schließlich von den nächsten Fluten nicht wieder fortgeführt. Somit kommt es darauf an, gleichzeitig mit der Herstellung von Werken, die im langsamen Emporwachsen begriffenen Schlickflächen innerhalb der Felder dauernd gut zu entwässern. Auch hierfür ist eine vernünftige Planmäßigkeit notwendig. Diese wird gewährleistet durch die Anlage eines engen Netzes von Gräben verschiedener Größe und Lage, das sich innerhalb der durch die Landgewinnungswerke gebildeten Felder zieht. Die Entwässerung ist so zu regeln, daß sie stets vom Lande aus beginnt, um das erforderliche Gefälle zu erhalten. Das Entwässerungsnetz besteht aus Gruppen, Quer- und Hauptgräben (Abb. 64). Die Gruppen, in der Regel 100 m lang, münden in die Quergräben, die etwa 200 m Länge erhalten, und diese in die den Gruppen gleichlaufenden Hauptgräben, die zumeist senkrecht

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1928, Heft 6 u. 7.

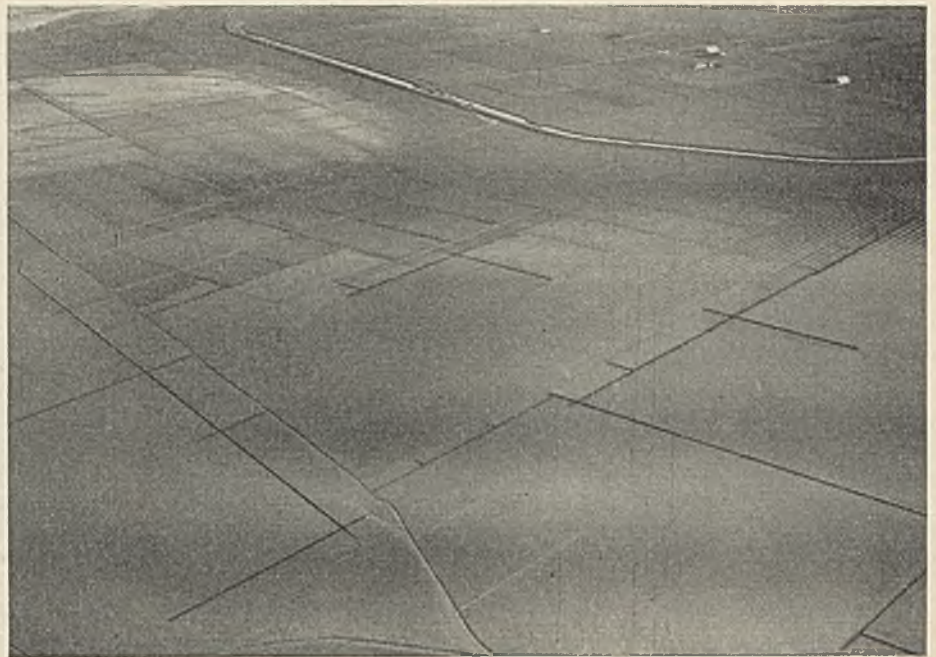


Abb. 64. Flugbild von einem Gruppennetze (vor Wiedingharder-Koog).



Abb. 65. Flugbild eines Gruppennetzes mit Priele.

zum Ufer gezogen sind und von ihnen bis weit ins tiefe Watt hineingeführt werden. Die Hauptgräben geben das Wasser dann weiter an die natürlichen Vorfluter im Watt, die Priele, ab. Infolgedessen hat sich auch die Anordnung des Entwässerungsnetzes nach der Lage und dem Verlaufe dieser Priele zu richten (Abb. 65).



a) Zustand 1927.



b) Zustand 1931.

Abb. 66a u. b. Erfolg von Landgewinnungsarbeiten in der Tümlauer Bucht.

Besondere Sorgfalt ist der Herstellung und dann der Unterhaltung dieser Gruppen zu widmen. Sie bilden den wichtigsten Teil der ganzen Entwässerung, da sie auf den bereits höher angewachsenen, dem Ufer näher gelegenen Wattflächen angelegt werden. Von ihrer guten Wirkung und ihrer dauernden Unterhaltung hängt der weitere ungestörte Fortgang der Anlandung und damit überhaupt der Erfolg der Landgewinnung wesentlich ab (Abb. 66a u. b).

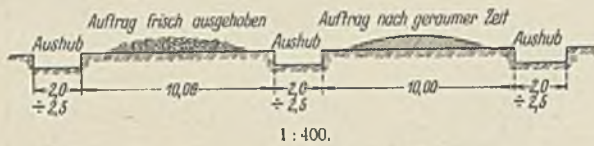


Abb. 67. Querschnitt durch ein Gruppenfeld.

Die Gruppen werden auf Grund der Erfahrungen im Abstände von 10 m von Mitte zu Mitte aus ausgehoben und haben eine Breite von 2 bis 2,5 m und eine Tiefe von 0,20 m (Spatenstich). Der aus ihnen gewonnene Boden wird von Hand auf die Mitte der Felder zwischen ihnen geworfen (Abb. 67). Daß Maß von 10 m hat sich aus dem Arbeitsgange ergeben. Die eingelernten Arbeiter sind im Stande, den Aushubboden aus den Gruppen mit dem Spaten etwa 5 bis 6 m weit zu werfen (Abb. 68). Diese Entfernung entspricht der halben Breite eines Gruppen-



Abb. 68. Auswerfen von Gruppen.

feldes. Durch den Aushubboden erhalten die Felder, die auch Beete genannt werden, allmählich eine schwach gewölbte Form (Abb. 67). Dadurch entsteht eine gute Entwässerung nach den Grüppengräben, die ganz unerlässlich ist. Mit der Zeit schlickten die hergestellten Gruppen wieder zu (Abb. 69) und müssen dann von neuem ausgehoben, sowie die Schlickmassen wieder auf die Beete aufgeworfen werden. Dieser Fall tritt an günstigen Stellen höchstens einmal im Jahre ein. Gewöhnlich kann diese Arbeit erst alle 2 bis 3 Jahre vorgenommen werden. Im allgemeinen ist damit zu rechnen, daß nach einer vier- bis fünfmaligen Wiederholung dieses Grüppelns die Felder bis zur Höhe des GHW an-

gewachsen sind. Ein solcher Zustand läßt sich somit höchstens in etwa 8 bis 10 Jahren erwarten.

Im Sandwatt ist das Grüppeln nur mit Vorsicht durchzuführen. Wenn der auf die Mitte der Felder geworfene Boden aus den Gruppen sehr sandhaltig ist, wird er leichter als der festere Schlickboden wieder fortgespült, was zu Auskolkungen des festeren gewachsenen Bodens der Felder Anlaß geben kann. Auch tritt rasches Verwehen des Sandes ein. Bodenflächen, die von Sand überweht sind, können nicht durch Gruppen entwässert werden.

#### 4. Arbeitsregeln.

Die Landgewinnungsarbeiten müssen in der gekennzeichneten Weise und stets mit genügenden Geldmitteln betrieben werden. Andernfalls ist der Erfolg höchst zweifelhaft. Die Arbeiten setzen sich aus folgenden drei Arten zusammen, die ineinander übergreifen und sich gegenseitig unterstützen sollen:

- a) Sorgfältige und dauernde Unterhaltung der geschaffenen Anlagen.
- b) Zusätzliche Arbeiten zur Verstärkung dieser Erhaltung, wozu mitunter auch die Herstellung bestimmter Ergänzungswerke notwendig wird.
- c) Bau neuer Werke lediglich zur Fortführung der Landgewinnung.

Diese Maßnahmen erfordern jede für sich die Bereitstellung bestimmter Geldmittel, die für die einzelnen Arbeitsarten etwa gleich hoch sind und deren Gesamthöhe alljährlich gleich bemessen werden kann. Da die Natur aber langsam arbeitet, und der Mensch bei seiner Mitwirkung hierauf Rücksicht nehmen muß, ist es höchst vorteilhaft, den Arbeiten einen genauen Bauplan für einen möglichst langen Zeitraum, am besten von zehn Jahren, zugrunde zu legen. Die Landgewinnung ist recht eigentlich eine Arbeit auf weite Sicht und verlangt für ihre Durchführung eine durchaus gleichmäßige Stetigkeit. Die jeweils nötigen Geldmittel müssen dann auch alljährlich in der nach dem Bauplane vorgesehenen Höhe zur Verfügung stehen. Vor allem gilt diese Notwendigkeit für die beiden Arten der regelmäßigen Unterhaltungsarbeiten, die besonders dringend sind. Hier würde jede Einschränkung oder gar Unterlassung gleichbedeutend mit einem Stillstande sein und unweigerlich einen schädlichen Rückgang der gesamten Neulandbildung zur Folge haben. Die Meeresküste befindet sich niemals in völliger Ruhe. Unablässig arbeiten Ebbe und Flut; ständig wirken die vom Winde erzeugten Wellen und Strömungen gegen das Ufer und bringen es zum Abbruch (Abb. 70). Unter diesen Einflüssen befindet sich der Küstensaum in steter Bewegung, und auch die Landgewinnungswerke im Watt sowie die Arbeiten auf den Vorländereien werden davon betroffen. Deshalb ist es ein Gebot der Wirtschaftlichkeit, für die ordnungsmäßige Unterhaltung der vorhandenen Anlagen besorgt zu sein, damit diese nicht verschlammten und versumpfen oder verfallen und damit unwirksam werden (Abb. 71 a u. b). Sonst wären die für sie aufgewendeten Kosten und auch die Mühe der Arbeit nutzlos vertan.

Bei der Herstellung von neuen Anlagen, mit denen die Neulandbildung weiter gefördert werden soll, sind dagegen gewisse Beschränkungen durchaus möglich. Ohnehin darf eine gewissenhafte Bauleitung stets nur so viel neue Werke in Angriff nehmen und weiter fortführen, als sie mit der jeweiligen Bereitstellung der für ihre Unterhaltung und Ergänzung erforderlichen Geldmittel bestimmt rechnen kann. Es wäre auch fehlerhaft, das Netz der Lahnungen zu weit in das Watt vorzuschieben, weil sonst die Anlandung an der Küste selbst leiden würde. Einmal begonnene Arbeiten sind aber ohne Unterbrechung bis zu Ende durchzuführen.

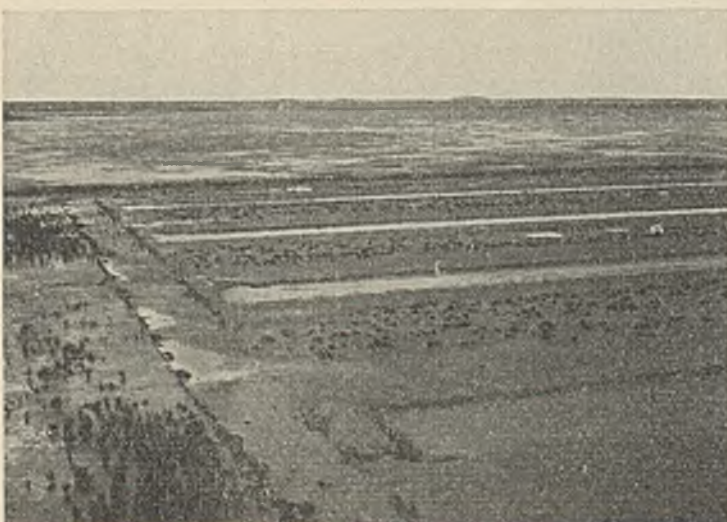


Abb. 69. Verschlickte Gruppen.



Abb. 70. Abbruch einer Vorlandkante (Finkhaushallig bei Husum).



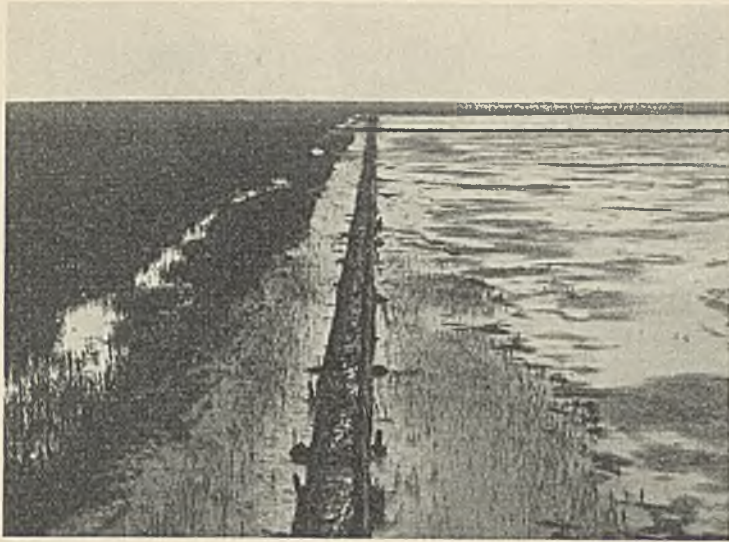


Abb. 71a u. b. Vernachlässigte Buschlahnung und unordentliche Schlickfläche.

Die Landgewinnungsarbeiten müssen im zeitigen Frühjahr aufgenommen und rechtzeitig im Herbst eingestellt werden. Die Landgewinnungswerke dürfen nicht zu spät im Jahre gebaut werden, weil die durchlässigen Buschdämme bis zum Eintritt der Winterstürme nicht mehr ausreichend verlanden können, und weil bei den Rasendämmen die Grassoden dann nicht mehr anwachsen. Die Hauptbauzeit für die Neubauten liegt in den Monaten Juni bis September. Die Unterhaltung der Anlandungswerke und das Begrüpfeln, namentlich auf den höheren Watten und den Vorländerelen, kann dagegen bei günstiger Witterung bis zum Beginn des Frostes vorgenommen werden.

#### 5. Wirkung der Arbeiten.

Sobald durch die gemeinsame Wirkung der Lahnungen und der Entwässerung das Watt etwa bis 0,5 m unter GHW angewachsen ist (Abb. 72), tritt als erste Pflanze an ruhigen Stellen auf den inzwischen immer trockener gewordenen Wattflächen der sog. Queller (*Sarcocornia herbacea*) auf und breitet sich rasch aus (Abb. 73a). Er erscheint bereits, wenn sich auf dem sandigen Watt nur erst eine kleine Schlickschicht gebildet hat, und gedeiht am besten auf Schlickboden, der mit etwas Sand durchsetzt ist (Abb. 73). Hier siedelt sich der Queller viel dichter an als auf reinem Sandboden oder auf Wattflächen, bei denen die sandigen Beimengungen überwiegen. Auf solchem Boden steht er lockerer, ebenso mehr nach See zu. Der Quellerwuchs ist für den weiteren Aufbau des Wats und für die Neubildung der Marschflächen äußerst wertvoll. Die Wurzeln dieser höchst eigenartigen kaktusenähnlichen Salzwasserpflanze haben die Eigenschaft, den Boden zu festigen und den Schlick zurückzuhalten. Damit verhindert die Pflanze, daß der Schlick vom Wellenschlag aufgerührt und von der Ebbe oder den Strömungen wieder weggeführt wird. Der obere Körper des Quellers besitzt weiter die Fähigkeit, mit seinen steifen, aber biegsamen Zweigen den Wellenschlag zu mäßigen und die Bewegungskraft der Flut aufzuhalten. Dadurch zwingt die Pflanze den Schlick beim Trockenwerden zum Absetzen und fördert erheblich die Erhöhung des Wats.

Der Quellerwuchs fängt bei  $-0,30$  m und stellenweise sogar bereits bei  $-0,50$  m an und erhält sich bis  $+0,30$  m GHW. Innerhalb dieser Zone wird der Schlick bereits längere Zeit der Luft ausgesetzt. Die gewöhnliche Flut erreicht ihn dann nur während ihres höchsten Standes. Das Queller-vorkommen an der schleswig-holsteinischen Küste hört etwa bei der vorspringenden Südwestecke des Neufelder Kooges, gegenüber der Ostemündung, auf. Weiter elbaufwärts hiervon ist das Wasser nicht mehr salzig genug und setzt auch nur noch Sand ab, so daß der Queller hier die Lebensbedingungen nicht mehr findet.

Verschiedentlich sind auch Versuche mit einer anderen Pflanze, dem an der amerikanischen Atlantikküste vorkommenden Spartinagrass (*Spartina Townsendii*), angestellt worden. Diese Salzwasserpflanze wurde bei  $-0,50$  m bis  $-0,70$  m GHW gesetzt (Abb. 74a) und gedeiht am besten auf schlickigem Wattboden. Hier entwickelt sie sich dann ganz gut. Innerhalb dichter Horste lagert sich auch Schlick ab (Abb. 74b). Gleichwohl hat sich bis jetzt der Queller noch durchaus überlegen gezeigt.

Das Watt wächst mit Hilfe des Quellerbestandes und guter künstlicher Entwässerung noch weiter an und erreicht bald die Höhe des GHW (Abb. 75a u. b). Dann kann die See nur noch bei Hochfluten hierher gelangen und überdeckt in immer selteneren Fällen die Wattflächen mit Salzwasser. In dieser höher gelegenen Zone wird der Queller durch eine Gemeinschaft von Grasarten verdrängt, die zwar noch zu den Salzwasserpflanzen gehören, aber doch mehr auf einem Boden von geringerem Salzgehalt gedeihen können. Den Hauptbestandteil dieser Pflanzenwelt bildet der Andel (*Poa maritima*). Der Beginn des Auftretens von Andel gibt somit ungefähr die mittlere HW-Linie und die obere Grenze für den Quellerwuchs an (Abb. 76a u. b).

Bei der hin und wieder eintretenden Überflutung dieser oberen Zone läßt das Meer auch hier jedesmal Schlick zurück, der dann von der starken Grasnarbe festgehalten wird. So schreitet die Erhöhung des Bodens langsam, aber sicher fort. Dabei bilden die verschiedenartigen Pflanzen ein ausgezeichnetes Hilfsmittel für den Menschen, da sie zur



Abb. 72. Wattfläche unter GHW.



Abb. 73. Quellerpflanzen.



Abb. 74 a u. b. Spartinagrass.

Festigung des Bodens beitragen und den gelegentlich bei höheren Fluten von der See hinaufgetragenen Schlick aufhalten. Die Folge hiervon ist, daß die Aufhöhung des Landes dauernd zunimmt, und daß auch der

Die Lahnungen schlicken schließlich völlig ein (Abb. 71 a u. 77). Dann verlieren sie ihre Bedeutung und werden überflüssig. Soweit es sich lohnen sollte, werden die Pfähle der Werke herausgezogen und können



a) Zustand 1927.

Abb. 75 a u. b. Erfolg der Auflandung.

b) Zustand 1932.

Pflanzenwuchs immer kräftiger und vielseitiger wird. Er enthält manche Gräser, die sich sehr gut als Viehfutter eignen. Derartig fest begrüntes Land kann somit bereits in Nutzung genommen werden.

anderweit wieder verwendet werden. Meist bleiben sie jedoch im Boden stecken, da sie seiner weiteren Bearbeitung und späteren Nutzung nicht hinderlich sind (Abb. 78).



a) Zustand 1927.

Abb. 76 a u. b. Begrünte Wattfläche.

b) Zustand 1932.



Abb. 77. Verschlickte Buschlahnung.



Abb. 78. Völlig eingeschlickte Buschlahnung.

#### 6. Wirtschaftliche Ausnutzung des gewonnenen Landes.

Das bis zur Höhe der gewöhnlichen Flut und noch etwas darüber hinaus angewachsene und begrünte Neuland wird an der schleswig-holsteinschen Küste mit „Vorland“, in Ostfriesland mit „Heller“ bezeichnet (Abb. 79). Die auf ihm wachsenden Gräser sind ausschließlich Salzwasserpflanzen und geben trotzdem ein sogar wertvolles Viehfutter ab. Vor allem ist die oberhalb der Quellerzone, also in den noch niedrigen Lagen des Vorlandes, bereits auftretende Grasart, der Andel, besonders nahrhaft für das Vieh und wird von ihm sehr gern genommen. Deshalb werden die Vorländereien als Weide oder in den höheren Lagen auch zur Heugewinnung genutzt. Eine andere Art der Verwertung ist noch nicht möglich, da das Vorland noch häufig unter Wasser tritt. Das Beweiden geschieht durch Schafe und Gänse (Abb. 80). Dadurch, daß die Tiere das Gras gleichmäßig kurz abfressen und obendrein noch guten Dung für das Land liefern, wird der Graswuchs kräftig gefördert und das weitere Emporwachsen des Landes stark begünstigt. Die Größe der Viehherde, des sogenannten Beschlages, hat im angemessenen Verhältnis zum Umfang des Nutzlandes zu stehen. Den Tieren muß unmittelbar auf ihren Weideplätzen gutes Trinkwasser zur Verfügung gestellt werden. Zu diesem Zwecke werden je nach den Umständen entweder besondere Tränken hergestellt und mit einem Ringdeich umgeben oder besser noch von binnen her über den Seedeich hinweg Süßwasser in Rohrleitungen nach einzelnen Tränkstellen je nach dem Bedarfe herangeführt.

