

# DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

20. Juni 1942

Heft 25/26

## DALBEN IM HAMBURGER HAFEN.

Von Oberbaurat Dipl.-Ing. H. Wedekind, Hamburg.

DK 627.341.3 (435.15)

**Übersicht:** Die vom Strom- und Hafenanbau Hamburg verwendeten verschiedenen Dalbenarten werden nach Form, Beanspruchung und Gebrauch beschrieben. Aus der Praxis heraus werden die wichtigsten Gesichtspunkte für Konstruktion und Bau entwickelt, die derzeitigen Kosten angegeben und die Verwendungsmöglichkeiten stählerner Dalben untersucht.

Unter „Dalben“ sind die in jedem Hafen vorhandenen Pfahlwerke zu verstehen, die zum Festmachen der Schiffe, darüber hinaus aber noch verschiedenen anderen Zwecken dienen. Die Bezeichnung ist entstanden aus dem Wort „Deich- oder Diek-Dallen“, das waren in den Deich eingegrabene Pfähle, an denen in alten Zeiten die am Deichfuß liegenden Schiffe festgemacht wurden. Die vielfach angewendete und angeblich auf den Herzog von Alba zurückgehende Bezeichnung mit Duc d'Albe oder Dückdalbe ist abwegig.

Nach dem Verwendungszweck unterscheidet man folgende Arten von Dalben:

1. **Vertäudalben** zum Anbinden der Schiffe. Zum Unterschied von anderen Dalbenarten sind sie mit Haltevorrichtungen ausgestattet.
2. **Schutz- oder Streichdalben**, die das Schiff von vorspringenden Kaizungen oder Kaimauerecken fernhalten sollen. An Einfahrten zu Schleusen und Brücken nennt man sie Leitdalben. Hierher gehören auch die an schwimmenden Landungsanlagen zum Schutz der Pontons vorspringenden Pfahlgruppen und — in weiterem Sinne — die an allen Kaimauern angebrachten Streichpfähle oder Reibehölzer. Allen gemeinsam ist die Aufgabe des Schutzes der Hafenanlagen vor Schiffstößen.
3. **Führungsdalben** dienen zum Halten und Führen schwimmender Landungsanlagen und Schwimmdocks.
4. **Fenderdalben** vor Kaimauern bei nachträglicher Vergrößerung der Wassertiefe ohne Umbau der Kaimauer oder als „verstärkte Streichpfähle“ in besonderen Fällen.
5. **Sonder-Ausführungen:**
  - a) **Eisbrecher** zum Schutz von Brückenpfeilern oder schwimmenden Landungsanlagen vor Eisgang.
  - b) **Aufhängevorrichtungen** für die Brücken schwimmender Landungsanlagen beim Ausfahren des Pontons.
  - c) **Leuchtfeurdalben** zum Tragen von Leuchtfeuern an Schiffahrtswegen; meist gleichzeitig Schutzdalben.
  - d) **Deviationsdalben** zum Befestigen der Schiffe beim Drehen zur Kompaßeinrichtung.

### A. Richtlinien für Bau und Gebrauch, Bauformen.

#### 1. Vertäudalben.

Die Abb. 1—6 zeigen die Konstruktion der am meisten verwendeten 4-, 6-, 8-, 12-, 16- und 24-pfählichen Vertäudalben. Einzelheiten ergeben sich aus den Abbildungen. — Für die gewählten Konstruktionen waren folgende, allgemein gültige Überlegungen maßgebend:

Die Oberkante des Dalbens liegt auf + 5,60 N.N., d. h. so hoch, daß der Dalben auch bei höchstem Hochwasser (+ 5,25 N.N.) noch über die Wasseroberfläche emporragt. Diese

Höhenlage ist unbedingt erforderlich, um eine Gefährdung der Schifffahrt zu vermeiden.

Für die Rammtiefe der Pfähle reichen 5—6 m aus, d. h. dieses Maß gilt nur für die durchrammten tragfähigen in Hamburg anstehenden Sand- oder Kiesschichten; etwa vorhandene Schlick-, Klei- oder Moorschichten bleiben unberücksichtigt. Bei

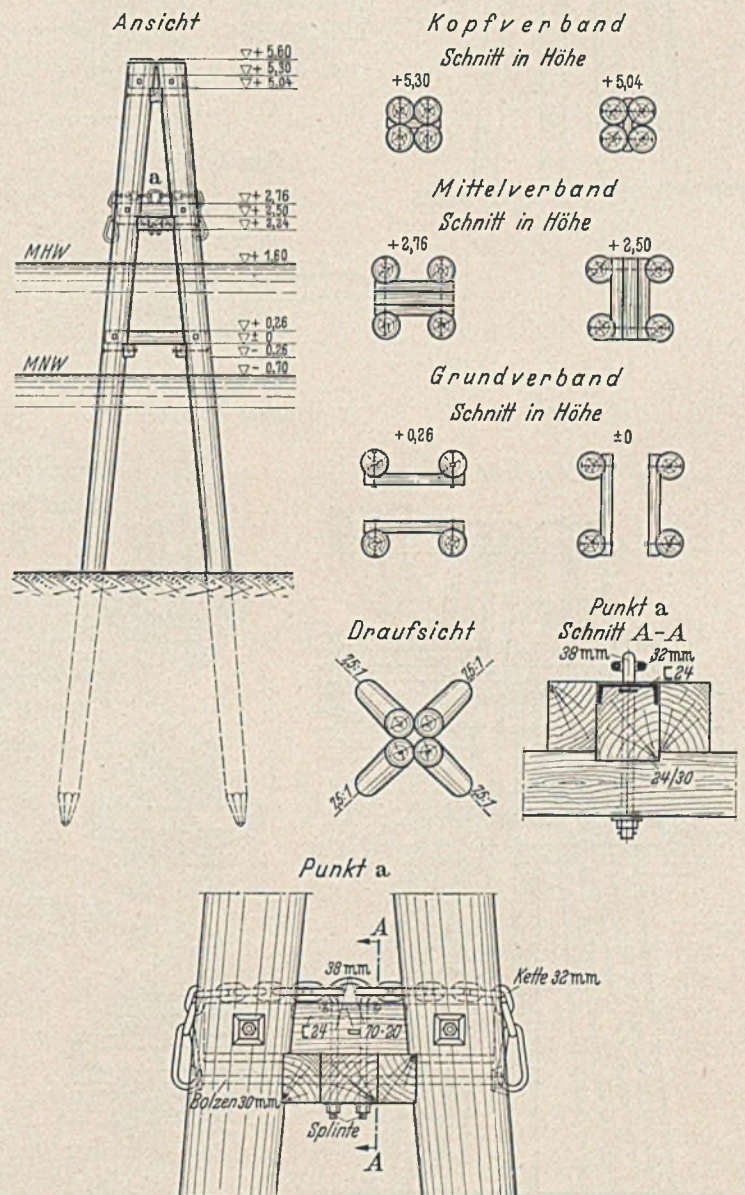


Abb. 1. 4-pfählicher Vertäudalben.

den schwereren Dalben wird immer das Maß von 6 m angewendet. Falls die Untergrundverhältnisse nicht aus der Erfahrung bekannt sind, tut man demnach gut daran, rechtzeitig Bodenuntersuchungen anzustellen oder Proberammungen vorzunehmen.