Auch das Vorland muß durch Gruppen und Gräben dauernd gut entwässert werden. Das über das Vorland dringende Flutwasser läßt vielfach einzelne Tümpel und Schlaglöcher zurück, die sich schnell erweitern und vertiefen (Abb. 81), wenn nicht sofort für gute Abwässerung gesorgt wird. Überhaupt ist zu beachten, daß stets vom Deiche her zuerst auf dem Vorlande Ordnung geschaffen werden muß, ehe der Neubau weiterer Werke nach der See zu vorgenommen wird.

Schließlich erhebt sich das Vorland durch planmäßige Behandlung und geeignete Bewirtschaftung bis auf 30 bis 50 cm oder noch mehr über

die gewöhnliche Fluthöhe und wird dann nur noch bei höheren Fluten unter Wasser gesetzt. Während dieses Anwachsens hat der Regen Zeit gehabt, den Boden auszusüßen, obwohl allerdings seine völlige Entsalzung



Abb. 79. Grünes nutzbares Vorland.

Jahrzehnte dauert. Dann gilt das Land im allgemeinen als „deichreif“. Es kann nunmehr eingedeicht und damit endgültig in ständige ertragreiche Nutzung genommen werden. Die Erscheinung des Nutzlandes in Form von Kögen in Schleswig-Holstein, von Poldern in Ostfriesland oder von



Abb. 80. Beweiden von Vorland.



Abb. 81. Tümpel und Schlaglöcher im Vorland.

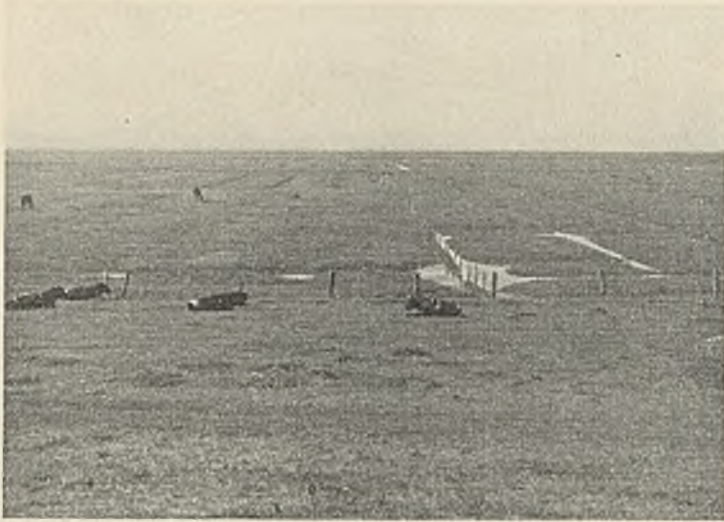


Abb. 82. Blick in einen Sommerkoog.

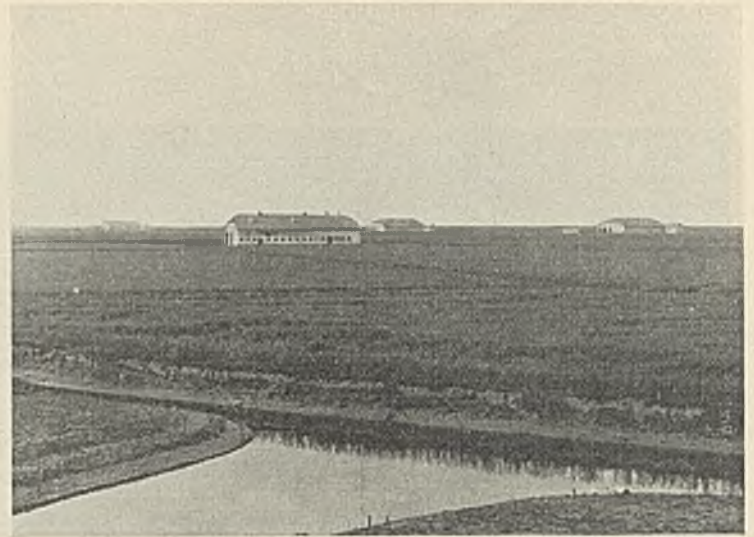


Abb. 83. Blick in einen Winterkoog (Sönke-Nissen-Koog).

Groden in Oldenburg beweist das alte Gesetz, das die Natur überall anwendet. Mit den Mitteln, mit denen sie unermeßlichen Schaden anrichtet, vermag sie auch wieder größten Nutzen zu bringen.

Mit der Eindeichung von Marschflächen würde die Hauptaufgabe der Landgewinnung erfüllt sein.

Die Frage, ob ein Sommer- oder ein Winterkoog geschaffen werden soll, hängt hauptsächlich von wirtschaftlichen Erwägungen ab. Jedoch spielt auch die Art, wie die Koogfläche verwendet werden soll, eine wichtige Rolle. Das von einem Sommerdeiche mit der an der schleswig-holsteinischen Küste üblichen Höhe von 3 m über GHW eingeschlossene Land wird noch von den winterlichen Fluten überströmt und hat deshalb nur einen beschränkten Nutzungswert. Es eignet sich nur zum Weidebetriebe, namentlich für Rinder (Abb. 82) und ist dort besonders am Platze, wo z. B. im Dithmarschen fühlbarer Mangel an hochwassergeschützten Weideflächen herrscht. Dagegen läßt sich ein Winterkoog, dessen Deiche gegen alle Fluten schützen sollen, beliebig nutzen und vor allem auch besiedeln (Abb. 83). Deshalb ist die Anlage eines Winterkooges immer empfehlenswerter und wirtschaftlich richtiger. Allerdings muß in jedem Falle die Höhe der Baukosten in einem annehmbaren Verhältnis zu dem erhofften Nutzen stehen. Als guter Mittelwert wurde vor dem Kriege angesehen, wenn höchstens 10 bis 12 lfd. m Deich auf 1 ha nutzbares bedecktes Land entfallen. Durch die notwendige Rücksicht auf mancherlei Umstände, die bei Bedeckungsplänen auftreten, kann dieser Maßstab nicht immer eingehalten werden. Bei den jüngsten in den letzten Jahrzehnten ausgeführten Deichbauten war das fragliche Verhältnis zwischen Deichlänge und Koogfläche folgendes:

Bedeckung	Deichlänge in km	Kooggröße in ha	Verhältnis lfd. m/1 ha
Sönke-Nissen-Koog . . . . .	9	1200	8
Cecillen-Koog . . . . .	5	400	12,5
Wledingharder-Koog . . . . .	6	300	20
Pohns-Koog auf Nordstrand . . . . .	8	600	13
Neufelder-Koog . . . . .	6	700	8,5

Für Sommerköge wird in der Regel auf 1 ha bedecktes Land die doppelte Deichlänge, das sind 20 bis 24 lfd. m, gerechnet, obwohl die Querschnittfläche eines Winterdeiches dreimal so groß ist wie die eines Sommerdeiches.

Die Deichlinie muß in kürzester Länge und in tunlichst geraden Strecken verlaufen, dabei aber die größtmögliche Fläche umschließen. Scharfe Ecken und enge Kurven sind zu vermeiden, weil an solchen Stellen das Wasser bei Fluten höher ansteigen und dabei auch leichter Beschädigungen verursachen würde. Der Deichkörper soll möglichst auf begrüntem Vorlande liegen, damit eine ausreichend breite Fläche vor dem Deiche als natürlicher Schutzstreifen und auch teilweise zur Bodenentnahme für den Deichfuß verbleibt. Jedoch wird sich bei Innehaltung einer schlanken Linienführung nicht immer vermeiden lassen, auch teilweise unbegrüntes Watt in die Deichfläche mit hineinzunehmen.

Neu eingedeichte Winterköge werden zuerst möglichst lange als Ackerland genutzt. Dem fruchtbaren Boden kann dabei eine große Reihe von reichen Ernten in Hafer und sogar auch in Weizen abgewonnen werden, ehe sich eine Erschöpfung bemerkbar macht. Beispielsweise wurden in dem 1925 bis 1927 eingedeichten Sönke-Nissen-Kooge (Abb. 38b) in den ersten Jahren geradezu Rekordernten erzielt, 105 Zentner Hafer und 90 Zentner Weizen je ha, allerdings nach vorheriger Drainage. Da dieser Koog eine nutzbare Bodenfläche von rd. 1000 ha hat, ist er bei

solchen Ernteträgen allein imstande, eine Stadt von 25 000 Einwohnern mit Brotgetreide zu versorgen.

Später wird vielfach zur Feldgras- und Weidewirtschaft übergegangen. Im Lande Elderstedt ist allerdings von Anfang an ausschließlich Weidewirtschaft betrieben worden. Jetzt besteht aber die Absicht, sich allmählich auf Ackerbau umzustellen.

Das ganze Marschengebiet ist ein ausgeprägtes Bauernland mit mittelgroßen Betrieben von 20 bis 40 ha Größe. Auch das in den letzten Jahrzehnten neugedeichte Land ist in verschieden große Grundstücke für Bauernhöfe ausgelegt worden.

7. Uferschutz als Teil der Landgewinnung.

Im Tide-Gebiet der Nordsee bilden die Seedeiche den unmittelbaren Schutz des dahinterliegenden Festlandes. In Schleswig-Holstein sind über 147 000 ha Marschflächen mit rd. 75 000 Einwohnern auf den Deichschutz angewiesen. Damit die bewegte See bei ihrem gewöhnlichen Stande den Deich und namentlich seinen empfindlichsten Teil, den Fuß, nicht unmittelbar angreifen kann, soll die Linie des Deiches möglichst so geführt werden, daß vor dem Deich ein hinreichend breites Stück begrüntes Vorlandes über GHW verbleibt. Ein solcher natürlicher Streifen stellt erfahrungsgemäß den wirksamsten und günstigsten Schutz der Festlanddeiche dar. Er entlastet die Deiche und erhöht zugleich ihre Sicherheit. Außerdem dient die Vorlandfläche zur Gewinnung der für die Deichunterhaltung unentbehrlichen Grassoden. Das noch heute gültige alte Reglement der Deichverbände in Schleswig-Holstein, denen die Unterhaltung fast aller Seedeiche obliegt, sieht für diese Zwecke den sog. Achtzehn-Ruten-Streifen (= 90,2 m) vor. Nach den Erfahrungen genügt für den Schutzstreifen in der Regel eine Breite von 50 m. Jedoch ist nicht überall vor den Deichen genügend Vorland vorhanden. Einesteils hat bei der Deichführung von vornherein hierauf nicht genug Rücksicht genommen werden können. An anderen Stellen wiederum ist der Schutzstreifen allmählich immer schmäler geworden oder ganz verschwunden, weil die Küste hier stark abbricht. Hier muß die Landgewinnungsarbeit einsetzen und darauf gerichtet sein, mit ihren bewährten Mitteln planmäßig den Anwachs des vorliegenden Wattbodens zu fördern und ihn in begrüntes Vorland umzuwandeln.



Abb. 84. Strohbestückung des Deichfußes.

Wo jedoch die Schaffung von Vorland aussichtslos oder wo die Verlandung des Watts noch nicht sobald zu erwarten ist, muß der Deich, weil er schar liegt, gegen Unterspülung seines Fußes gesichert werden. Die einfachste Sicherung besteht in Strohbestückung und wird vielfach

angewendet, wenn der Fuß der Außenberme unter GHW liegt und daher nicht begrünt ist, oder wo überhaupt eine Rasendeckung nicht mehr möglich oder auch allein nicht sicher genug erscheint (Abb. 84). Die Strohbestückung ist nur als zeitweiliges Mittel zu betrachten, da sie keine lange Lebensdauer hat und auch ständiger Unterhaltung bedarf. Dort, wo vor dem Deichfuß das Watt bereits eine höhere Lage hat und voraussichtlich langsam weiter anwächst, genügt als Schutz ein Buschdamm nach Abb. 56. Er soll den Schlick auffangen, so daß er als flache Böschung vor dem Damme anwächst und dadurch den Wellenschlag ermäßigt.

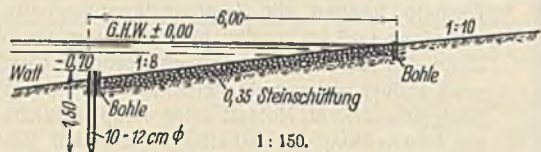


Abb. 85. Steinschüttung als Deichfußsicherung.

Als weiterer Uferschutz von kräftigerer Art haben sich an solchen günstigen Stellen Steinschüttungen aus schweren Granitsteinen gut bewährt, die auf einer Grandunterlage ruhen. Die Schüttung muß eine flache Neigung von etwa 1:8 bis 1:6 haben und wird oben und unten gewöhnlich mit Bordsteinen eingefasst. Unten stützt sie sich außerdem noch gegen eine einfache Stülp- oder Spundwand (Abb. 85).

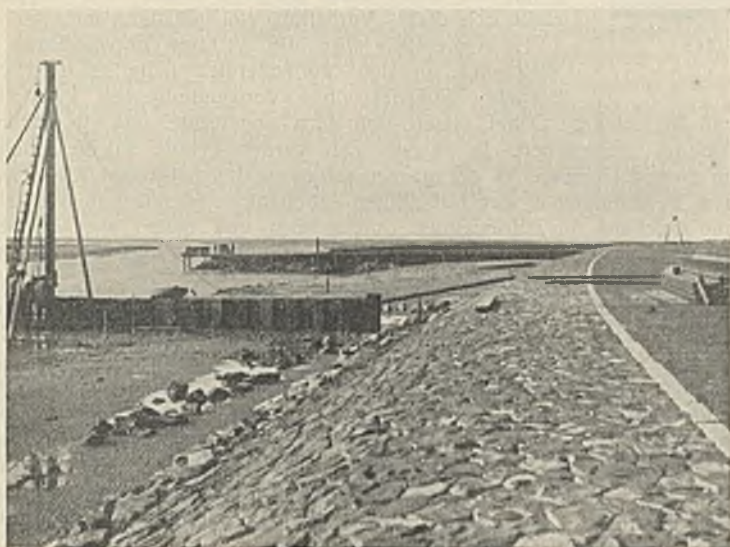


Abb. 86. Neue Steindecke vor der NW-Spitze des Friedrichskooges mit Bühnengruppe.

Den besten und dauerhaftesten Schutz des Deichfußes an abbrüchigen Vorlandkanten bieten allein die schrägen Steindecken (Abb. 86), notfalls mit vor ihnen angelegten Querwerken, deren Bauart die gleiche ist wie die zur Erhaltung der Halligen (Abschnitt A 4).

### 8. Ergebnis der Neulandgewinnung seit 1900.

Seit 1900 sind an der schleswig-holsteinischen Küste (Abb. 8) über 4000 ha Land eingedeicht worden. Außerdem wurden durch die planmäßige und richtige Behandlung des Wattengebietes vor der Festlandküste noch große Flächen nutzbarer Vorländerelen geschaffen. Der tatsächliche Landzuwachs seit Betreiben der Arbeiten nach der im Abschnitt C 3 geschilderten neuzeitlichen Bauweise steht genau fest und beträgt bis 1930, mithin für den Zeitraum von rd. 30 Jahren:

1. auf der 70 km langen Strecke von der dänischen Grenze bis Husum . . . . . 1992 ha  
oder auf 1 km . . . . . 28,50 "
  2. auf der 170 km langen Strecke südlich von Husum zwischen Hever und Elbe . . . . . 2125 "  
oder auf 1 km . . . . . 12,50 "
- und zusammengerechnet an der ganzen schleswig-holsteinischen Küste bei ihrer Länge von 70 + 170 = 240 km:  
1992 + 2125 . . . . . 4117 "  
oder auf 1 km . . . . . 17,10 "

Dieser Landzuwachs entspricht mithin nach dem Durchschnitt der letzten 30 Jahre einem Vorschleiben der Küstenlinie nach der See:

1. auf der Strecke nördlich von Husum um  $\frac{2850}{30} = 9,50$  m/Jahr,
  2. auf der Strecke südlich von Husum um  $\frac{1250}{30} = 4,20$  "
- oder gleichmäßig verteilt auf die 70 + 170 = 240 km lange Küste von Schleswig-Holstein . . . . . um  $\frac{4117}{240 \cdot 30} = 5,70$  "

An der ostfriesischen Küste (s. Abb. 12) hinter der Inselgruppe von Borkum bis Wangerooge ist der Landanwachs nicht so kräftig wie in Schleswig-Holstein. Es finden zwar nahezu auf der ganzen Strecke zwischen Ems und Jade Landgewinnungsarbeiten statt. Vor der eigentlichen Seeküste ist jedoch die Anlandungsneigung mit Ausnahme der Strecke bei Neßmersiel und vor dem Dammspolder recht schwach, da der hier sich ablagernde Schlick sehr viel Sand enthält. Dagegen wird in der Ley-Bucht nördlich von Emden recht guter Erfolg an Landanwachs erzielt, etwas weniger vor der Strecke in der Jade von Friedrichsschleuse bis Wilhelmshaven.

Das Anlandungsgebiet Ley-Bucht bis Dammspolder hat eine Uferlänge von 27 km. Seit 1900 hat der Landanwachs hier zusammen 780 ha betragen, so daß auf 1 km Küstenlänge  $\frac{786}{27} = 29$  ha Gewinn entfällt. Mithin hat sich in diesem Gebiete während der letzten 30 Jahre die Küstenlinie im Jahresdurchschnitt um  $\frac{2960}{30} = 10$  m vorgeschoben. Von diesem gewonnenen Neuland sind im Laufe der letzten Jahre bereits über 500 ha eingedeicht worden.

Innerhalb der Küstenstrecke an der Jade-Ausmündung von Friedrichsschleuse bis Wilhelmshaven ist auf 43 km Länge ein Landzuwachs von 795 ha beobachtet worden. Diese Fläche entspricht einem Gewinn, auf 1 km Küstenlänge gerechnet, von:  $\frac{795}{43} = 18,5$  ha und dem Fortschreiten der Küstenlinie um jährlich  $\frac{1850}{30} = 6$  m.

Wird die ganze ostfriesische Strecke von Borsum bei Emden bis Wilhelmshaven mit ihrer Länge von 146 km betrachtet, so ergibt sich seit 1900 ein jährlicher Landzuwachs von:  $786 + 795 = 1581 : 146 = 10,8$  ha, oder ein Vorschleiben der Küstenlinie im Jahre um durchschnittlich  $\frac{1581}{146 \cdot 30} = 3,6$  m, im Vergleich zu der oben ermittelten Ziffer für die nordfriesische Küste nur der dritte Teil von dieser.

Während somit die Nordseeküste in beachtlichem Vorwachsen begriffen ist, vollzieht sich an der deutschen Ostseeküste ein langsamer, aber ständiger Rückgang der Uferlinie, der im Jahresdurchschnitt zu mindestens 1 m anzunehmen ist.<sup>2)</sup>

Das gute Ergebnis für das Vorschleiben der Nordseeküste wäre noch größer gewesen. Jedoch mußten die Arbeiten während der langen Kriegsjahre und der Nachkriegszeit von 1915 bis 1925 wegen Mangels an Arbeitskräften und vor allem an Geldmitteln unterbrochen und auch stark eingeschränkt werden. Dadurch waren viele Werke und Anlagen zerfallen und mußten erst mit viel Mühe und Zeit wieder ausgebessert oder neu hergestellt werden.

Der große Unterschied zwischen dem Landgewinn vor der nordfriesischen Küste und vor der Küstenstrecke südlich von Husum erklärt sich einmal aus der für die Anschlickung günstigeren Lage der Nordstrecke im Schutze der Inseln und Halligen. Außerdem hat die nördliche Strecke eine ziemlich einheitliche, gegen die Tidewelle gelegene Richtung ohne wesentliche, die Küstenlänge vergrößernde Einbuchtungen und Vorsprünge. Dazu kommt, daß sandführende Flüsse in dieses Wattengebiet nicht einmünden. Aus diesen Gründen ist die natürliche Neigung zum Absetzen von Schlick aus dem Flutwasser sehr stark. Außerdem besitzt die preußische Verwaltung an dieser ganzen Küstenstrecke mit wenigen Ausnahmen das sogenannte Anwachsrecht, das früher den an der Küste liegenden Kooggemeinden und Interessentenschaften zustand, und das sie nach und nach an den Staat abgetreten haben, und übt es auch durch ihre planmäßigen Arbeiten voll aus.