Auch die Frage, ob die Pfähle wald- oder zopfrecht gerammt werden sollen, bedarf eingehender Überlegungen. Vom statischen Standpunkt aus ist die waldrechte Ram-



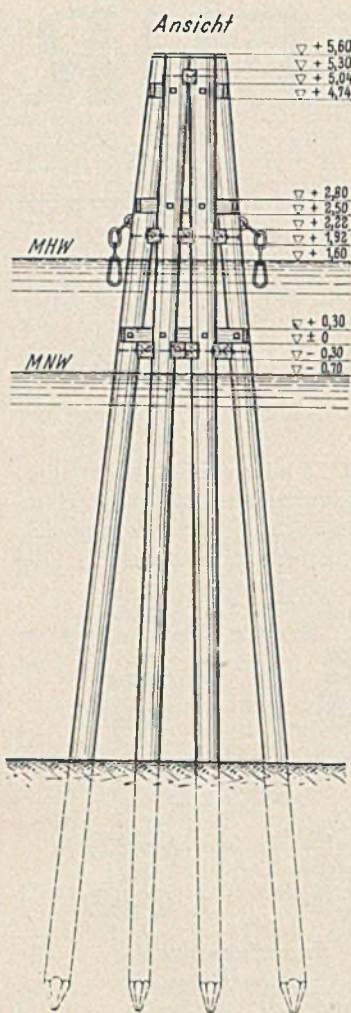


Abb. 2. 6-pfähli-ger Vertäudalben.

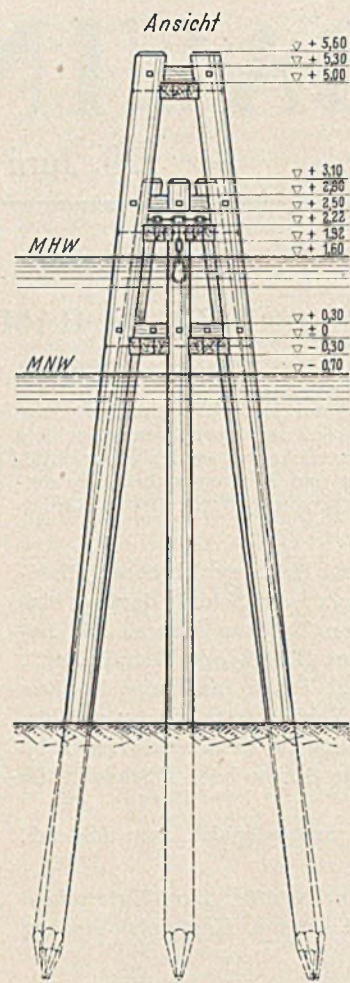


Abb. 3. 8-pfähli-ger Vertäudalben.

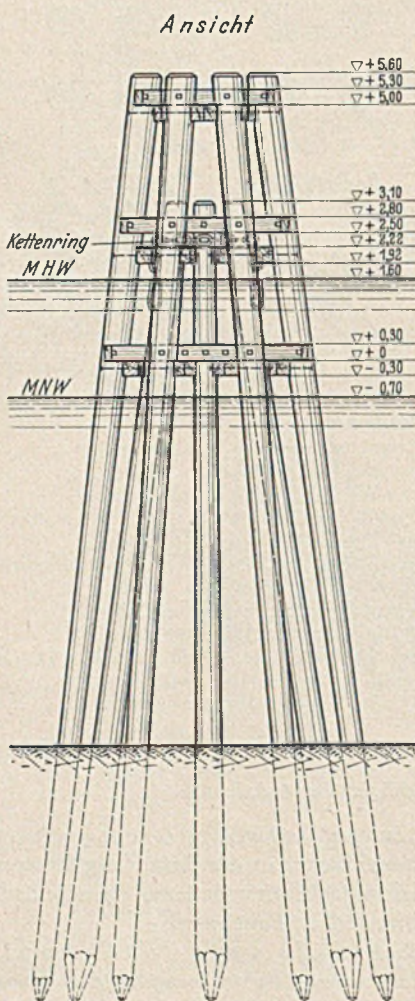


Abb. 4. 12-pfähli-ger Vertäudalben.

mung vorzuziehen, denn sowohl der Biegungs-  
widerstand am Einspannungspunkt als auch  
die Zug- und Druckfestigkeit im Boden sind  
bei waldrecht gerammten Pfählen größer. Vom  
praktischen Standpunkt aus ist dagegen die  
zopfrechte Rammung vorzuziehen, weil die Ver-  
bände und Bolzen besser und sicherer im star-  
ken Holz angebracht werden können. Dabei ist  
noch zu berücksichtigen, daß das Splintholz  
oberhalb der Fäulnisgrenze bereits nach 7 Jah-  
ren nicht mehr voll belastungsfähig ist, so daß  
bei waldrechter Rammung die ohnehin erheb-  
lich dünneren Zopfenden eine weitere Schwä-  
chung erfahren, zu der unter Umständen noch  
die mechanische Abnutzung hinzukommt. —  
Aus diesen praktischen Gründen rammt man  
bei kleinen Dalben meist zopfrecht, vom 8-pfä-  
hli-ger Dalben ab werden die inneren — kürze-  
ren — Pfähle waldrecht, die äußeren, als wichtigste  
Träger der Verzimierung, dagegen zopfrecht  
gerammt.

Weiter ist die Neigung der Pfähle zu be-  
trachten. Auch hier stehen der klaren stati-  
schen Forderung nach möglichst weiter Sprei-  
zung praktische Hemmnisse im Wege. Die  
letzten Pfähle einer Dalbe müssen immer „über  
Kopf“, d. h. mit nach dem Wasser zu über-  
hängendem Rammgerüst (Abb. 7) geschlagen  
werden. Während man auf dem Lande durch  
entsprechende Vertäudungen des Rammgerü-  
stes noch Pfähle über Kopf mit einer Neigung  
bis zu 3 : 1 schlagen kann, liegt diese Grenze  
auf dem Wasser bei 5 : 1. Diese Rammung ist  
aber bereits unbequem, sie wird nur dann an-