Dagegen ist die südliche Strecke zwischen der Hever und der Elbe reich an großen Ein- und Ausbuchtungen, wodurch die Küstenlänge außerordentlich vergrößert wird, und liegt in den Mündungsgebieten von zwei großen Strömen, der Eider und der Elbe. Namentlich die Elbe setzt große Mengen von Sand in dem Raume nördlich bis zur Hever hin ab. Gerade zwischen Elbe und Eider liegen ausgedehnte Sandwatten, die sich sogar noch vor der Halbinsel Eiderstedt erstrecken. Diese flachen Sände halten naturgemäß den Schlick zurück, so daß bei Flut über sie hinweg viel weniger davon an die Festlandküste gelangen kann. Infolgedessen besteht der Boden der großen Bucht von Büsum zwischen dem nördlichen Dithmarschen und der Halbinsel Friedrichskoog fast durchweg aus Sand, und nur längs der Festlandküste selbst lagert auf ihm eine verhältnismäßig dünne Schlückschicht. Schließlich ist das Anlandungsrecht an längeren Strecken noch nicht an den Staat abgetreten. Die betreffenden Kooggemeinden nutzen ihre Rechte aber selbst nicht aus, so daß an manchen Stellen überhaupt keine die Anlandung fördernden Arbeiten ausgeführt werden. Der Landgewinn würde deshalb auch hier größer sein, wenn überall an dieser Küste planmäßige Landgewinnungsarbeiten stattfänden.

<sup>2)</sup> Bautechn. 1925, Heft 31, S. 426.



Abb. 87. Teil des Auflandungsgebietes südlich des Hindenburgdammes (links in der Mitte der Damm selbst).

An einzelnen Stellen der schleswig-holsteinischen Küste sind die Anlandungsaussichten ganz besonders günstig und versprechen größte Erfolge. Vor allem dort, wo bereits die vorliegenden Eilande durch Dämme an das Festland angeschlossen sind, zeigen sich recht starke Anschlickungen, die bei sorgfältiger Nachhilfe die besten Hoffnungen auf baldige Umwandlung der Flächen in nutzbares Vorland bieten. Die Hauptstellen liegen südlich des Hindenburgdammes, der Sylt mit dem Festlande verbindet, und in Nähe der Dämme nach Oland, nach der Hamburger Hallig und nach Nordstrand. In diesem Gebiete ist der Landanwachs erheblich größer als der oben ermittelte Durchschnitt von 9,50 m im Jahre.

Im Raume südlich des Hindenburgdammes hat seit Fertigstellung dieses Bauwerkes und seit der sofort begonnenen Inangriffnahme planmäßiger Landgewinnungsarbeiten, das ist seit 6 Jahren, auf eine Küstenlänge von 4,6 km eine 140 ha große Wattfläche über GHW aufgelandet werden können (Abb. 87). Dieser Gewinn ergibt eine durchschnittliche Tiefe von  $\frac{1\,400\,000\text{ m}^2}{4600\text{ m}} = 300\text{ m}$ . Mithin berechnet sich der

erreichte Fortschritt für den Jahresdurchschnitt zu  $\frac{300}{6} = 50\text{ m}$ . Indessen steht bestimmt zu erwarten, daß bei weiterer ununterbrochener und gleichmäßiger Bearbeitung dieses Gebietes die Anlandung noch schneller vorwärtsgehen wird. In gleicher Weise ist der in den letzten 6 Jahren erzielte Landgewinn im Gebiete südlich des Dammes nach Oland vor dem Fahretofter Kooge zu 20 m im Jahre und vor dem Sonke-Nissen-Kooge sowie dem Cecillenkooge südlich des Dammes nach der Hamburger Hallig zu 25 m im Jahresmittel festgestellt worden.

#### 9. Kosten und Wirtschaftlichkeit der Landgewinnung.

Bei dem augenblicklichen Stande der Arbeitslöhne und der Baustoffpreise muß für die Gewinnung von 1 ha Neuland, worunter das begrünte unbedeichte Vorland verstanden werden soll, mit einem Betrage gerechnet werden, der im Mittel bei etwa 1200 RM liegt. Hierin sind die Kosten für die zur ordnungsmäßigen Nutzung des Landes notwendigen Einrichtungen, wie Wege, Triften, Brücken, Schutzorte, Tränken usw., enthalten. Für gutes Vorland werden in der Gegenwart an Pacht im Mittel etwa 20 RM/ha gezahlt. Dieser Satz entspricht einem Nutzungswerte von etwa 400 RM/ha. Zu den Kosten für die Auflandung der Watten zu Vorland kommen dann noch die Ausgaben für die Bedeichung selbst, damit das Land als Winterkoog sicher genutzt werden kann. Für die Berechnung soll entsprechend den Vorkriegsverhältnissen als Mittelwert angenommen werden, daß 10 lfd. m Deich auf 1 ha eingedeichte Landfläche entfallen. Die Kosten für den Deichbau allein, ohne die Aufwendungen für Gebäude und Inneneinrichtung des Kooges, betragen heute etwa 3000 RM, so daß der durchschnittliche Gesamtaufwand für 1 ha bedachten Marschlandes in der Gegenwart zu etwa 4200 RM ohne den Zinsendienst anzunehmen ist. Diese Gestehungskosten übersteigen allerdings den heutigen Wert von bedecktem Lande bei Pachteinnahmen von 110 RM im Mittel für 1 ha und Jahr beträchtlich. Bei Beurteilung der Wirtschaftlichkeit von allen Landgewinnungsarbeiten muß jedoch der wichtige Gesichtspunkt in den Vordergrund gestellt werden, daß der Wert des gewonnenen Bodens für das Volksvermögen weit höher ist als für den Käufer oder Pächter. Jedes Hektar Neuland schafft mittel-

bare und unmittelbare Daseinsmöglichkeit für mehrere Personen. Es kommt noch hinzu, daß die neu gewonnenen bereits nutzbaren Vorländereien unmittelbar die im allgemeinen dem Staate obliegende Sicherung der Festlandküste und damit auch des hinter den Deichen liegenden alten hochwertigen Kulturlandes in wirksamster Weise erhöhen, und daß dadurch besondere künstliche, in ihrer Anlage und ihrer Unterhaltung meist recht kostspielige Uferschutzwerke erspart werden. Deshalb können die Landgewinnungsarbeiten im allgemeinen und im großen Maße nur von der öffentlichen Hand des Staates unternommen werden. Der Staat kann ganz anders rechnen als Verbände oder Private, da in der jetzigen schweren Notzeit seine hauptsächlichliche Sorge auf die Beschaffung von Arbeitsgelegenheiten jeder Art gerichtet sein muß. Gerade wenn die Landgewinnungsarbeiten in vollem Umfange und großzügig nach einem Mehrjahresplan durchgeführt werden, kann dabei eine besonders große Zahl von Arbeitern alljährlich für 6 bis 7 Monate lohnende Beschäftigung finden. Von den aufzuwendenden Mitteln entfallen etwa  $\frac{1}{5}$  bis  $\frac{5}{6}$  allein auf Löhne und nur  $\frac{1}{5}$  bis  $\frac{1}{6}$  auf Baustoffe, weil hierin der Bedarf im allgemeinen tatsächlich nur ganz gering ist. Bei anderen größeren Wasser- und Tiefbauten stellt sich dieses Verhältnis viel günstiger, mitunter auf 1:1. Namentlich wird die wichtige Entwässerung im Watt und auf den Vorländereien lediglich im Hand-

betriebe geleistet, ohne Verwendung von Baustoffen und Maschinen. Dabei lassen sich auch ungelernete und jugendliche Arbeiter heranziehen. In jüngster Zeit wurden gerade solche Arbeiten im großen Umfange an der ganzen schleswig-holsteinischen Küste nach den Bestimmungen des freiwilligen Arbeitsdienstes mit gutem Erfolge und durchaus zur Zufriedenheit durchgeführt und haben sich als wohl geeignet erwiesen, auch weiterhin der arbeitslosen Jugend eine willkommene und gesunde Betätigung zu bieten.

Auch die dauernde Ausnutzung und Bewirtschaftung des gewonnenen Landes, sowohl der Vorländereien als noch mehr der neuen Köge, benötigen viele Arbeitskräfte. Das neu bedeckte Marschland wird vor allem wegen der günstigen natürlichen Voraussetzungen für die Viehhaltung zeitgemäß in kleine Stücke von etwa 12 bis 20 ha Größe (= 48 bis 80 Morgen) für Siedler ausgelegt, so daß sich viele junge Landleute ansässig machen und damit zur Hebung der Volksernährung beitragen können. Diese volkswirtschaftlich äußerst wichtigen Siedlungsaussichten geben den Landgewinnungsarbeiten ihre erhöhte Bedeutung und ihre außerordentlich große Tragweite.

#### 10. Grenzen der Landgewinnung.

Dem Anwachsen des Landes ist von der Natur keine Grenze gesetzt, solange die dazu benötigten Sinkstoffe, Schlick und Sand, im Meere vorhanden sind. Die Anschlickung würde erst dann aufhören, wenn der Stoff anfängt seltener zu werden, oder wenn er aufgebraucht ist. Da fast das ganze Vorkommen von Schlick aus dem Schmelzwasser der Eiszeiten stammt, kann die Menge nicht künstlich vergrößert werden. Vielmehr wird sie durch die fortwährenden Neuaflagerungen dauernd vermindert. Allerdings dürfte wohl der Zeitpunkt, zu dem der gewaltige Schlickvorrat der Natur erschöpft ist, noch in recht weiter Ferne liegen.

Der natürliche Landgewinn geht sehr langsam vor sich. Es vergehen immerhin auch unter besonders vorteilhaften Umständen mindestens 40 bis 50 Jahre, ehe ein aufgelandeter Wattenteil als „deichreif“ hinter den Schutz eines festen Winterdeiches gebracht werden kann. Das Anlandungsgebiet bei der Hamburger Hallig, deren Verbindung mit dem Festland bereits seit 1878 besteht, ist heute noch nicht soweit, daß hier erstlich an eine Eindeichung größerer Flächen gedacht werden kann. Damals, als auf Grund der auffällig raschen Verlandung in diesem Raume die Landfestmachung der Hallig zur Ausführung kam, bestand die Hoffnung, daß die Gewinnung eines neuen Kooges in spätestens 30 Jahren möglich sein würde.

Unter 8. sind vorstehend (l. Sp.) einige Stellen der nordfriesischen Küste angeführt, vor denen der jährliche Landanwachs weit höher veranschlagt werden kann als sonst im allgemeinen an der Küste von Schleswig-Holstein. Um einen Begriff zu erhalten, in wieviel Jahren an diesen von der Natur für die Verlandung bevorzugten Küstenstrecken Eindeichungen stattfinden können, soll diese Zeit überschlägig berechnet werden. Hierzu sind für alle drei Strecken die einer solchen Untersuchung zugrunde zu legenden wichtigen Einzelziffern ermittelt worden, wie die Größe der zu umschließenden Koogfläche, sowie des bereits gewonnenen grünen Vorlandes und der noch unreifen, daher aufzulandenden Watt- und Quellerflächen. Auch der Umfang des Landzuwachses ist für jede Stelle berechnet und dabei der vorzügliche Fort-

schritt, der in den letzten 6 Jahren eingetreten ist, berücksichtigt worden.

Die Strecke südlich des Hindenburgdammes sei mit A, die Strecke zwischen Dagebüll und Bongsiel mit B, die Strecke vor dem Sonken-Nissen-Kooge und dem Cecilienkooge mit C bezeichnet. Dann ergibt sich folgende Übersicht:

Gegenstand	Strecke		
	A	B	C
1. Vorgesehene Deichlänge . . . . in m	2500,0	8400,0	15 800,0
2. Größe des einzuschließenden Kooges . . . . . in ha	980,0	934,0	2 105,0
3. Deichlänge auf 1 ha Fläche . . . in m	7,5	9,0	7,5
4. Größe des bereits vorhandenen begründeten Vorlandes . . . . in ha	152,0	338,0	362,0
5. Größe der noch aufzulandenden Watt- und Quellerflächen . . . in ha	978,0	764,0	2 043,0
6. Jährlicher Landzuwachs . . . . .			
in m	50,0	20,0	25,0
in ha	37,5	16,8	39,5
7. Zeit bis zur deichreifen Auflandung der noch fehlenden Flächen unter 5 in Jahren	26	45	51

Hiernach ist bei der denkbar günstigsten Verlandungsneigung, wie sie gerade bei den als Beispiele gewählten drei Küstenstellen herrscht, somit ernstlich an eine Eindeichung nutzbarer Marschflächen erst in mehreren Jahrzehnten zu denken, andernfalls größte Nachteile mit in Kauf genommen werden. Auf der Strecke B und C könnte allerdings, um schneller zum Ziele der Gewinnung eines Kooges zu gelangen, an Teilbedeckungen gedacht werden. Für diese würde sich die Zeit (Nr. 7 der Übersicht) bei der Strecke B auf 32 Jahre und bei C auf 40 Jahre ermäßigen lassen, um zwei Köge von etwa 500 und 1500 ha Fläche zu erhalten.

Es wäre gänzlich verfehlt, große Flächen von nicht vollkommen reifem Lande voreilig mit einem Winterdeiche zu umgeben. Zwar wurden in alten Zeiten sogar blanke Sandwatten eingedeicht, was sich aber später als recht nachteilig herausstellte und nicht wiederholt werden sollte. Wohl können auch tiefer liegende Flächen, sogar Watten, durchaus in die Bedeckung einbezogen werden, wenn sie mit einer hinreichend starken Schlickschicht bedeckt sind, und wenn ihre gute Entwässerung beachtet wird. Dann werden auch solche Flächen bereits nach verhältnismäßig kurzer Zeit, unter der Voraussetzung dauernder guter Entwässerung, in ebenso gutes Kulturland umgewandelt, wie das begrünte Vorland darstellt. Ihre Größe sollte indessen beschränkt bleiben und nicht mehr als etwa 10 bis höchstens 20% der gesamten nutzbaren Koogfläche betragen. Ohnehin ist damit zu rechnen, daß jedes bedeckte Land noch etwas zusammensinkt. Besitzt es deshalb von vornherein nicht die erfahrungsgemäß ausreichende Anlandungshöhe, würde es bald unter dem Meeresspiegel liegen und dann unter größten Entwässerungsschwierigkeiten zu leiden haben. Tatsächlich gibt es an der Nordseeküste auch neuere Köge, die um Jahrzehnte zu früh eingedeicht wurden. Weil sie heute zu tief liegen, müssen sie künstlich entwässert werden.

Neuland hinter Sommerdeichen muß unbedingt vollkommen deichreif sein, da es nicht weiter auflandet. Bei späterer Winterbedeckung würde es dauernd minderwertig bleiben.

Aus dieser eingehenden Feststellung folgt, daß sich das große Wattenmeer in Nordfriesland (Abb. 88) und auch Teile von ihm nach dem angewendeten Arbeitsverfahren nicht etwa in kurzer Zeit zurückgewinnen und in nutzbares Land verwandeln lassen. Im übrigen gibt es keine schneller wirkende Bauweise. Die Verlandung der Watten ist im wesentlichen ein Wachstumsvorgang der Natur, dessen Fortschreiten nicht über ein naturgegebenes Maß hinaus beschleunigt werden kann. Die Natur arbeitet langsam, und der Mensch muß sie dabei nur kräftig unterstützen, kann sie aber nicht zu schnellerer Gangart zwingen. Auch durch noch so umfangreiche und regelmäßige Landgewinnungsarbeiten können die früheren ungeheuren Landverluste nicht sobald ausgeglichen werden.

Trotzdem tauchen immer wieder allerhand kühne Pläne auf, große Buchten an der Nordseeküste, besonders an der schleswig-holsteinischen, nach dem Vorbilde der Zuidersee<sup>3)</sup> abzdämmen und dadurch unter völliger Ausschaltung der langsamen landbildenden Tätigkeit des Meeres und gegen alle bisherigen Erfahrungen mit einem Schlage nutzbares Land für Siedlungen zu gewinnen.

Einer dieser auf den ersten Blick verlockend erscheinenden Pläne will die weite Dithmarscher Bucht (Abb. 88) durch einen geraden Damm zwischen Büsum und der Nordwestspitze der Halbinsel Friedrichskoog abschließen.

Eine andere Anregung geht sogar so weit, kurzerhand das gesamte Wattenmeer durch den Bau eines Damms von Hörnum auf Sylt über

Amrum—Hooge—Pellworm—Südfall—Nordstrand bis zum Festlande trockenulegen. Gerade für diesen fragwürdigen Plan wird in jüngster Zeit Stimmung gemacht (Abb. 88).

Es scheint, daß bei diesen Vorschlägen die gewaltigen Schwierigkeiten, die der Durchführung entgegenstehen, zu leicht genommen werden. Die in Frage kommenden Abschlußdämme zwischen den Inseln und Halligen können natürlich nicht nach Art der einfachen, aus Erde bestehenden Festlanddeiche gebaut werden, die obendrein im Schutze der



Etwa 1 : 666 660.

Abb. 88. Die nordfriesische und holsteinische Nordseeküste.

Inseln und Halligen liegen und außerdem noch zum größten Teile durch einen begrünten Vorlandstreifen gesichert sind. Die Bauwerke müssen einen ganz wesentlich breiteren, vor allem sehr viel höheren und widerstandsfähigeren Querschnitt erhalten. Auch die Bauart des großen Abschlußdamms der Zuidersee kann nicht zum Muster gewählt werden. Für diesen Bau kam als neuartiger wertvoller Deichbaustoff ein ausgezeichneter und schwerer Kleiboden, der Keileem, zur Anwendung, der außerordentlich zäh und dicht ist und daher unter Wasser geklappt werden konnte. Im Zuge der Damme durch das nordfriesische Wattenmeer dagegen besteht die Sohle der See nur aus feinem Sande. Wahrscheinlich

<sup>3)</sup> Vgl. Bautechn. 1931, Heft 37, 39 u. 43; 1932, Heft 34.





durchaus nicht billiger, da außer der Herstellung und Unterhaltung der neuen Abschlußdämme unter allen Umständen noch die bewährten Verlandungsbauwerke ausgeführt werden müßten.

Endlich ist noch zu bedenken, daß die im Falle einer einigermaßen günstigen Aufschlickung gewonnenen Flächen noch jahrelang sorgfältigster Bearbeitung bedürfen, ehe sie wirklich „deichreif“ sind. Die zur Aufschlickung gebrachten Watten haben dieses Merkmal noch längst nicht. Sogar Flächen, die bereits begrüntes Vorland geworden sind, müssen noch eine Reihe von Jahren hindurch planmäßig gepflegt werden, bis sie eingedeicht werden können.

Der Ansatzpunkt für jede vernünftige und erfolgversprechende Landgewinnung muß stets nur allein die Festlandküste sein. Jeder gewaltsame Akt wider den natürlichen Verlauf des Anlandungsvorganges wird scheitern, da die freie Natur sich nicht zwingen läßt.

#### D. Ausblick in die Zukunft der Nordseeküste.

Wenn der technische Ablauf aller einschlägigen Dinge bei der Landgewinnung mit dem nüchternen Tatsachensinn der Wirklichkeit betrachtet wird, kann kein Zweifel darüber herrschen, daß sich das große ideale Ziel der Wiedervereinigung aller Inseln und Halligen im nordfriesischen Wattenmeere mit dem Festlande erst in dem langen Zeitraum vieler Jahrhunderte würde verwirklichen lassen. Das Gebiet, um das es sich dabei handelt, hat im Vergleich zu dem gemächlichen Fortgange der natürlichen Verlandung und auch trotz des anerkannten Erfolges der verständigen Mitwirkung des Menschen dabei doch eine zu gewaltige Ausdehnung. Deshalb muß die in der heutigen Zeit wichtige und berechnete Frage gestellt werden, was von diesem in weiter Ferne vorschwebenden Ziele in Anbetracht des immer dringlicher gewordenen Zwanges zur Arbeitsbeschaffung in den allernächsten Jahrzehnten erreichbar ist und wirklich ausgeführt werden könnte. —

Die Welt der nordfriesischen Inseln und Halligen gliedert sich in zwei hintereinander liegende Reihen (s. Abb. 88). Die vordere Reihe wird von der Geestinsel Föhr, den Halligen Oland, Gröde-Habel, Hamburger Hallig und Nordstrandischmoor sowie von der Marschinsel Nordstrand gebildet. Der Abstand dieser Reihe von der Festlandkante beträgt etwa 6 km.

In der äußeren, zweiten Reihe liegen die Inseln Sylt und Amrum, die Hallig Hooge und die Marschinsel Pellworm. Diese Linie ist vom Festlande etwa i. M. 16 km entfernt, mithin nahezu dreimal so weit wie die dem Festlande nähere Inselreihe.

Hieraus leitet sich ganz von selbst und unwillkürlich die enger begrenzte Zielsetzung ab, die Landgewinnung vom Festland aus zunächst bis zu dieser ersten Linie vorzutragen. Allerdings kann diese noch immer gewaltige Aufgabe nicht allein durch das einschlägige, erfolgreich wirkende Arbeitsverfahren (Abschnitt C3) bewältigt werden. Zu dessen Unterstützung muß unbedingt der Bau von Dämmen nach den in Frage kommenden Halligen und Inseln stattfinden. Durch solche Dämme werden vor der Festlandküste eine Gruppe langer Bühnen, deren Köpfe die befestigten Halligen und Inseln bilden, und zwischen ihnen weite, nach dem Wattenmeer offene Felder geschaffen. Diese Teilung der Watten vor der Festlandküste beschleunigt nach den sicheren Erfahrungen ganz außerordentlich den Landanwachs.

Beide Arten von Baumaßnahmen müssen möglichst nebeneinander durchgeführt werden, damit sie sich angemessen ergänzen. Ohnehin besteht sachlich zwischen den Arbeiten der Domänenverwaltung auf dem Gebiete der Landgewinnung und der Bautätigkeit, die von der Wasserbauverwaltung zum Schutze der Halligen und Inseln ausgeübt wird, und zu der auch die notwendige Landfestmachung der Halligen gehört, keinerlei Unterschied.

Nachstehend soll eine überschlägliche Berechnung im großen Zuge darüber gegeben werden, innerhalb welcher Zeit die volle Verlandung der gesamten Wattenflächen zwischen der vorderen Halligenreihe und der Festlandküste und damit der Anschluß dieser Eilande an das Festland möglich ist. Anspruch auf Genauigkeit hat dieser Überschlag nicht.

Zur Anlage eines solchen umfangreichen Planes müssen als Voraussetzung für den zu erwartenden Erfolg zunächst die noch fehlenden Dämme nach den Inseln und Halligen gezogen werden. Es sind dies die Dämme nach der Insel Föhr, nach den Halligen Gröde-Habel und vor allem nach der Hallig Nordstrandischmoor (s. Abb. 88). Gerade hinter dieser Hallig sind die Wattflächen bereits so hoch aufgelandet, daß ein Damm zur Herstellung der Flutscheide zu allererst dringend nötig ist. Weiter wären die niedrig liegenden Dämme Festland—Oland—Langeness und Festland—Nordstrand auf eine sturmflutfreie Höhe zu bringen. Gleichzeitig mit diesen wasserbaulichen Aufgaben muß die Arbeit der Landgewinnung planmäßig und auf der ganzen Linie gleichmäßig angesetzt werden.

Nach dem Beispiele der glänzenden Erfolge im Gebiete südlich des Hindenburgdammes soll das Fortschreiten der Landgewinnung zwischen den Dämmen überall zu 50 m angenommen werden. Zur Ermittlung des Umfangs der Wattflächen, die aufgelandet werden müßten, dient die

nachstehende Übersicht. Hierzu sind in Abb. 88 die einzelnen Bühnenfelder mit Buchstaben bezeichnet, und ihre gemittelte Küstenlänge ist auf der Karte gemessen worden:

Bezeichnung der Fläche	Größe	Mittlere Küstenlänge
	ha	km
A	5 800	12
B	3 400	5
C	3 300	7
D	2 500	7
E	2 750	5
F	3 600	7
G	1 100	4
Zusammen . . . . .	22 450	47
Abgerundet auf . . . . .	23 000	50

Bei dem angenommenen Fortschritt der Landgewinnung von durchschnittlich 50 m im Jahre berechnet sich die Gesamtfläche des jährlichen Landzuwachses zu  $50 \text{ km} \cdot 50 \text{ m} = 250 \text{ ha}$ . Dann ergibt sich die Zeit bis zu ihrer Verlandung über GHW zu  $\frac{23\,000}{250} = \text{rd. } 90 \text{ Jahren}$ .

In etwa neun Jahrzehnten wäre es somit technisch durchaus möglich, die dem Festlande am nächsten liegenden Halligen und Inseln mit diesem zu vereinigen und das gewonnene Land hinter sturmflutsichernden Deichen zu nützen. Natürlich muß die Eindeichung in den einzelnen Feldern abschnitt- und koogweise wie bisher, je nach dem Fortschritte der Anlandung, vorgenommen werden. Bei der mittleren Größe eines Kooges von 600 ha ist mit der allmählichen Entstehung von etwa 40 neuen Kögen zu rechnen. Mit großer Wahrscheinlichkeit wird ein schnellerer Verlauf der alljährlich vorwärtsgehenden Verlandung in den Feldern zwischen den Verbindungsdämmen nach den Halligen eintreten. Diese Bauwerke regeln die den Gang der Anschlickung störend beeinflussenden und schädlichen Wirbelströmungen aufs beste. Bedingung ist allerdings, daß in der vorgesehenen Bauzeit immer möglichst stetig und gleichmäßig ohne längere Unterbrechung gearbeitet wird.

Auch die Kosten dieses ansehnlichen Vorhabens sowie der Bedarf an Arbeitskräften dabei lassen sich überschläglich berechnen:

#### 1. Baukosten.

##### a) Kosten für die Dämme.

Länge der noch herzustellenden Dämme:

1. nach Föhr . . . . . 7 km
2. nach Gröde-Habel . . . . . 5 „
3. nach Nordstrandischmoor . . . . . 6 „

zusammen 18 km.

Für 1 lfd. m hochwasserfreien Damm sind nach dem heutigen Preisstande etwa 400 bis 500 RM anzusetzen. Mithin kosten 18 km Dammbau:  $18\,000 \text{ m} \cdot 500 \text{ RM} = 9 \text{ Mill. RM}$ . Hierzu kommt noch die Erhöhung der bereits vorhandenen Dämme Festland—Oland—Langeness und Festland—Nordstrand auf etwa +2,5 bis +3,0 m GHW mit  $11\,000 \text{ m} \cdot 300 \text{ RM} = 3,3 \text{ Mill. RM}$ . Insgesamt würden somit die wasserbaulichen Arbeiten  $9 + 3,3 = 12,3 \text{ Mill. RM}$  kosten.

##### b) Kosten der Landgewinnung.

Auf S. 384, 1. Sp., ist der heutige Herstellungswert von 1 ha bedachten Marschlandes zu 4200 RM angegeben. In der ermittelten Gesamtfläche von 23 000 ha sind die bereits bis heute gewonnenen Vorländereien von rd. 1200 ha Umfang, ebenso die Fläche, die von den nach und nach herzustellenden Deichen eingenommen wird, enthalten. Diese Posten können aber wegen ihrer Geringfügigkeit zum Ganzen für die überschlägliche Berechnung außer Betracht bleiben. Die allmähliche Umwandlung von 23 000 ha Wattflächen in bedecktes Land, das hauptsächlich zum Weizenbau genutzt werden soll, würde  $23\,000 \cdot 4200 = 96,6 \text{ Mill. RM}$  kosten.

Der Gesamtaufwand stellt sich hiernach auf:

1. wasserbauliche Arbeiten . . . . . 12,3 Mill. RM
  2. Landgewinnungsarbeiten . . . . . 96,6 „
- zusammen 108,9 Mill. RM  
abgerundet auf 110,0 „

und gilt für 90 Baujahre, so daß bei gleichmäßiger Verteilung in jedem Jahre  $\frac{110}{90} = \text{rd. } 1,2 \text{ Mill. RM}$  aufzubringen wären.

#### 2. Bedarf an Arbeitskräften.

Von den 12,3 Mill. RM Wasserbauten entfallen schätzungsweise  $\frac{2}{3}$  mit rd. 8 Mill. RM, von den 96,6 Mill. RM Landgewinnungsarbeiten etwa  $\frac{1}{5}$  mit 77 Mill. RM, zusammen 85 Mill. RM auf Löhne. Der Lohnanteil in jedem Jahre beträgt dann durchschnittlich  $\frac{85}{90} = \text{rd. } 1 \text{ Mill. RM}$ . Bei

einer jährlichen Arbeitszeit von höchstens 180 Tagen und bei dem augenblicklichen Gesamtlohnsatz von 5,50 RM für ein Tagewerk können alljährlich  $\frac{1\,000\,000}{180 \cdot 5,50} = \text{rd. } 1000$  Vollarbeiter während mindestens neun Jahrzehnte Beschäftigung finden.

Die Nutzung des gewonnenen Landes soll zeitgemäß durch Siedler geschehen. Bei Annahme von 15 ha für die mittlere Größe einer lebens-

gewinnung ergeben sich zu  $4000 \cdot 4200 = \text{rd. } 17 \text{ Mill. RM}$ , die bei gleichmäßiger Verteilung auf 100 Jahre einzelne Jahresraten von  $\frac{17\,000\,000}{100} = 170\,000 \text{ RM}$  erfordern

Von dieser Summe sind  $\frac{1}{5} = 136\,000 \text{ RM}$  auf Löhne zu rechnen. Mithin könnte die jährliche Belegstärke an Arbeitern etwa  $\frac{136\,000}{1000} = 136$  Mann sein.



Abb. 90. Flugbild von der Hallig Helmsand.

fähigen Siedlung können mit der Zeit  $\frac{23\,000}{15} = \text{rd. } 1600$  Siedlerstellen und damit Lebensraum für etwa  $1600 \cdot 5$  (bis 6) = rd. 10 000 Menschen geschaffen werden. Eine solche Siedlung würde  $\frac{110\,000\,000}{1600} = \text{rund } 70\,000 \text{ RM}$  ohne Gebäude und Inneneinrichtung kosten.

Die Verlandung der Dithmarscher Bucht (s. Abb. 88) kann günstigstenfalls nur bis zu einer mit der Küste gleichlaufenden Linie erreichbar sein, die durch die kleine Hallig Helmsand (Abb. 90) gegeben ist. Auch diese Möglichkeit setzt voraus, daß an Stelle des jetzigen leichten Verbindungsdammes zwischen dieser Hallig und dem Festlande (Abb. 91) zur besseren Einwirkung auf die Anschlickung von der Festlandküste aus zuvor ein dichter, hochwasserfreier Damm gebaut wird. In dieser Bucht ist allerdings die Neigung zur Verlandung nur mittelmäßig. Nach Herstellung des festen Dammes kann aber nach den Erfahrungen anderorts ein schnellerer Landanwachs vorausgesetzt werden, als auf S. 383, 1. Sp., für die Küste südlich von Husum mit 4,2 m im Jahresdurchschnitt errechnet ist, schätzungsweise nach näherer Ermittlung etwa von 30 m im Jahre:

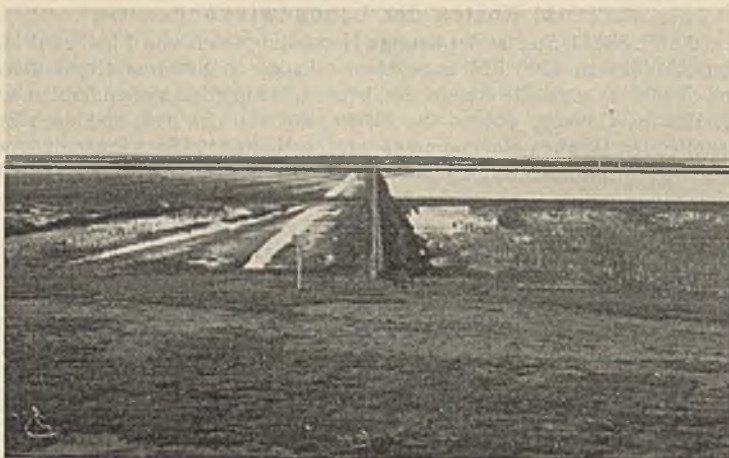


Abb. 91. Lahnung zwischen Festland und Helmsand.

Die künftige Küstenlinie in Höhe von Helmsand ist 13 km lang. Der jährliche Landgewinn würde dann  $13 \text{ km} \cdot 30 \text{ m} = \text{rd. } 40 \text{ ha}$  betragen.

Die Auflandungsfläche hat rd. 4000 ha Größe. Das gesteckte Ziel wäre in  $\frac{4000}{40} = 100$  Jahren zu erreichen. Die Kosten dieser Nutzland-

Die Nutzfläche von 4000 ha ergibt einen Gesamtraum für  $\frac{4000}{15} = 260$  Siedlerstellen mittlerer Größe und damit für mindestens  $260 \cdot 6 = 1500$  Menschen. Die Kosten für eine solche Bauernstelle würden mithin ohne Inneneinrichtung und Gebäude  $\frac{17\,000\,000}{260} = \text{rd. } 65\,000 \text{ RM}$  betragen.

Außer dieser für ein ganzes Jahrhundert bestimmten Aufgabe müßte die bereits zum Ziele der allgemeinen Landgewinnung gehörige Eindeichung der anderen kleineren Buchten, die ein besonders dankbares Betätigungsfeld für Auflandungsarbeiten sind, weiter mit ernstem Nachdrucke betrieben werden. Es handelt sich um die planmäßige Bearbeitung der Tümlauer Bucht in Eiderstedt sowie der Wesselburener und der Dieksander Bucht in Dithmarschen. Im letzteren Gebiete ist der Stand des bisherigen Erfolges so vorzüglich, daß jetzt bereits begonnen werden soll, einen Winterkoog von 1000 ha Größe einzudeichen.

Auch die Erhaltung der kleinen Insel Trischen im Norden der Elbmündung (s. Abb. 88) wäre in den Kreis der Arbeiten einzubeziehen. Diese von der Natur gegebene Neulandbildung, die inzwischen mit einem 4 km langen Seedeiche umgeben ist, bildet in gleicher Weise wie die Halligen und Inseln in Nordfriesland einen nicht zu unterschätzenden Stützpunkt für Landgewinnung im Raume zwischen der Norderplep und der Elbe, so daß auch ihre Landfestmachung von der Spitze der Halbinsel Friedrichskoog aus nur eine Frage der Zeit sein darf (s. Abb. 88). Ohnehin ist die Aufhöhung der Watten auf der dem Festlande zugekehrten Ostseite der Insel in durchaus befriedigender Entwicklung (Abb. 92).

In Ostfriesland besteht bei der mehr sandigen Zusammensetzung des Seegrundes und der Seeküste schwerlich die Aussicht, das Wattenmeer bis zu der vorgelagerten Inselgruppe verlanden zu können. Hier wird sich die regelmäßige Arbeit mehr darauf beschränken müssen, an den geeigneten Stellen das Vorland soweit als möglich vorzutreiben und dadurch den Uferschutz wirksam zu verstärken. Der Bau von Dämmen nach den Inseln wird kaum zur Förderung der Anschlickung beitragen.

Dieser allgemeine Ausblick in die Zukunft soll aufzeigen, daß der gemeinsamen Arbeit der Natur und des Menschen sehr wohl glücken könnte, das alte untergegangene Marschengebiet von Schleswig-Holstein teilweise in den früheren Zustand zurückzubilden, daß allerdings die Verwirklichung dieses in hohem Maße erstrebenswerten Zieles erst etwa im Laufe eines Jahrhunderts erreichbar ist.

Ein solcher Zeitraum von einem Jahrhundert mag nach dem Maßstabe des vergänglichen Menschendaseins wohl groß erscheinen. Indessen liegt er für den schaffenden Ingenieur, dessen Werke sein eigenes Zeitalter lange überdauern sollen, und der demgemäß gewohnt ist, weit vorauszuschauen, doch immerhin in den endlichen Grenzen einer durch-

aus vorstellbaren Zukunft, auch wenn er das Leben von mehr als einem Menschengeschlechte umspannt. Wie unsere Vorfahren bis in die Gegenwart den Weg gewiesen haben, mit Erfolg in den ewigen Kampf der zerstörenden und der aufbauenden Naturgewalten einzugreifen, muß es Pflicht der heutigen Zeit sein, unseren Nachfahren die als nützlich erkannte Grundlage für das weitere zielklare Vorwärtsschreiten in der

erde reicher und vergrößert den zu eng gewordenen Lebens- und Betätigungsraum unseres Volkes. Marschboden an der Nordsee ist wertvollstes Ackerland für Weizenbau und kann bei kräftig wirksamer Bewirtschaftung Mindesternten von jährlich 4000 bis 5000 kg Weizen auf 1 ha Bodenfläche hervorbringen. Im Hinblick auf die Notwendigkeit, Deutschland auch in der Weizenversorgung soweit als möglich



Abb. 92. Anschlickungen auf der Ostseite der Insel Trischen.

bewährten Richtung zu schaffen. Auch die Holländer, die jetzt das große Werk des teilweisen Abschlusses der Zuidersee beendet haben, überlassen den weiteren Ausbau und die Nutzung dieser Abdämmung ihren späteren Geschlechtern.

Die volkswirtschaftlich hochbedeutsame Tätigkeit der Neulandgewinnung hat den großen Reiz, daß sie in engster Verbindung mit der Erhaltung des vorhandenen Küsten- und Insellandes eine ungeheure Fülle von Arbeitsmöglichkeiten in sich birgt, und sie gehört neben den Straßenbauten, den Bodenverbesserungen, den Talsperrenbauten usw. zu den Landeskulturbauten ersten Ranges für den Staat. Neulandgewinnung an der deutschen Nordseeküste verdient deshalb gerade zur Überwindung der Arbeitslosigkeit an erster Stelle mit allen erdenklichen Mitteln gefördert zu werden. Jeder neugewonnene Koog macht Deutschland um ein Stück Heimat-

vom Auslande unabhängig zu machen, würde eine derartige inländische Vermehrung des Ertrages an dieser wichtigen Getreideart eine erhebliche Ersparnis an Devisen bedeuten, die dem Volksvermögen erhalten bleiben. Außerdem bietet die Errichtung von neuen Bauernstellen in Deutschland auch noch vielen Arbeitern und Handwerkern sowie Geschäftsleuten verschiedener Art mittelbar reichliche Gelegenheit zu gewinnbringender Beschäftigung.

Wenn so allmählich weiterhin ein Koog vor dem anderen aus dem Wattenmeere emporsteigt, und wenn dereinst die vordere küstennähere Reihe der nordfriesischen Inseln und Halligen den beabsichtigten Anschluß an das Festland erhalten hat, dann wird auch dieses in langer und mühseliger Arbeit von mehreren Menschengeschlechtern zustande gebrachte Landgewinnungswerk mit Recht zu den Großtaten deutscher Technik zählen können.

## Verfahren zur Ermittlung von statisch unbestimmten Größen und deren Einflußlinien an Modellen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaurat Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart-Cannstatt.

Zur Erkundung des statischen Verhaltens von ebenen und räumlichen Tragwerken, besonders zur Ermittlung statisch unbestimmter Größen und deren Einflußlinien, sind neuerdings auf Grund von theoretischen Überlegungen und Erkenntnissen Modellverfahren erdacht worden, die mit einfachen Mitteln praktisch verwertbare Ergebnisse liefern. In weiteren Kreisen bekannt geworden sind die Verfahren von George E. Beggs<sup>1)</sup>, Chr. Rieckhoff<sup>2)</sup>, O. Gottschalk<sup>3)</sup>, F. Kann<sup>4)</sup>, Sayed Abd El-Wahed<sup>5)</sup>.

Die Modellverfahren zur Lösung von statischen Aufgaben beruhen wie die analytischen und graphischen Methoden auf der Elastizitätslehre. Es ist also vorausgesetzt, daß die Formänderungen sehr klein sind, genauer ausgedrückt: Innerhalb des elastischen Bereichs bleiben, und daß das Hookesche Proportionalitätsgesetz gilt.

Die Formänderungen im elastischen Bereich werden dementsprechend als lineare Funktionen der erzeugenden Kräfte oder sonstigen Ursachen eingeführt.

Jede statisch unbestimmte Größe eines beliebig geformten, beliebigfach statisch unbestimmten Tragwerks aus einem gegebenen Belastungszustand läßt sich unter Anwendung des Maxwell'schen Satzes von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen in der Weise ermitteln, daß man an dem System die gesuchte Größe ausschaltet; z. B. das Biegemoment durch ein Gelenk, das gegenseitige Verdrehungen der Schnittflächen im Drehsinn des Momentes um eine zur Angriffsebene senkrecht stehende Drehachse ermöglicht, die  $\left\{ \begin{matrix} \text{Normal-} \\ \text{Quer-} \end{matrix} \right\}$  Kraft durch eine Zwangführung, die gegenseitige Parallelverschiebungen der Schnittflächen in Richtung der  $\left\{ \begin{matrix} \text{Normal-} \\ \text{Quer-} \end{matrix} \right\}$  Kraft, das Torsionsmoment durch ein Gelenk, das gegenseitige Verdrehungen der Schnittflächen in der Schnittebene gestattet.

Durch die Ausschaltung einer dieser Größen treten am belasteten System Formänderungen ein, die der ausgeschalteten Größe proportional sind und am Modell genau gemessen werden können. Aus den Verschiebungen der Angriffspunkte der Lasten und den zugehörigen Verdrehungen oder Verschiebungen der Schnittflächen läßt sich die jeweils ausgeschaltete Größe bestimmen.

Die Belastung der Modelle mit Gewichten ist umständlich. Dazu kommt die Ausstattung der Modelle mit Gelenken und Zwangführungen in den zu untersuchenden Schnitten.

Deshalb ist die Verwendung von Verformungslehren (Formänderungserzeugern), mit denen an den Modellen bestimmte, in der Theorie „gedachte“ Verschiebungszustände hervorgerufen und die Einflußlinien der gesuchten statisch unbestimmten Größen als Biegelinien erzeugt werden können, in den meisten Fällen vorzuziehen.

Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf ebene Systeme, bei denen sich die Formänderungen in der Haupt-Systemebene (Modellebene) vollziehen, Torsionsmomente also ausgeschlossen sind. Die Abhandlung umfaßt die theoretischen Grundlagen der Modellverfahren, die Untersuchungsmethoden an Tragwerknachbildungen aus Zelluloid oder anderen elastischen Stoffen in verkleinertem Maßstab, Angaben über die Herstellung der statischen Modelle und eine Gebrauchsanleitung für das Gerät.

Die bisher angestellten Untersuchungen haben gezeigt, daß unsere Erkenntnisse über das statische Verhalten der Tragwerke durch Modellversuche wertvoll ergänzt, erweitert und vertieft werden.

<sup>1)</sup> George E. Beggs, Der Gebrauch von Modellen bei der Lösung von statisch unbestimmten Systemen, B. u. E. 1927, S. 300. — Bühler, Zur Anwendung des Modellverfahrens von Prof. Beggs, B. u. E. 1927, S. 304. — Hofacker, Mechanostatische Untersuchungen hochgradig statisch unbestimmter Tragsysteme, Schweiz. Bauztg. 1926, Bd. 87, S. 153.

<sup>2)</sup> Chr. Rieckhoff, Nupubest, Experimentelle Lösung statisch unbestimmter Systeme für den Gebrauch in der Praxis, AG für Baubedarf, Darmstadt, Schweiz. Bauztg. 1926, Bd. 87, Nr. 15, S. 191. — Das Arbeiten mit dem Nupubest-Gerät, Bauing. 1926, S. 73.

<sup>3)</sup> O. Gottschalk, Lösung statischer Aufgaben mittels Continostat, B. u. E. 1927, Heft 15; Bauing. 1928, Heft 50, S. 924; B. u. E. 1929, Heft 6, S. 113; Schweiz. Bauztg. 1926, S. 321; Z. d. VdI 1926, Nr. 8.

<sup>4)</sup> F. Kann, Beitrag zur Lösung statisch unbestimmter Systeme durch Messung, B. u. E. 1924.

<sup>5)</sup> Sayed Abd El-Wahed, Die Gelenkmethode, ein Verfahren zur Ermittlung statisch unbestimmter Größen und deren Einflußlinien. Berlin 1931, Verlag von Julius Springer.

### 1. Die theoretischen Grundlagen.

Den Verfahren zur Ermittlung der statisch unbestimmten Größen und deren Einflußlinien liegen folgende Sätze zugrunde:

1. „Durch die Ausschaltung einer statisch unbestimmten Größe an einem belasteten Tragsystem erfahren die gesamten Verformungen Änderungen, die dieser ausgeschalteten Größe proportional sind.“
2. „Die Einflußlinie irgendeiner statisch unbestimmten Größe  $X_r$  eines  $n$ -fach statisch unbestimmten Systems hat die Form der Biegelinie eines  $(n-1)$ -fach statisch unbestimmten Grundsystems, das durch Ausschalten dieser Größe entsteht und an dem  $X_r = 1$  als äußere Kraft angebracht wird.“<sup>6)</sup>

Satz 2 folgt aus dem allgemeinen Satze von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen, der zuerst von Maxwell<sup>7)</sup> für Fachwerke mit unverrückbaren Stützpunkten und reibungslosen Gleitlagern aufgestellt worden ist.

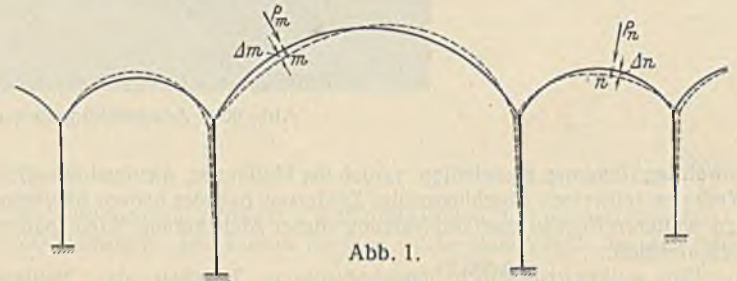


Abb. 1.

Wird ein beliebig geformtes Tragwerk (Abb. 1), dessen Auflagerkräfte bei eintretenden Formänderungen keine Arbeit leisten, durch beliebig gerichtete Kräfte  $\left\{ \begin{matrix} P_m \\ P_n \end{matrix} \right\}$  in den Angriffspunkten  $\left\{ \begin{matrix} m \\ n \end{matrix} \right\}$  belastet, wobei sich die Punkte  $\left\{ \begin{matrix} m \\ n \end{matrix} \right\}$  in Richtung von  $\left\{ \begin{matrix} P_m \\ P_n \end{matrix} \right\}$  um  $\left\{ \begin{matrix} \delta_m \\ \delta_n \end{matrix} \right\}$  verschieben, so ist die gesamte, von den äußeren Kräften geleistete mechanische Arbeit unter der Voraussetzung, daß die Kräfte gleichzeitig und stetig von Null bis zum Endwerte ansteigen:

$$(1) \quad A = \frac{1}{2} \cdot P_m \delta_m + \frac{1}{2} \cdot P_n \delta_n$$

Wird die Verschiebung auf die Kräfteinheit, also  $\frac{\delta_m}{P_m}$  mit  $\delta_m'$ ,  $\frac{\delta_n}{P_n}$  mit  $\delta_n'$  bezeichnet, so ist

$$(2) \quad A = \frac{1}{2} \cdot P_m^2 \delta_m' + \frac{1}{2} \cdot P_n^2 \delta_n'$$

Die Verschiebung  $\delta_m$  setzt sich zusammen aus den Teilverschiebungen

$\delta_{mm}$  des Punktes  $m$  in Richtung von  $P_m$  infolge  $P_m = 1$ ,

$\delta_{mn}$  des Punktes  $m$  in Richtung von  $P_m$  infolge  $P_n = 1$ ,

die Verschiebung  $\delta_n$  entsprechend aus

$\delta_{nn}$  des Punktes  $n$  in Richtung von  $P_n$  infolge  $P_n = 1$ ,

$\delta_{nm}$  des Punktes  $n$  in Richtung von  $P_n$  infolge  $P_m = 1$ .

Somit gilt

$$(3) \quad A = \frac{1}{2} \cdot P_m^2 (\delta_{mm} + \delta_{mn}) + \frac{1}{2} \cdot P_n^2 (\delta_{nn} + \delta_{nm})$$

Wenn  $P_m$  und  $P_n$  nacheinander zur Auswirkung gelangen, gilt für  $P_n$  nach  $P_m$ :

$$(4) \quad A = \frac{1}{2} \cdot P_m^2 \delta_{mm} + P_m^2 \delta_{mn} + \frac{1}{2} \cdot P_n^2 \delta_{nn}$$

für  $P_m$  nach  $P_n$ :

$$(5) \quad A = \frac{1}{2} \cdot P_n^2 \delta_{nn} + P_n^2 \delta_{nm} + \frac{1}{2} \cdot P_m^2 \delta_{mm}$$

<sup>6)</sup> Müller-Breslau, Die neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen. Leipzig 1886, Baumgärtner's Buchhandlung.

<sup>7)</sup> Clerk Maxwell, On the calculation of the equilibrium and stiffness of frames. Philos. Mag. 1864, Bf. 27, S. 294.

Hieraus folgt:

$$(5) \quad P_m^2 \delta_{nm} = P_n^2 \delta_{nm}$$

und für  $P_m = P_n$ :

$$(6) \quad \delta_{mn} = \delta_{nm}$$

Zu dem gleichen Ergebnis gelangt man durch Gegenüberstellung der Gl. (3) u. (4) bzw. (3) u. (5).

„Die im Punkte  $m$  angreifende Kraft  $P_m$  erzeugt im Punkte  $n$  eine Verschiebung in Richtung von  $P_n$ , die ebenso groß ist wie die Verschiebung, die der Punkt  $m$  in Richtung von  $P_m$  erfährt, sobald im Punkte  $n$  eine gleich große Kraft  $P_n = P_m$  in Richtung  $P_n$  angreift.“

Um nun beispielsweise den Einfluß einer beliebig gerichteten äußeren Kraft  $P_m$  im Angriffspunkte  $m$  auf das Biegemoment  $X_r$  im Querschnitt  $r$  eines  $n$ -fach statisch unbestimmten Tragwerks (Abb. 2) zu ermitteln, denken wir uns das Tragwerk im Querschnitt  $r$  völlig durchgeschnitten und mit einem reibungslosen Gelenk versehen, das eine gegenseitige Verdrehung der Schnittflächen im Drehsinne des Momentes um die Schwerachse des Querschnitts gestattet. Die Ausschaltung des im Schnitt  $r$  wirkenden Biegemomentes  $X_r$  durch das Gelenk bedingt eine gegenseitige Ver-

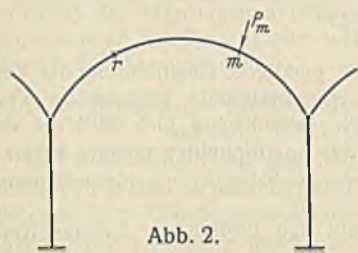


Abb. 2.

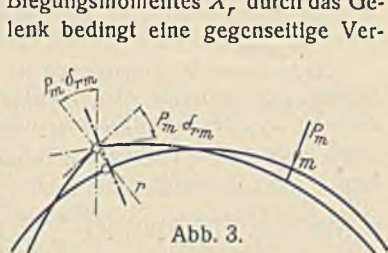


Abb. 3.

drehung der Schnittflächen unter dem Einfluß von  $P_m$  in  $m$  um  $P_m \cdot \delta_{rm}$  (Abb. 3), wobei  $\delta_{rm}$  die gegenseitige Verdrehung infolge  $P_m = 1$  bedeutet. Um den ursprünglichen Zustand wiederherzustellen, müssen zwei Kräftepaare von Moment  $X_r$  eingeführt werden, die die Schnittflächen in die parallele Lage zurückdrehen (Abb. 4). Somit gilt:

$$(7) \quad P_m \delta_{rm} + X_r \delta_{rr} = 0,$$

woraus folgt:

$$(8) \quad X_r = -P_m \cdot \frac{\delta_{rm}}{\delta_{rr}}$$

und nach Anwendung des Maxwellschen Satzes von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen:

$$(9) \quad X_r = -P_m \cdot \frac{\delta_{mr}}{\delta_{rr}}$$

Hierin bedeutet:

$\delta_{rr}$  die gegenseitige Verdrehung der Schnittflächen infolge  $X_r = +1$  im Drehsinn von  $X_r$  und  $\delta_{mr}$  den Weg des Angriffspunktes  $m$  in Richtung  $P_m$  infolge  $X_r = +1$  (Abb. 5).

Zu dem gleichen Ergebnis führt auf kürzerem Wege die Anwendung des Gesetzes der virtuellen Verschiebungen auf den in Abb. 4 dargestellten

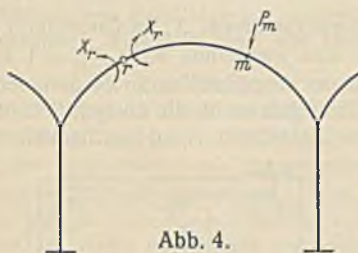


Abb. 4.

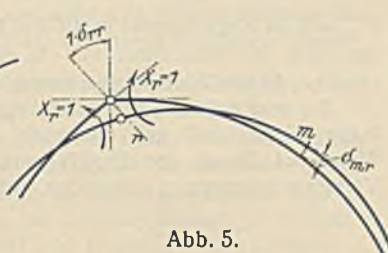


Abb. 5.

Belastungszustand des Hauptsystems und den in Abb. 5 dargestellten Verschiebungszustand des mit  $X_r = +1$  belasteten Grundsystems. Die Überlagerung ergibt:

$$(9) \quad X_r \delta_{rr} + P_m \delta_{mr} = 0, \text{ also wieder } X_r = -P_m \cdot \frac{\delta_{mr}}{\delta_{rr}}.$$

Die Ordinate der Einflußlinie von  $X_r$  im Punkte  $m$  für eine wandernde Einzelkraft  $P_m = 1$  ist

$$(10) \quad r_{ym} = -1 \cdot \frac{\delta_{mr}}{\delta_{rr}}.$$

Wird hiernach an dem mit Gelenk ausgestatteten Grundsystem mit einem beliebigen  $X_r$  eine bestimmte Verdrehung der Schnittflächen  $\mathcal{J}_{rr} = X_r \delta_{rr}$  erzwungen und die dadurch bedingte Verschiebung  $\mathcal{J}_{mr} = X_r \delta_{mr}$  des Angriffspunktes  $m$  in Richtung von  $P_m$  gemessen, so ist:

$$(11) \quad r_{ym} = -\frac{\mathcal{J}_{mr}}{\mathcal{J}_{rr}} = -\frac{X_r \delta_{mr}}{X_r \delta_{rr}} = -\frac{\delta_{mr}}{\delta_{rr}}.$$

Der Quotient  $\frac{\mathcal{J}_{mr}}{\mathcal{J}_{rr}}$  stellt den Einfluß einer äußeren Kraft  $P_m = +1$  im Angriffspunkte  $m$  auf die statisch unbestimmte Größe  $X_r$  dar. Man hat also nur die durch  $\mathcal{J}_{rr}$  bedingte Verschiebung  $\mathcal{J}_{mr}$  an mehreren Stellen zu messen, um die Einflußlinie von  $X_r$  für eine wandernde Last  $P_m = 1$  zu gewinnen.

Die vorstehenden Ableitungen gelten sinngemäß auch für die übrigen statisch unbestimmten Schnittkräfte (Normalkraft und Querkraft) im Querschnitt  $r$ . Dazu ist durch eine Zwangführung entsprechend Abb. 6 in dem zu untersuchenden Querschnitt einmal die Normalkraft oder durch eine Zwangführung entsprechend Abb. 7 das andere Mal die Querkraft auszuschalten. Die Ableitungen gelten auch für den Fall, daß die äußere Kraft  $P_m$  an einem mit dem Hauptsystem verbundenen Hebelarm entsprechend Abb. 8 im Punkte  $m$  angreift, wobei wieder die Verschiebung des Angriffspunktes  $m$  in Richtung von  $P_m$  zu messen ist.

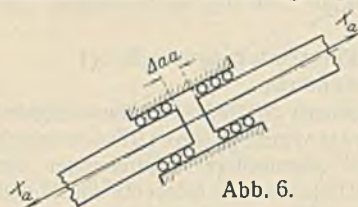


Abb. 6.

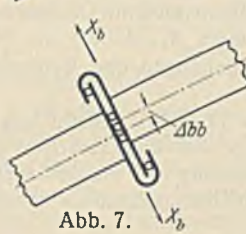


Abb. 7.

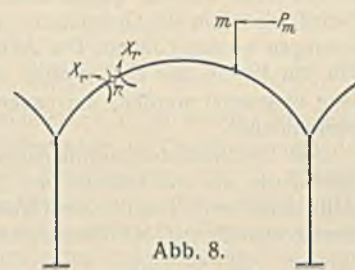


Abb. 8.

Die Einflußlinien für die Normalkraft und Querkraft im Schnitt  $r$  können auch mittelbar auf dem Wege über die Momente bestimmt werden.

Die in einem Querschnitt auftretende Normalkraft ergibt sich aus den Momenten  $M_{g_0}$  und  $M_{g_u}$  für Drehachsen der Schnittflächen  $G_0$  und  $G_u$  im Abstände  $g_0$  bzw.  $g_u$  von der Schwerachse (Abb. 9) aus

$$(12) \quad N = -\frac{M_{g_0} - M_{g_u}}{g_0 + g_u}.$$



Abb. 9.

$$\frac{M_{g_0} - R \cdot e'_0}{M_{g_u} - R \cdot e'_u}$$

$$N = \frac{M_{g_u} - M_{g_0}}{g_0 + g_u} = \frac{M_{g_u} - M_{g_0}}{\alpha}$$

Das Schwerpunktmoment folgt aus:

$$(13) \quad \begin{cases} M = M_{g_0} - \frac{M_{g_0} - M_{g_u}}{g_0 + g_u} \cdot g_0 \text{ bzw.} \\ M = M_{g_u} + \frac{M_{g_0} - M_{g_u}}{g_0 + g_u} \cdot g_u. \end{cases}$$

Bei rechteckigen Querschnitten werden zweckmäßig die Kernpunkte  $K_0$  und  $K_u$  als Gelenkmittelpunkt gewählt, indem die Kernpunktmomente zugleich die Randspannungen liefern. Für die Kernpunktmomente gilt:

$$(14) \quad N = -\frac{M_{k_0} - M_{k_u}}{h} = -\frac{M_{k_0} - M_{k_u}}{3}$$

$$(15) \quad M = \frac{M_{k_0} + M_{k_u}}{2}$$

Die Randspannungen folgen aus:

$$(16) \quad \sigma_o = \frac{M_{k_u}}{W} \quad \sigma_u = \frac{M_{k_0}}{W}$$

Zur Bestimmung der Querkraft  $Q_I$  im Schnitt I (Abb. 10) braucht man noch das Schwerpunktmoment  $M_{II}$  in einem benachbarten Schnitt II. Aus Abb. 10 kann unmittelbar abgelesen werden

$$(17) \quad \begin{aligned} Q_I x &= N_I y + M_I - M_{II} \\ Q_I &= \frac{1}{x} (N_I y + M_I - M_{II}). \end{aligned}$$

Für rechteckige Querschnitte gilt

$$(18) \quad Q_1 = \frac{1}{x} \left( -\frac{M_{1ko} - M_{1ku}}{h} \cdot 3y + \frac{M_{1ko} + M_{1ku}}{2} - \frac{M_{11ko} + M_{11ku}}{2} \right)$$

Man kann also die Einflußlinie für  $Q_1$  unmittelbar aus den Einflußlinien für  $M_{1ko}$ ,  $M_{1ku}$ ,  $M_{11ko}$  und  $M_{11ku}$  ableiten.

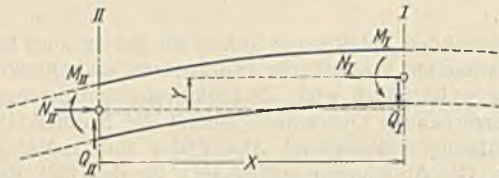


Abb. 10.

### 2. Die Verformungslehren (Formänderungserzeuger) und ihre Anwendung.

Zur Ausschaltung des Biegemoments in dem zu untersuchenden Querschnitt dient die Drehwinkelverformungslehre (Gelenklehre), mit der sehr kleine, genau meßbare gegenseitige Verdrehungen der Schnittflächen um die Gelenkachse im Drehsinne des Moments am Modell erzwungen werden können. Die Verformungslehre muß mit Drehachse senkrecht zur Ebene des Kräftepaars vom Moment  $X_r$ , d. h.  $\perp$  zur Modellenebene eingesetzt werden, um andere Verschiebungen und Verdrehungen auszuschließen.

Die Drehwinkelverformungslehre (Abb. 11 u. 12) besteht aus zwei Regeln, die um ein Gelenk mit Zapfen drehbar und zwischen Platten geführt sind, einer Einstell- und Ablesevorrichtung und den erforderlichen Befestigungsmitteln. Mit Klemmplatten und Klemmschrauben können die

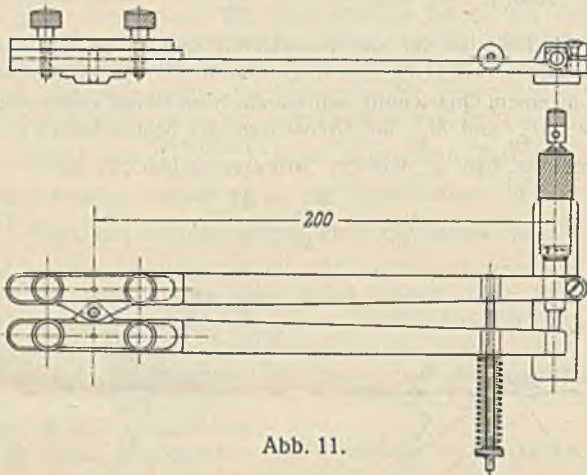


Abb. 11.

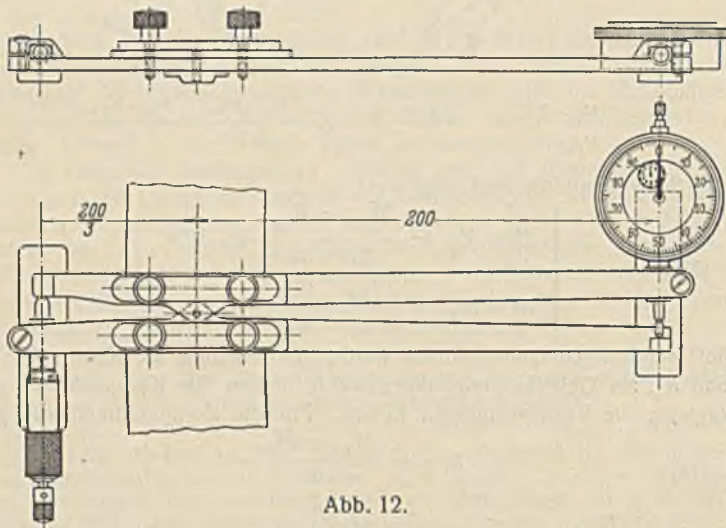


Abb. 12.

Riegel an der Schnittstelle mit den freien Enden des Modells fest verbunden werden. Zentrierstifte ermöglichen die Lage des Drehpunktes gegenüber dem Modell genau festzulegen. Die Drehwinkelverformungslehre mit Zapfengelenk ist den Lehren, bei denen die Riegel mit Spannfedern zusammengehalten werden, überlegen. Bei sehr steifen Modellen kann es vorkommen, daß die Federkraft nicht ausreicht, um die vorgesehene Verdrehung der Schnittflächen zu gewährleisten und jede Verschiebung und Verdrehung in anderer Richtung vollständig auszuschließen. Das Modell wird an den Stützpunkten entsprechend den Auflagerbedingungen auf einer ebenen Unterlage (Reißbrett) festgemacht. Sodann wird das Modell in dem zu untersuchenden Querschnitt völlig durch-

geschnitten, die Verformungslehre mit Gelenkachse in der Schwerachse des Querschnitts eingebaut, das Modell mit der eingebauten Verformungslehre auf Stahlkugeln zwischen Glasplatten derart gelagert, daß beide sich reibungslos verschieben können (Abb. 13).

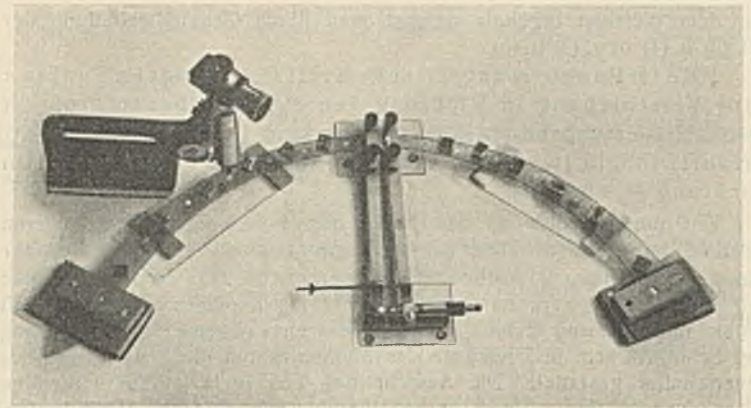


Abb. 13.

Nach diesen Vorbereitungen ist die praktische Durchführung des Verfahrens sehr einfach. Man erzwingt eine bestimmte gegenseitige Verdrehung  $\Delta_{rr}$  der Schnittflächen um die Gelenkachse und mißt die dadurch bedingten Verschiebungen  $\Delta_{mr}$  des Angriffspunktes  $m$  einer äußeren Kraft  $P_m$  in Richtung von  $P_m$ , z. B. durch Ablesung am Meßmikroskop (s. Abb. 13a). Der Quotient  $\frac{\Delta_{mr}}{\Delta_{rr}}$  stellt den Einfluß der äußeren Kraft

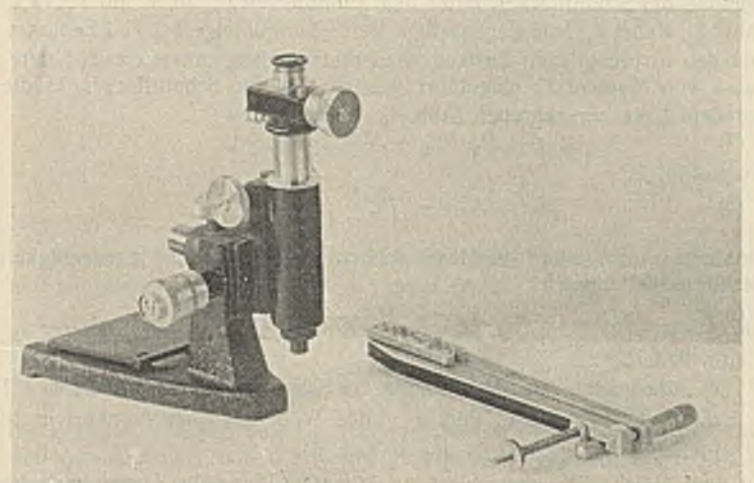


Abb. 13a. Drehwinkelverformungslehre und Meßmikroskop.

$P_m = 1$  im Angriffspunkt  $m$  auf das Biegemoment  $X_r$  im Querschnitt  $r$  dar. Um die Einflußlinie von  $X_r$  für eine wandernde Kraft  $P_m = 1$  zu erhalten, ist die Ablesung an verschiedenen Angriffsstellen zu wiederholen.

Zur unmittelbaren Ermittlung der Einflußlinien für die übrigen Schnittkräfte (Normalkraft und Querkraft) im Querschnitt  $r$  auf mechanischem Wege auf Grund der Gl. (2) sind Verformungslehren zu verwenden, mit

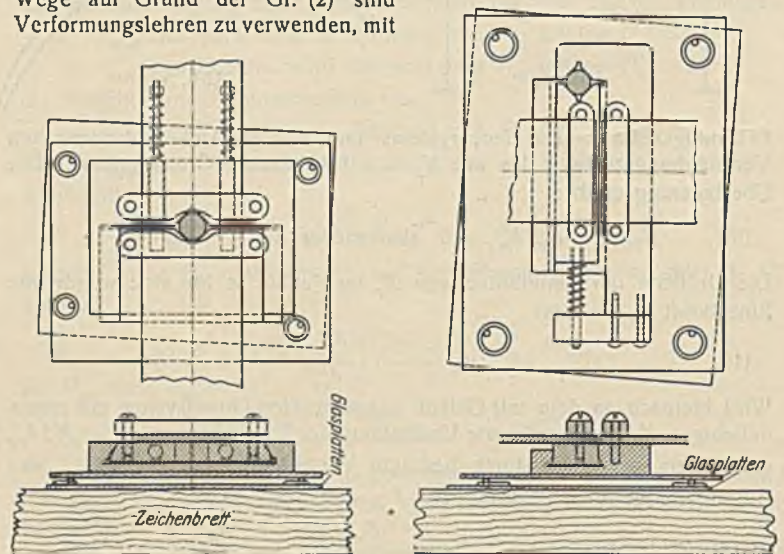


Abb. 14.

Abb. 15.

denen am Modell kleine, genau meßbare gegenseitige Parallelverschiebungen der Schnittflächen in Richtung der Normalkraft bzw. der Querkraft erzwungen werden können (Abb. 14 u. 15). Bei den Normal- und Querkraften ist der Modellmaßstab ohne Bedeutung. Anders liegen die Verhältnisse bei den Momenten. Eine gegenseitige Verdrehung der Schnittflächen um einen bestimmten Winkel  $\Delta_{rr}$  am Modell im Maßstabe  $\frac{1}{m}$  entspricht am Bauwerk einer Verschiebung des Angriffspunktes  $m$  in Richtung  $P_m$ , die  $m$ -mal so groß ist als am Modell. Die am Modell gemessenen Verschiebungen der Angriffspunkte  $m$  in Richtung  $P_m$  und die nach Gl. (4) errechneten Einflußordinaten für die Momente sind also mit einer Zahl  $m$  zu multiplizieren, die sich aus dem Verhältnis der Modellabmessungen zu den Bauwerkabmessungen ergibt. Bei einem Modell im Maßstabe 1:50 (1 cm am Modell = 50 cm am Bauwerk) erhält man beispielsweise das wirkliche Biegemoment

$$X_r = -P_m \cdot 50 \cdot \frac{\Delta_{mr}}{\Delta_{rr}}$$

in kgcm, wenn  $P$  in kg eingesetzt wird.

Da das zur Ermittlung der statisch unbestimmten Größen benutzte Verhältnis der erzwungenen und gemessenen Verschiebungen von dem Elastizitätsmaß des Modells wie auch des Bauwerks unabhängig ist, kann dieses außer Ansatz bleiben.

### 3. Die Ermittlung der Einflußlinien der Normalkräfte und Querkräfte auf dem Wege über die Momente.

Um die Einflußlinien der Kernpunktmomente  $M_{ko}$  und  $M_{ku}$  zu erhalten, wird in dem zu untersuchenden Schnitt die Drehwinkelverformungslehre mit dem Gelenk zunächst im Kernpunkte  $K_o$  eingesetzt und eine gegenseitige Verdrehung der Schnittflächen um  $\Delta_{oo}$  erzwungen, die dadurch bedingte Verschiebung  $\Delta_{mo}$  des Angriffspunktes  $m$  einer äußeren Kraft  $P_m$  in Richtung  $P_m$  am Mikroskop abgelesen. Dann ist

$$(19) \quad M_{ko} = -P_m \cdot \frac{\Delta_{mo}}{\Delta_{oo}}$$

In gleicher Weise liefert eine Verdrehung der Schnittflächen um den Kernpunkt  $K_u$  das Kernpunktmoment

$$(20) \quad M_{ku} = -P_m \cdot \frac{\Delta_{mu}}{\Delta_{uu}}$$

Um die Einflußlinien für  $M_{ko}$  und  $M_{ku}$  zu erhalten, sind die Verschiebungen  $\Delta_{mo}$  bzw.  $\Delta_{mu}$  an mehreren Stellen zu ermessen und damit die Einflußordinaten  $\frac{\Delta_{mo}}{\Delta_{oo}}$  bzw.  $\frac{\Delta_{mu}}{\Delta_{uu}}$  für eine wandernde Einzelkraft  $P_m = 1$  zu berechnen.

Mit den Einflußlinien der Kernpunktmomente lassen sich die Einflußlinien der Normalkräfte und Querkräfte nach Gl. 14, 15, 17 u. 18 errechnen.

Die Bestimmung der Einflußlinien für die Kernpunktmomente am Modell mit Hilfe der Drehwinkelverformungslehre und die Ableitung der Einflußlinien für die Normalkräfte und Querkräfte auf dem Wege über die Momente hat den Vorteil, daß besondere Verschiebungslehren zur Erzeugung von Parallelverschiebungen der Schnittflächen in Richtung der Normalkraft einerseits und der Querkraft andererseits wegfallen können.

### 4. Die Ermittlung der statisch unbestimmten Größen ohne Formänderungserzeuger mit Vorbelastung<sup>9)</sup>.

Ist das Tragwerk vorbelastet, beispielsweise durch eine äußere Kraft  $P_m$  im Angriffspunkt  $m$ , so entspricht dem Belastungszustand ein bestimmter Verformungszustand. Wird nun an dem vorbelasteten System eine statisch unbestimmte Größe, z. B. das Biegemoment im Schnitt I (Abb. 16), durch ein Gelenk ausgeschaltet, so ändert sich der Zustand.

Da die am belasteten System durch die Ausschaltung einer statisch unbestimmten Größe eintretenden Formänderungen der ausgeschalteten Größe proportional sein müssen, so ergibt sich für den in Abb. 16 dargestellten Belastungszustand  $P_m$  im Angriffspunkt  $m$  des mit einem Gelenk im Schnitt I ausgestatteten Grundsystems das ausgeschaltete Biegemoment  $X_r$  aus

$$X_r = -P_m \cdot \frac{\delta_{mr}}{\delta_{rr}}$$

und die Einflußordinate im Angriffspunkt  $m$  aus

$$r_{y_k} = -\frac{\delta_{mr}}{\delta_{rr}}$$

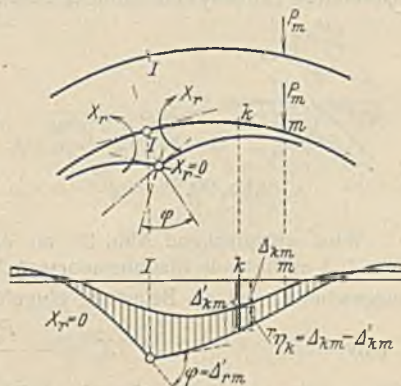


Abb. 16.

<sup>9)</sup> Sayed Abd El-Wahed, Die Gelenkmethode. Berlin 1931, Verlag von Julius Springer.

Für einen beliebigen Angriffspunkt  $K$  einer wandernden Einzellast  $P = 1$  gilt die Gleichung:

$$r_{y_k} \delta_{rr} + 1 \delta_{rk} = 0,$$

woraus folgt:

$$r_{y_k} = -\frac{\delta_{rk}}{\delta_{rr}},$$

oder nach dem Maxwellschen Satz:

$$(21) \quad r_{y_k} = -\frac{\delta_{kr}}{\delta_{rr}}$$

Wird die Durchbiegung des ursprünglichen Systems im Punkte  $K$  infolge der Belastung  $P_m$  in  $m$  mit  $\Delta_{km}$ , die des Grundsystems mit  $\Delta'_{km}$  bezeichnet, so gilt nach dem Superpositionsgesetz:

$$\Delta_{km} = \Delta'_{km} + X_r m \delta_{kr} = \Delta'_{km} - \frac{P_m \delta_{mr}}{\delta_{rr}} \cdot \delta_{kr}$$

oder unter Berücksichtigung der Gl. 21

$$\Delta_{km} = \Delta'_{km} + P_m \delta_{mr} r_{y_k}$$

Hieraus folgt:

$$(22) \quad r_{y_k} = \frac{\Delta_{km} - \Delta'_{km}}{P_m \delta_{mr}} = \frac{\Delta_{km} - \Delta'_{km}}{\Delta'_{km}} = \frac{r_{\eta_k}}{\eta}$$

Die Einflußordinate  $r_{y_k}$  des Biegemomentes  $X_r$  in einem beliebigen Punkte  $K$  ist also proportional dem Unterschiede der Durchbiegungen des ursprünglichen Systems und des durch Ausschaltung von  $X_r$  gekennzeichneten Grundsystems im Punkte  $K$ , hervorgerufen durch eine Last  $P_m$  im Angriffspunkte  $m$ . Der Nennerausdruck stellt die Verdrehung der Schnittflächen am Grundsystem in Richtung des ausgeschalteten Biegemomentes dar<sup>9)</sup>.

Gl. (22) gilt sinngemäß, wenn durch eine Zwangsführung entsprechend Abb. 6 die Normalkraft oder durch eine Zwangsführung entsprechend Abb. 7 die Querkraft im Schnitt  $a$  des mit  $P_m$  im Angriffspunkte belasteten Tragsystems ausgeschieden wird, womit sich die in Abb. 17 u. 18 dargestellten Zustände ergeben.

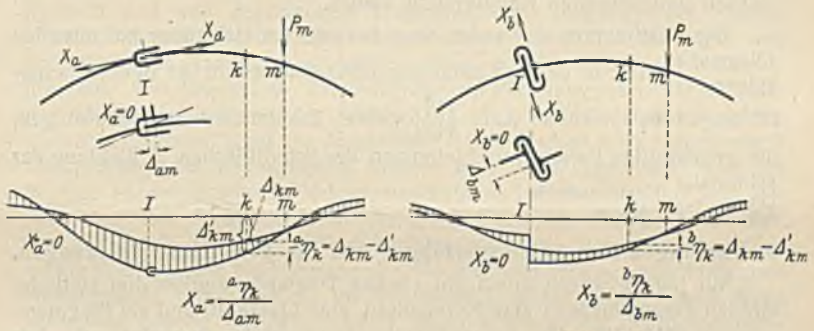


Abb. 17.

Abb. 18.

Zur Ermittlung der Einflußlinien des Biegemomentes auf mechanischem Wege auf Grund der Gl. (22) wird das Modell auf einer waagerechten Unterlage (Reißbrett) entsprechend den Auflagerbedingungen befestigt, im übrigen auf Stahlkugeln gelagert und durch Auflegen von Bleiwürfeln gegen Ausbeulen gesichert. Sodann wird mit Hilfe von Umlenkrollen und Gewichten die Last  $P_m$  in  $m$  angebracht. Die Messung der von der Belastung herrührenden Durchbiegungen  $\Delta_{km}$  mit Mikroskopen an mehreren Punkten  $K$  liefert die Biegelinie der mit  $P_m$  in  $m$  belasteten ursprünglichen Systems. Nach ihrer Feststellung wird das Modell in dem zu untersuchenden Querschnitt durchgeschnitten, die Gelenklehre eingebaut und die Last  $P_m$  in  $m$  erneut angebracht. Die Messung der Durchbiegungen  $\Delta'_{km}$  liefert die Biegelinie des Grundsystems. Der zugehörige Verdrehungswinkel der Schnittflächen am Gelenk  $\Delta'_{rm} = P_m \delta'_{rm}$  wird unmittelbar an der Gelenklehre abgelesen. Der Angriffspunkt  $m$  der Last  $P_m$  darf beliebig gewählt werden. Es empfiehlt sich jedoch, die Last so anzubringen, daß möglichst große Unterschiede der Durchbiegungen  $\Delta_{km} - \Delta'_{km}$  entstehen.

Wird, wie in Abschnitt 1, die ausgeschaltete Größe als äußere Belastung eingeführt, so stellt die entsprechende Biegelinie ohne weiteres die Einflußlinie der gesuchten Größe dar, indem eine solche Belastung am ursprünglichen System keine Durchbiegungen erzeugt.

Die Ableitungen des Abschnitts 1 gelten nicht nur für den spannungslosen Zustand als Ausgangspunkt der Betrachtung, sondern auch allgemein für jeden durch Vorbelastung oder sonstige Ursachen bedingten Spannungszustand im Geltungsbereich des Superpositionsgesetzes.

<sup>9)</sup> Gl. (22) ist zuerst von Dr. sc. techn. Sayed Abd El-Wahed abgeleitet worden.

**Die Gelenklehre.**

Wird das mit einem Gelenk in dem zu untersuchenden Querschnitt ausgestattete Modell mit Hilfe von Umlenkrollen und Gewichten belastet (Vorbelastung) und zunächst eine gegenseitige Verdrehung der Schnittflächen um das Gelenk verhindert, so stellt sich der diesem Belastungszustand entsprechende Verformungszustand des ursprünglichen,  $n$ -fach statisch unbestimmten Hauptsystemes ein. Läßt man nun das eingebaute Gelenk durch Beseitigung der Festhaltevorrchtung zur Wirkung gelangen, so entstehen Formänderungen, die der durch das Gelenk ausgeschalteten statisch unbestimmten Größe (Bieugungsmoment) proportional sind. Die Einflußlinie dieser Größe für eine wandernde Einzellast  $P=1$  ergibt sich dann unmittelbar durch Messung der Verschiebungen  $\eta_k$  der Angriffspunkte  $K$  und des Verdrehungswinkels  $\varphi$  der Schnittflächen aus

$$y_k = \frac{\eta_k}{\varphi}$$

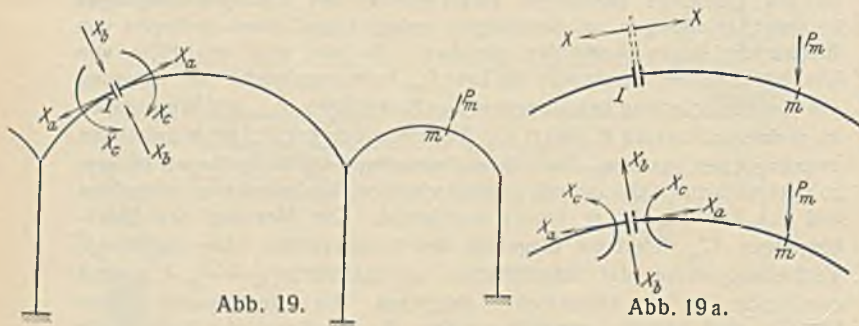
Gegenüber des von Sayed Abd El-Wahed angewandten Gelenkverfahrens ist nur die halbe Zahl von Ablesungen am Meßmikroskop erforderlich. Durch die Verwendung einer Gelenklehre kann außerdem eine größere Genauigkeit und Zuverlässigkeit der Ergebnisse erreicht werden.

Die Gelenklehre besteht aus zwei um das Gelenk drehbaren Riegeln mit einer Festhaltevorrchtung (Sperrstift) zur Behinderung der gegenseitigen Verdrehung der Schnittflächen unter der Vorbelastung und einer Ablesevorrichtung zur Messung des Verdrehungswinkels der Schnittflächen, der sich nach dem Freimachen des Gelenkes einstellt. Wird die Drehwinkelverformungslehre mit Sperrstift und die Mikrometerschraube mit Taster ausgestattet, so kann sie ohne weiteres als Gelenklehre benutzt werden. Das unter einer bestimmten Belastung (Einzellast, Lastengruppe oder gleichmäßig verteilte Last) in dem zu untersuchenden Querschnitt auftretende Bieugungsmoment ( $X$ ) kann schließlich auch unmittelbar durch eine an der Gelenklehre entsprechend Abb. 16 angebrachte Zusatzbelastung ( $Z=X$ ) bestimmt werden, die so groß zu wählen ist, daß keine gegenseitige Verdrehung der Schnittflächen um das Gelenk entsteht. Mit anderen Worten: Die Zusatzbelastung am  $(n-1)$ -fach statisch unbestimmten Grundsystem dreht die durch die Vorbelastung um das Gelenk verdrehten Schnittflächen in die ursprünglich parallele Lage beim  $n$ -fach statisch unbestimmten Hauptsystem zurück.

Zur Bestimmung der unter einer bestimmten Belastung auftretenden  $\left\{ \begin{matrix} \text{Normal-} \\ \text{Quer-} \end{matrix} \right\}$  Kraft in dem zu untersuchenden Querschnitt ist an den Zwangführungen entsprechend Abb.  $\left\{ \begin{matrix} 17 \\ 18 \end{matrix} \right\}$  eine Zusatzbelastung anzubringen, die gegenseitige Parallelverschiebungen der Schnittflächen in Richtung der  $\left\{ \begin{matrix} \text{Normal-} \\ \text{Quer-} \end{matrix} \right\}$  Kraft aufhebt.

**5. Das allgemeine Schnittverfahren und die Elastizitätsgleichungen.**

Mit jedem Schnitt durch ein ebenes Tragwerk werden drei statische Größen ausgeschieden: eine Normalkraft, eine Querkraft und ein Bieugungsmoment (Abb. 19). Die inneren Kräfte treten stets paarweise auf. Zur Berechnung der inneren Kräfte in einem beliebigen Querschnitt eines beliebigfach statisch unbestimmten Systems dienen die Elastizitätsgleichungen, die in anschaulicher Weise aus den Formänderungen auf geometrischem Wege hergeleitet werden können.



Ein Schnitt bei I durch das mit einer beliebig gerichteten Kraft  $P_m$  in  $m$  belastete Tragwerk (Abb. 19a) schaltet die dort auftretende innere Kraft  $X$  bzw. deren Komponenten  $X_a$ ,  $X_b$  und  $X_c$  aus. Unter der Voraussetzung starrer Widerlager verschiebt sich der Angriffspunkt von  $X_a$  und  $X_b$  um  $P_m \delta_{am}$  in Richtung  $X_a$  und  $P_m \delta_{mb}$  in Richtung  $X_b$ .

Die Schnittfläche (Angriffsebene von  $X_c$ ) verdreht sich um  $P_m \delta_{cm}$  im Drehsinn  $X_c$ , wobei  $\left\{ \begin{matrix} \delta_{am} \\ \delta_{bm} \end{matrix} \right\}$  die Verschiebung des Angriffspunktes von  $\left\{ \begin{matrix} X_a \\ X_b \end{matrix} \right\}$  infolge  $P_m = 1$  in Richtung  $\left\{ \begin{matrix} X_a \\ X_b \end{matrix} \right\}$  und  $\delta_{cm}$  die Verdrehung der Schnittfläche infolge  $X_c = 1$  bedeutet. Um den ursprünglichen Zustand wiederherzustellen, bringt man an den beiden Schnittflächen die Größen  $X_a$ ,

$X_b$  und  $X_c$  an. Mit den Bezeichnungen  $\delta_{aa}$ ,  $\delta_{ab}$ ,  $\delta_{ac}$  = gegenseitige Verschiebungen der Angriffspunkte von  $X_a$  infolge  $X_a = 1$ ,  $X_b = 1$ ,  $X_c = 1$  in Richtung  $X_a$ ,  $\delta_{ba}$ ,  $\delta_{bb}$ ,  $\delta_{bc}$  = gegenseitige Verschiebung der Angriffspunkte von  $X_b$  infolge  $X_a = 1$ ,  $X_b = 1$ ,  $X_c = 1$  in Richtung  $X_b$ ,  $\delta_{ca}$ ,  $\delta_{cb}$ ,  $\delta_{cc}$  = gegenseitige Verdrehungen der Angriffflächen von  $X_c$  infolge  $X_a = 1$ ,  $X_b = 1$ ,  $X_c = 1$  im Drehsinn  $X_c$  ergibt sich für den Belastungszustand  $X_a$ ,  $X_b$  und  $X_c$  im Schnitt I die gesamte gegenseitige Verschiebung der Angriffspunkte von

$X_a$  in Richtung  $X_a$  zu  $X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} + X_c \delta_{ac}$ ,

die gesamte gegenseitige Verschiebung der Angriffspunkte von

$X_b$  in Richtung  $X_b$  zu  $X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{bc}$ ,

die gesamte gegenseitige Verdrehung der Angriffsflächen von  $X_c$  im Drehsinn  $X_c$  zu

$$X_a \delta_{ca} + X_b \delta_{cb} + X_c \delta_{cc}$$

Die Übereinanderlagerung der beiden Belastungsfälle liefert, da bei inneren Kräften die gegenseitigen Verschiebungen und Verdrehungen der Schnittflächen stets gleich Null sind, die drei Elastizitätsgleichungen

$$(23) \quad \begin{cases} P_m \delta_{am} + X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} + X_c \delta_{ac} = 0 \\ P_m \delta_{bm} + X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{bc} = 0 \\ P_m \delta_{cm} + X_a \delta_{ca} + X_b \delta_{cb} + X_c \delta_{cc} = 0, \end{cases}$$

die nach Anwendung des Maxwellschen Satzes lauten:

$$(24) \quad \begin{cases} P_m \delta_{ma} + X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ab} + X_c \delta_{ac} = 0 \\ P_m \delta_{mb} + X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{bc} = 0 \\ P_m \delta_{mc} + X_a \delta_{ca} + X_b \delta_{cb} + X_c \delta_{cc} = 0, \end{cases}$$

worin  $\delta_{ma}$ ,  $\delta_{mb}$ ,  $\delta_{mc}$  den Weg des Lastangriffspunktes  $m$  in Richtung  $P_m$  infolge  $X_a = 1$ ,  $X_b = 1$ ,  $X_c = 1$  im Schnitt I bedeutet.

Aus diesen Gleichungen lassen sich die statisch unbestimmten Größen errechnen, nachdem die Verschiebungen und Verdrehungen für die Belastungszustände  $X_a = 1$ ,  $X_b = 1$  und  $X_c = 1$  auf irgendeinem Wege bestimmt sind.

**6. Verfahren mit Verformungslehren.**

Für eine am Modell erzwungene gegenseitige Parallelverschiebung der Schnittflächen  $\delta_{aa}$  in Richtung  $X_a$ , wobei gleichzeitig  $\delta_{ab} = 0$  und  $\delta_{ac} = 0$  werden, erhält die erste Elastizitätsgleichung die Form

$$P_m \delta_{ma} + X_a \delta_{aa} = 0,$$

woraus folgt

$$X_a = - \frac{P_m \delta_{ma}}{\delta_{aa}}$$

In gleicher Weise folgt für eine gegenseitige Parallelverschiebung der Schnittflächen in Richtung  $X_b$ , wobei gleichzeitig  $\delta_{ba} = 0$  und  $\delta_{bc} = 0$  werden,

$$X_b = - \frac{P_m \delta_{mb}}{\delta_{bb}}$$

und für eine gegenseitige Verdrehung der Schnittflächen um die Schwerachse im Drehsinn  $X_c$ , wobei gleichzeitig  $\delta_{ca} = 0$  und  $\delta_{cb} = 0$  werden,

$$X_c = - \frac{P_m \delta_{mc}}{\delta_{cc}}$$

Mit den Formänderungserzeugern (Abb. 11 bzw. 12, 14 u. 15) und mit dem Gerät von Prof. Beggs, Princeton University, USA., lassen sich diese Verschiebungszustände in einfacher Weise am Modell herstellen und vermessen.

**7. Die stufenweise Ausschaltung der statisch unbestimmten Größen.**

Das  $n$ -fach statisch unbestimmte System wird durch die stufenweise Ausschaltung der statisch unbestimmten Größen  $X_a$ ,  $X_b$  und  $X_c$  im Querschnitt I nacheinander auf ein  $(n-1)$ -,  $(n-2)$ -,  $(n-3)$ -fach statisch unbestimmtes Grundsystem zurückgeführt.

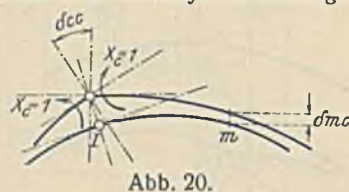


Abb. 20.

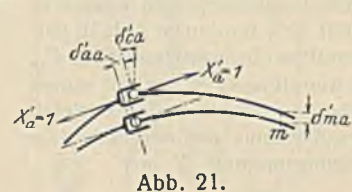


Abb. 21.

Wird entsprechend Abb. 20 an dem Hauptsystem zunächst das im Schnitt I auftretende Bieugungsmoment  $X_c$  durch ein reibungsloses Gelenk ausgeschaltet und als Belastung eingeführt, so ergibt sich

$$(25) \quad X_c = - \frac{P_m \delta_{mc}}{\delta_{cc}}$$

Indem man nun durch eine Zwangführung entsprechend Abb. 21 (Ausschaltung von  $X_a$ ) das  $(n-1)$ -fach statisch unbestimmte Grundsystem auf



ein zweites,  $(n-2)$ -fach statisch unbestimmtes Grundsystem zurückführt, ergibt sich die am ersten Grundsystem auftretende Normalkraft  $X_a'$  aus

$$(26) \quad X_a' = - \frac{P_m \delta'_{ma}}{\delta'_{aa}}$$

und die gesuchte Normalkraft  $X_a$  am ursprünglichen System aus:

$$(27) \quad X_a = X_a' + X_c \cdot \frac{\delta'_{ca}}{\delta'_{aa}}$$

Wird das zweite Grundsystem durch Beseitigung der Zwangsführung (Abb. 22), auf ein drittes,  $(n-3)$ -fach statisch unbestimmtes Grundsystem zurückgeführt, so erhält man:

$$(28) \quad X_b'' = - \frac{P_m \delta''_{mb}}{\delta''_{bb}}$$

$$(29) \quad X_b = X_b'' + X_a \cdot \frac{\delta''_{ba}}{\delta''_{bb}} + X_c \cdot \frac{\delta''_{bc}}{\delta''_{bb}}$$

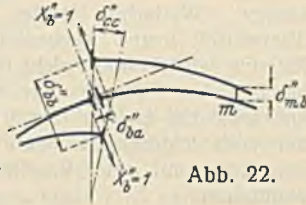


Abb. 22.

Mit diesen Beziehungen lassen sich die Einflußlinien von  $X_a$ ,  $X_b$  und  $X_c$  bestimmen.

Unter Anwendung der stufenweisen Ausschaltung ergibt sich folgendes Modellverfahren: An dem mit  $P_m$  in  $m$  belasteten Tragwerkmodell wird zunächst durch ein reibungsloses Gelenk im Schnitt I die statisch unbestimmte Größe  $X_c$  ausgeschaltet. Mit dem am Modell gemessenen Formänderungsunterschieden  $\Delta'_{km} - \Delta''_{km}$  und der Winkelverdrehung  $\Delta'_{cm} - \Delta''_{cm}$  (Abb. 23) ergibt sich nach Gl. (22)

$$(30) \quad c_{y_k} = \frac{\Delta'_{km} - \Delta''_{km}}{\Delta'_{cm}}$$

Zur Ausschaltung von  $X_c$  und  $X_a$  wird das Gelenk beseitigt und die Belastung  $P_m$  in  $m$  durch zwei gleich große, entgegengesetzt gerichtete Querkräfte  $Q_1$  entsprechend Abb. 24 in der Weise ergänzt, daß die gegenseitige Parallelverschiebung der Schnittflächen in Richtung  $X_b$  zu Null wird. Mit den Formänderungsunterschieden  $\Delta'_{km} - \Delta''_{km}$  erhält man die

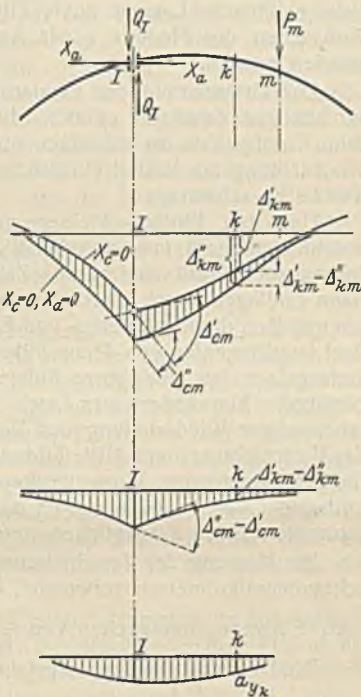


Abb. 24.

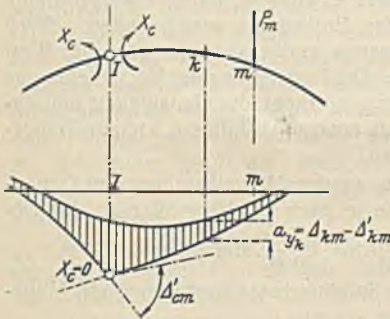


Abb. 23.

Ordinate  $a_{y_k}'$  der Einflußlinie für die am  $n-1$ -fach statisch unbestimmten Grundsystem auftretende Normalkraft  $X_a'$  aus

$$(31) \quad a_{y_k}' = \frac{\Delta'_{km} - \Delta''_{km}}{\Delta'_{am}}$$

und die gesuchte Ordinate  $a_{y_k}$  der Einflußlinie der Größe  $X_a$  am Hauptsystem aus

$$(32) \quad a_{y_k} = a_{y_k}' + c_{y_k} \cdot \frac{\Delta''_{cm} - \Delta'_{cm}}{\Delta'_{am}}$$

indem die am ersten Grundsystem entstehende Normalkraft  $X_a'$  infolge der Belastung  $X_c = 1$  durch den Winkel  $(\Delta'_{cm} - \Delta''_{cm})$  angegeben ist.

Nach Beseitigung der Kräfte  $Q_1$  ist schließlich auch die dritte statisch unbestimmte Größe  $X_b$  ausgeschaltet, das ursprüngliche System auf ein  $(n-3)$ -fach statisch unbestimmtes Grundsystem zurückgeführt (Abb. 25). Die Ordinate

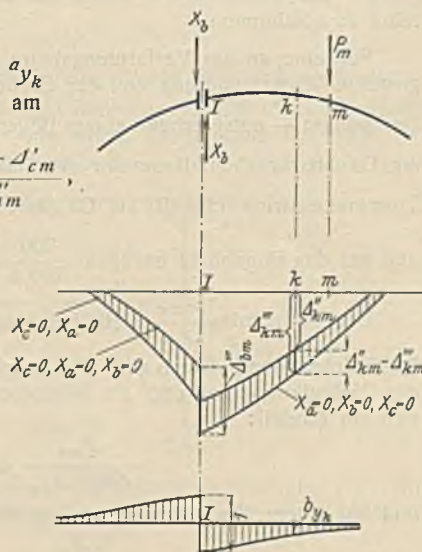


Abb. 25.

naten der Einflußlinien für die am  $(n-2)$ -fach statisch unbestimmten Grundsystem auftretende Querkraft  $X_b''$  folgen aus der Gleichung:

$$(33) \quad b_{y_k}'' = \frac{\Delta''_{km} - \Delta'_{km}}{\Delta''_{bm}}$$

Für den Schnitt I ergibt sich  $b_{y_1} = 1$ . Die Querkraft  $X_b$  stimmt also mit der Zusatzbelastung  $Q_1$  überein. Für die Einflußordinate der Größe  $X_b$  am Hauptsystem gilt die Gleichung:

$$b_{y_k} = b_{y_k}'' + a_{y_k}' \cdot \frac{\Delta''_{am} - \Delta'_{am}}{\Delta''_{bm}} + c_{y_k} \cdot \frac{\Delta''_{cm} - \Delta'_{cm}}{\Delta''_{bm}}$$

und da  $\Delta''_{am} - \Delta'_{am} = 0$  sowie  $\Delta''_{cm} - \Delta'_{cm} = 0$ :

$$b_{y_k} = b_{y_k}''$$

### 8. Die Auswertung der Einflußlinien.

Nach der Bestimmung der Einflußlinien der Schnittmomente, Normalkräfte und Querkräfte für eine ausreichende Anzahl von Querschnitten ist der weitere Gang der Festigkeitsrechnung der gleiche wie beim rein rechnerischen Verfahren. Die Einflußlinien werden in der Regel graphisch ausgewertet. Man sucht die jeweils ungünstigen Laststellungen durch Probieren und erhält die Grenzwerte durch Summenbildung, z. B. die Grenzwerte der Kernmomente  $M_{ko}$  und  $M_{ku}$  und damit zugleich die Grenzwerte der Randspannungen. Die Nachprüfung der Ergebnisse mit den drei Gleichgewichtsbedingungen liefert eine willkommene Kontrolle. Die Gleichgewichtskontrolle setzt z. B. den Baupolizeibeamten oder Prüfungsingenieur in die Lage, den Genauigkeitsgrad der nach dem Modellverfahren auf mechanischem Wege gefundenen statisch unbestimmten Größe (innere Schnittkräfte und Stützkkräfte) nachzuprüfen, ohne daß er die Modellversuche und Messungen zu wiederholen braucht.

### 9. Die Vorteile der Modellverfahren.

Bei der Anwendung der analytischen Theorie der Ingenieurkonstruktionen auf praktische Beispiele, z. B. auf die Berechnung von Bogen, Rahmen und von gegliederten Tragwerken mit biegesteifen Knoten müssen bekanntlich mehr oder weniger zutreffende Voraussetzungen und vereinfachende Annahmen gemacht werden, um die Rechenarbeit zu vermindern. Die Ergebnisse der analytischen Rechnung stimmen deshalb nur näherungsweise mit der Wirklichkeit überein. Die Modellverfahren bieten in solchen Fällen die Möglichkeit einer raschen und zuverlässigen Nachprüfung der angewandten Theorie und ihrer Ergebnisse. Die am Modell hervorgerufenen Verformungszustände geben die Einflüsse der Achsform, der Veränderlichkeit der Querschnitte, der Trägheitsmomente, der Steifigkeit und der Auflagerbedingungen usw. genau wieder. Die wirklichkeitstreuere Nachbildung des Modells und sehr genaue Messungen vorausgesetzt, dürfte also die im Modellverfahren auf mechanischem Wege gefundene Lösung der Wirklichkeit näher kommen als die theoretische Berechnung unter vereinfachenden Annahmen, der ein abstrahiertes, in der Regel mathematisch erfassbares System zugrunde gelegt wird. Das Modellverfahren ist unentbehrlich, wo es sich um die Behandlung von sehr verwickelten Konstruktionen handelt, wenn die verfügbaren Berechnungsverfahren nicht ausreichen oder für die praktische Anwendung noch nicht genügend ausgearbeitet oder nur mit großem Zeitaufwand durchführbar sind, oder wenn so weitgehende vereinfachende Annahmen und sonstige Voraussetzungen gemacht werden müssen, daß die Ergebnisse nicht mehr vertrauenswürdig erscheinen. Die Zuverlässigkeit der theoretischen Rechnung hört meist da auf, wo die Verformungszustände nicht unmittelbar veranschaulicht werden können. Die Modellverfahren mit Verformungslehren erleichtern den Einblick in die statische Wirkungsweise der Tragwerke. Vorzeichenfehler sind ausgeschlossen. Die Untersuchung erfordert außerdem weniger Zeit und ein Mindestmaß von mathematischer Arbeit.

### 10. Modellstoff. Modellanfertigung.

Die Modelle werden in der Regel aus Zelluloid hergestellt. Zelluloidplatten sind in beliebigen Längen, Breiten und Dicken und in verschiedenen Farben erhältlich. Die weißen Platten sind für das Aufzeichnen der Modelle vorteilhaft und besitzen außerdem größere Festigkeit als die durchsichtigen Platten. Zelluloid ist nahezu isotrop und verhält sich bei Spannungen bis  $250 \text{ kg/cm}^2$  hinreichend elastisch. Zugfestigkeit 400 bis  $500 \text{ kg/cm}^2$ , Fließgrenze zwischen 300 und  $400 \text{ kg/cm}^2$ , Elastizitätsmaß im Mittel  $25000 \text{ kg/cm}^2$ , Querdehnungszahl = 2,4. Die Modelle sollen das statische Verhalten der wirklichen Tragwerke möglichst genau wiedergeben. Damit die Formänderungszustände des Modells unter irgendeiner Belastung verhältnismäßig (proportional vergrößert) denjenigen am wirklichen Tragwerk erscheinen, muß die Form flächentreu (geometrisch ähnlich) sein. Der Längenmaßstab  $m = \frac{\varrho \text{ Tragwerk}}{\varrho \text{ Modell}}$  kann in handlichen Grenzen beliebig

gewählt werden. Der Dickenmaßstab  $n = \frac{\mathfrak{D} \text{ Tragwerk}}{\mathfrak{D} \text{ Modell}}$  ist unabhängig vom Längenmaßstab. Durch Aufleimen von Scheiben kann die Modelldicke geändert und den tatsächlichen Verhältnissen angepaßt werden. Für die Querschnittflächen gilt  $\frac{F \text{ Tragwerk}}{F \text{ Modell}} = n m$ ; für die Trägheitsmomente  $\frac{\mathfrak{J} \text{ Tragwerk}}{\mathfrak{J} \text{ Modell}} = n m^3$ . Das Verhältnis der Verschiebungen  $\frac{\Delta \text{ Modell}}{\Delta \text{ Tragwerk}} = \frac{E \text{ Modell}}{E \text{ Tragwerk}} \cdot n$  ist vom Längenmaßstab unabhängig. Der Längenmaßstab der Modelle kann um so kleiner gewählt werden, je größer die Genauigkeit der Ablesevorrichtungen ist.

Aus der Hauptgleichung

$$X_r = -P_m \cdot \frac{\delta_{mr}}{\delta_{rr}}$$

wird gefolgert, daß die Elastizitätsmaße vom wirklichen Tragwerk und vom Modell außer Ansatz bleiben dürfen. Das ist jedoch streng wissenschaftlich nicht richtig. Das Prinzip der virtuellen Formänderungsarbeit liefert für eine Verschiebung  $\delta$

am Tragwerk

$$1 \delta = \int \frac{N N'}{E F} \cdot ds + \int \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{Q Q'}{G F} \cdot ds + \int \frac{M M'}{E J} \cdot ds,$$

am Modell

$$1 \delta = \int \frac{N N'}{E_m F_m} \cdot ds_m + \int \frac{1}{\alpha_m} \cdot \frac{Q Q'}{G_m F_m} \cdot ds_m + \int \frac{M M'}{E_m J_m} \cdot ds_m.$$

In Fällen, wo die Formänderungen durch Querkräfte eine maßgebende Rolle spielen, ist das Verhältnis  $\frac{\alpha_m G}{\alpha G_m}$  von Einfluß. Darf der Einfluß der Querkräfte vernachlässigt werden, so ist das Verhältnis  $\frac{E}{E_m}$  ohne Bedeutung.

Unter der Voraussetzung, daß

$$s_m = \frac{1}{m} \cdot s,$$

$$F_m = \frac{1}{m n} \cdot F,$$

$$\mathfrak{J}_m = \frac{1}{m^3 n} \cdot J$$

und

$$E_m = \frac{1}{\alpha} \cdot E$$

ergibt sich der von den Normalkräften herrührende Anteil der Verschiebung

$$(34) \quad \int \frac{N N'}{E F} \cdot ds = \int \frac{N N'}{\alpha E_m m n F_m} \cdot m ds_m = \frac{1}{\alpha n} \cdot \delta_m$$

und der von den Momenten herrührende Anteil der Verschiebung

$$\int \frac{M M'}{E J} \cdot ds = \int \frac{M M'}{\alpha E_m m^3 J_m} \cdot m ds_m$$

unter Beachtung, daß

$$(35) \quad M = N e = \frac{1}{n \alpha} \int \frac{N N' e_m e_m'}{E_m F_m} \cdot ds_m = \frac{1}{\alpha n} \cdot \delta_m$$

der Quotient zweier Verschiebungen am Modell ist also unabhängig von den Maßstäben  $n$  und  $m$ , wenn die Querschnittsflächen des Modells im Maßstabe  $n m$ , die Trägheitsmomente im Maßstabe  $n m^3$  verkleinert werden.

### 11. Gebrauchsanweisung.

Die Modelle werden mit Laubsäge aus Platten ausgesägt und mit Azeton zusammengeleimt. Man kann auch die Randlinien mit einem scharfen Messer einritzen und die Modelle ausbrechen. Geleimte Teile dürfen erst nach mehrwöchiger Erhärtungsdauer beansprucht werden.

Die Modelle sind auf einem ebenen Brett entsprechend den Auflagerbedingungen zu befestigen. Zur Einspannung der Stützenfüße werden Klemmplatten und Schrauben verwendet. Rollenlager werden durch Pendelstützen ersetzt.

Am Modell wird die Achsenfigur mit den zu untersuchenden Querschnitten und den Angriffspunkten der äußeren Kräfte durch feine Reißlinien gekennzeichnet. Hierzu kommt noch die Markierung der Kernpunkte.

Nach der Befestigung des Modells auf der Unterlage wird der erste Schnitt geführt und ein schmaler Spalt hergestellt, der kleine gegenseitige Verdrehungen und Verschiebungen der Schnittflächen ermöglicht. Hierauf folgt der Einbau der Verformungslehre, wobei die genaue Lage des Drehpunktes mit Hilfe von Zentrierstiften festgelegt und mit dem Mikroskop nachgeprüft wird. Beim Einsetzen der Verformungslehre in den Kernpunkten empfiehlt es sich, den Abstand des Gelenkmittelpunktes von der Bogenachse mikroskopisch zu kontrollieren, da kleine Ungenauigkeiten der Gelenklage die Meßergebnisse ungünstig beeinflussen. Modell und Verformungslehre sind auf Stahlkugeln zwischen Glasplatten beweglich zu lagern, so daß beide sich reibungslos einstellen und verschieben können. Weiterhin ist das Modell durch Auflegen kleiner Gewichte (Bleiwürfel) gegen Ausbeulen aus der Modellebene zu sichern. Die Reibung wird dadurch nicht nennenswert erhöht. Die Stahlkugeln müssen durch kleine Führungsringe am Abrollen gehindert werden. Die Verformungslehre ist vor der Benutzung sorgfältig mit Benzin zu reinigen, um etwa angesetzten Staub und Schmutz zu entfernen und nach der Benutzung mit guter Vaseline einzufetten, um jeglichen Rostansatz zu verhindern.

Das Einstellen eines Verformungszustandes mit der Verformungslehre und das Ablesen der entsprechenden Verschiebung des Angriffspunktes einer äußeren Kraft in deren Richtung muß rasch nacheinander durchgeführt werden, um Einflüsse von Temperaturänderungen möglichst auszuschließen. Zur Beleuchtung unter dem Mikroskop dürfen, wenn das Tageslicht nicht ausreicht, nur Taschenlampen benutzt werden, da gewöhnliche elektrische Lampen zuviel Hitze ausstrahlen. Außerdem muß jedes Anhauchen des Modells sowie Aufstützen auf dem Unterlagsbrett vermieden werden.

Zur Orientierung des Okularmikrometers für die Messung der Verschiebungen empfiehlt es sich, die zu beobachtenden Meßstellen durch feine Tuschkpunkte zu markieren und neben denselben Linien parallel zur Krafrichtung am Modell einzuritzen und zur besseren Sicht am Ende mit Tusche zu schwärzen.

Um den Einfluß kleiner unelastischer Anfangsbewegungen auszuschließen, geht man zweckmäßig von einer am Mikrometer der Verformungslehre auf eine gerade Zahl eingestellten Anfangslage aus, stellt dann Endlagen durch ganze Umdrehungen (1, 2, 3 . . .) am Mikrometer ein und liest die der Anfangs- und Endlage entsprechenden Verschiebungen des Angriffspunktes von  $P$  am Mikroskop ab. Beim Zurückdrehen auf die Anfangslage ist eine kurze Ruhepause erwünscht, damit etwaige kleine bleibende Formänderungen nach der Entlastung verschwinden. Nach mehrmaliger Wiederholung des Vorgangs ergibt sich der gesuchte Wert der Verschiebung durch Mittelbildung. Die Feststellung der Verschiebungen für entgegengesetzte Winkelverdrehungen erhöht die Genauigkeit und Zuverlässigkeit der Ergebnisse, da damit auch die Einflüsse kleiner Temperaturunterschiede ausgeglichen werden.

Zur Messung der Verschiebungen werden Meßmikroskope mit Okularschraubenmikrometern verwendet, die je nach der Vergrößerung der Objektive Ablesegenauigkeiten von  $\frac{1}{500}$  bis  $\frac{1}{2000}$  mm gestatten.

Die Drehwinkelverformungslehre in einfachster Ausführung mit Mikrometerschraube ( $\frac{1}{100}$  mm Ablesegenauigkeit) an 200 mm langem Hebelarm gestattet die Ablesung des Bogenmaßes mit  $\frac{1}{20000}$  Genauigkeit. Um Fehlerquellen auszuschließen, ist mit dem zur Messung der Verschiebungen  $\Delta_{mr}$  verwendeten Mikroskop die Meßkonstante der Verformungslehre zu bestimmen.

Für eine an der Verformungslehre mit der Mikrometerschraube eingestellte Winkeländerung von der Größe 1 mm im Abstand 200 mm vom Drehpunkte — entsprechend einem Bogenmaß  $\frac{1}{200}$  — seien beispielsweise am Okularschraubenmikrometer abgelesen 798,4 Einheiten. Also ist ein Trommelmilstrich (Einheit) am Okularschraubenmikrometer  $= \frac{1}{798,4}$  mm, und auf das Bogenmaß bezogen  $\frac{200}{798,4} = \frac{1}{3,992}$ .

Das Verhältnis  $\frac{\Delta_{mr}}{\Delta_{rr}}$  stellt bei Momenten eine Länge dar; die Zahl 3,992 drückt den Maßstab aus. Mit den Ablesungen am Okularmikrometer des Meßmikroskopes und am Mikrometer der Verformungslehre ergibt sich am Modell:

$$\frac{\Delta_{mr}}{3,992 \Delta_{aa}} \text{ in mm}$$

und bei einem Modellmaßstab  $m$  am Tragwerk

$$\frac{m \Delta_{mr}}{3,992 \Delta_{rr}} \text{ in mm.}$$

Für den Modellmaßstab 1:50 erhält man beispielsweise die Ordinaten der Einflußlinie

$$y = \frac{50 \cdot \frac{J_{mr}}{1000}}{3,992 J_{rr}} \text{ in m}$$

und für eine Verschiebung von 2 mm am Mikrometer der Verformungslehre

$$y = \frac{50 \cdot \frac{J_{mr}}{1000}}{2 \cdot 3,992 J_{rr}}$$

damit für  $P$  in t das gesuchte Biegemoment

$$X_r = -P_m \cdot \frac{J_{ma}}{159,68} \text{ in tm.}$$

Bei der Messung der Verschiebungen mit dem Mikroskop ist hinsichtlich der Vorzeichen zu beachten, daß sich die Verschiebungen im Mikroskop umkehren.

Wenn die Krafrichtung am Modell durch einen Pfeil gekennzeichnet ist und im Blickfelde des Mikroskops der Meßpunkt sich in Richtung der Kraft bewegt, so ist der Drehsinn des Momentes in der Drehrichtung der Verformungslehre anzunehmen.

Am Okularschraubenmikrometer ist nachzuprüfen, ob das Fadenkreuz genau unter  $45^\circ$  zur Meßschraubenachse des Mikrometers steht. Zwei Tuschpunkte in etwa 2 bis 3 mm Abstand auf einer Meßplatte aufgezeichnet, werden so eingestellt, daß der eine Faden des Fadenkreuzes beide Punkte tangiert. Mit dem anderen Faden wird dann der Abstand zweier Außenkanten der beiden Punkte gemessen. Dieselbe Messung wird nach einer Drehung des Fadenkreuzes um  $90^\circ$  wiederholt, wobei der zweite Faden die Punkte an derselben Stelle tangieren muß und mit dem ersten Faden gemessen wird. Beide Ablesungen dürfen nicht mehr als 0,3 Teilstriche voneinander abweichen. Die Einstellungen an der Verformungslehre sind so zu wählen, daß der Meßpunkt im Blickfelde des Mikroskops bleibt. Fällt er darüber hinaus, so ist der Drehwinkel zu verkleinern. Größere Drehwinkel sind erforderlich, um in der Nähe des Nullpunktes der Einflußlinien noch zuverlässige Ablesungen zu erhalten.

Stehen mehrere Mikroskope zur Verfügung, so können für eine Stellung des Formänderungserzeugers gleichzeitig die Bewegungen mehrerer Lastangriffspunkte bestimmt werden. Da der gewöhnliche Markierungspunkt im Blickfelde des Mikroskops stark vergrößert erscheint und deshalb an ihm ein ganz kleines, leicht erkennbares Pünktchen zum wiederholten Anlegen ausgesucht werden muß, so ist es kaum möglich, derartige Markpunkte bei gleichzeitiger Anwendung mehrerer Mikroskope während eines Vorganges mit Sicherheit wiederzufinden. Um die Einstellung zu erleichtern und die Meßgenauigkeit zu erhöhen, hat man besondere Meßmarken konstruiert, die sich leicht in das Zelluloid eindrücken lassen.

Weiterhin ist beim Einstellen des Okularmikrometers in der Anfangslage darauf zu achten, daß beim Anlegen der Waagerechten im Fadenkreuz an irgendein Pünktchen des Markierungskreises oder an die Meßmarke die beiden beweglichen parallelen Linien ungefähr bei der Zahl 4 stehen, d. h. der Nullpunkt des Fadenkreuzes möglichst in die Mitte der Skala zu liegen kommt, um Ablesungen nach beiden Seiten zu ermöglichen.

Die gefundenen Einflußordinaten trage man sofort auf Millimeterpapier auf. Am Verlauf der Einflußlinie erkennt man leicht, welche Punkte einer Nachprüfung und Verbesserung durch Wiederholung der Messung bedürfen.

## 12. Einfluß von Temperaturänderungen und Schwindvorgängen.

Der Balken  $CD$  des zweiastigen Rahmens  $ABCD$  (Abb. 26) erfahre eine Temperaturerhöhung um  $t^\circ$  bei einem Temperaturunterschied  $\Delta t^\circ$  zwischen der oberen und unteren Randfaser.

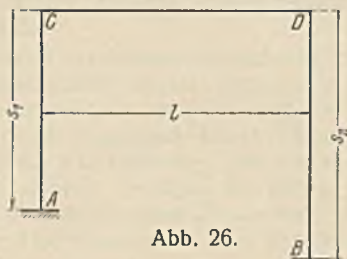


Abb. 26.

Am freigemachten Balken bewirkt die Temperaturerhöhung  $+t^\circ$  eine Verlängerung um  $\epsilon_t t^\circ l$ , der Temperaturunterschied  $\Delta t^\circ$  eine Verbiegung entsprechend einer Verformung der Balkenelemente  $\frac{\epsilon_t \Delta t}{h} \cdot ds$ . Der

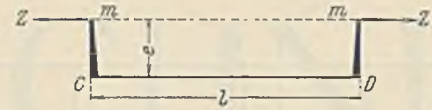


Abb. 27.

gleiche Formänderungszustand kann durch eine Belastung entsprechend Abb. 27 hervorgerufen werden. Aus den Bedingungsgleichungen

$$\frac{Z}{EF} \cdot l = \epsilon_t t^\circ l,$$

$$\frac{Ze}{EJ} \cdot ds = \frac{\epsilon_t \Delta t^\circ}{h} \cdot ds$$

folgt:

$$(36) \quad Z = EF \epsilon_t t^\circ,$$

$$(37) \quad e = \frac{J}{Fh} \cdot \frac{\Delta t^\circ}{t^\circ}.$$

Wird nun der Rahmen am linken Einspannquerschnitt des Balkens durchgeschnitten, die dort auftretende Normalkraft  $X_a$  durch eine Zwangführung (Abb. 28) ausgeschaltet und am Modell eine Parallelverschiebung der

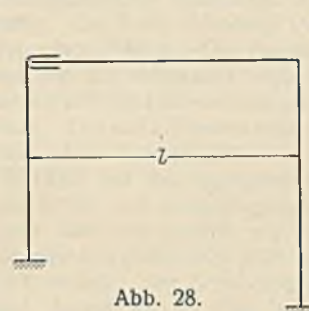


Abb. 28.

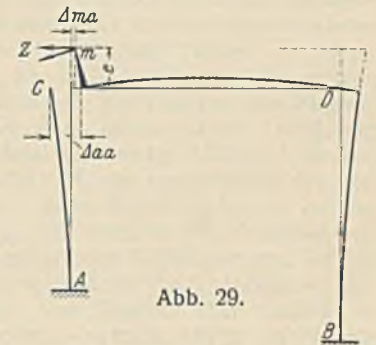


Abb. 29.

Schnittflächen in Richtung  $X_a$  um  $\Delta a_a$  erzwungen (Abb. 29), so erhält man für die Ersatzlast  $Z$  am Hebelarm  $e$  die Größe  $X_a$  aus

$$(38) \quad X_a = -Z \cdot \frac{\Delta a_a}{\Delta a_c},$$

worin  $\Delta a_a$  die Verschiebung des Angriffspunktes von  $Z$  in der Krafrichtung bedeutet (Abb. 30).

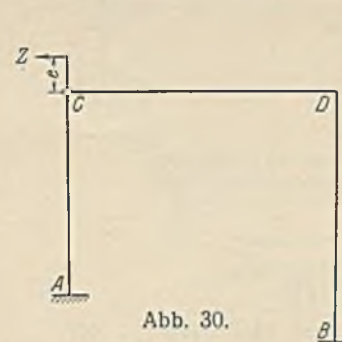


Abb. 30.

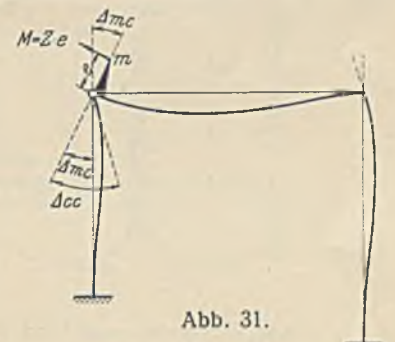


Abb. 31.

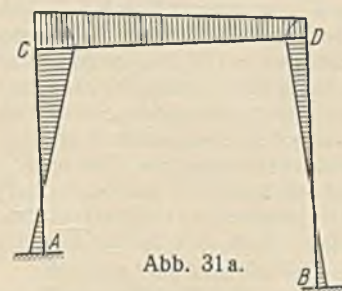


Abb. 31 a.

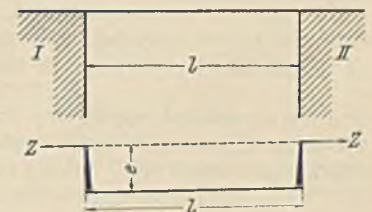


Abb. 32.

Die Ausschaltung des Biegemomentes  $X_c$  durch ein Gelenk und die Erzwingung einer gegenseitigen Verdrehung der Schnittflächen  $\Delta c_c$  im Drehsinne des Momentes  $X_c$  (Abb. 31) liefert:

$$(39) \quad X_c = -Z e \cdot \frac{\Delta m_c}{\Delta c_c}.$$

Mit dem in gleicher Weise bestimmten Biegemoment, dem rechten

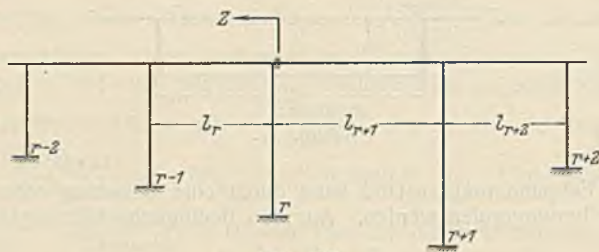


Abb. 33.

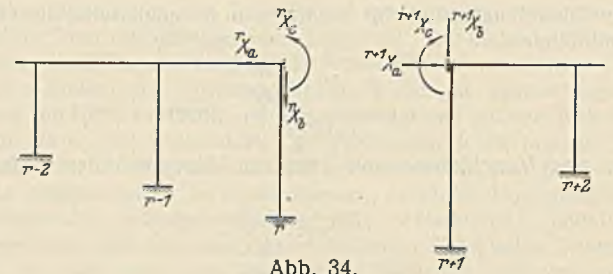


Abb. 34.

Stützenkopf, ist der Verlauf der Momentenlinie bekannt (Abb. 31 u. 31 a). Sind zwei Rahmentragwerke I und II durch einen Balken steif verbunden (Abb. 32), so lassen sich wieder die infolge einer Temperaturänderung  $t^\circ$  des Balkens bei einem Temperaturunterschied  $\Delta t^\circ$  zwischen oberer und unterer Randfaser auftretenden Schnittkräfte  $X_a$ ,  $X_b$  und  $X_c$  in den Einspannquerschnitten des Balkens (Abb. 33) nach den vorstehenden Ableitungen auf mechanischem Wege bestimmen.

Die in den Balken links und rechts anschließenden Rahmentragwerke sind sodann für die in Abb. 34 gezeichneten Belastungszustände zu untersuchen.

Weitere Ableitungen sowie Ausführungen über die praktische Anwendung des Modellverfahrens auf Bogen, Bogenreihen und Rahmentragwerke unter Gegenüberstellung der Ergebnisse von analytischen oder graphischen Lösungen und von Modellversuchen werden folgen.