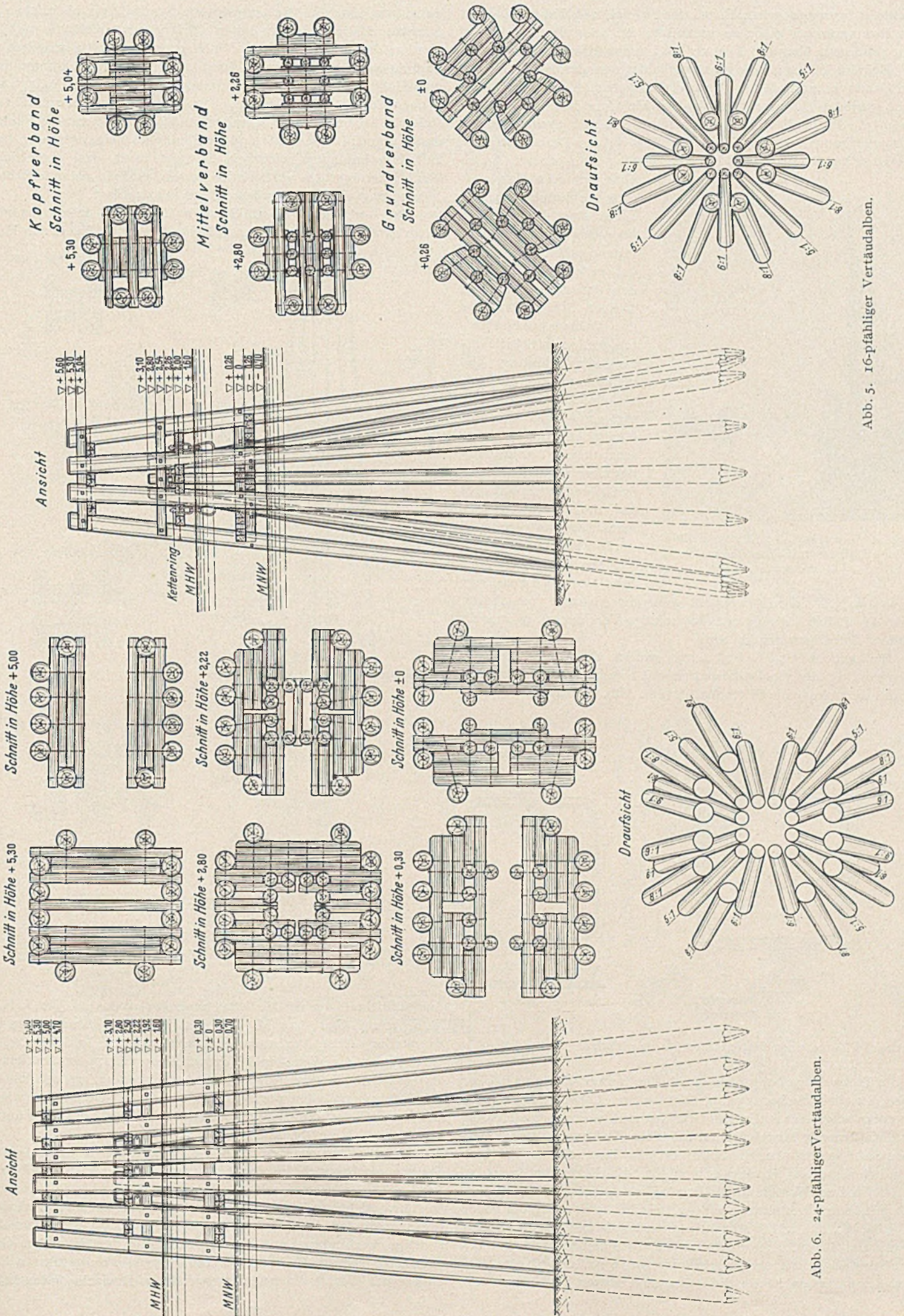


Abb. 5. 16-pfähler Vertäudalben.

Abb. 6. 24-pfähler Vertäudalben.



gewendet, wenn sie, wie z. B. bei den 16- und 24-pfähli- gen Dalben, aus Raumgründen nicht zu vermeiden ist. Soweit irgend mög- lich, geht man über die Neigung 6 : 1 nicht hinaus.

Bei den *V e r b ä n d e n* unterscheidet man den Kopf-, Mittel- und Grundverband. Jeder dieser Verbände besteht aus einer senk- recht gekreuzten Doppellage schwerer kieferner Kanthölzer 24/30 bis 30/30, die in die Pfähle eingelassen und mit 30 mm starken Bolzen verbunden werden. Bei einem Stoß auf den Dalben wird die eine Lage auf Schub, die andere auf Biegung beansprucht. Es ist ohne weiteres klar, daß diese Verbindung in keiner Weise starr ist, sondern nennenswerte Formände- rungen zuläßt, ohne Schade- n zu leiden. Kein Teil des Verbandes darf im übrigen die Umrißlinie des Dalbens überschrei- ten, weil sonst Schiffe un- terhaken könnten; das gleiche gilt für die Bol- zenköpfe und -muttern, die von vornherein mit Rücksicht auf etwaige mechanische Abnutzung des Holzes und den später fortfallenden Splint bis auf den Kern, minde- stens aber um 6 cm ver- senkt werden.

Die Oberkante des Kopfverbandes liegt auf + 5,30 N. N., damit verbleibt genügend Abstand vom oberen Ende der Pfähle für eine ordnungsmäßige Verzimmerung und ein sicheres Befestigen der Bolzen.

Bei dem Mittelverband werden die beiden Balken- lagen vom 6-pfähli- gen Dalben ab soweit auseinandergezogen, daß der die Kette tragende Kettenhalter (vgl. Abb. 8) dazwischen paßt.

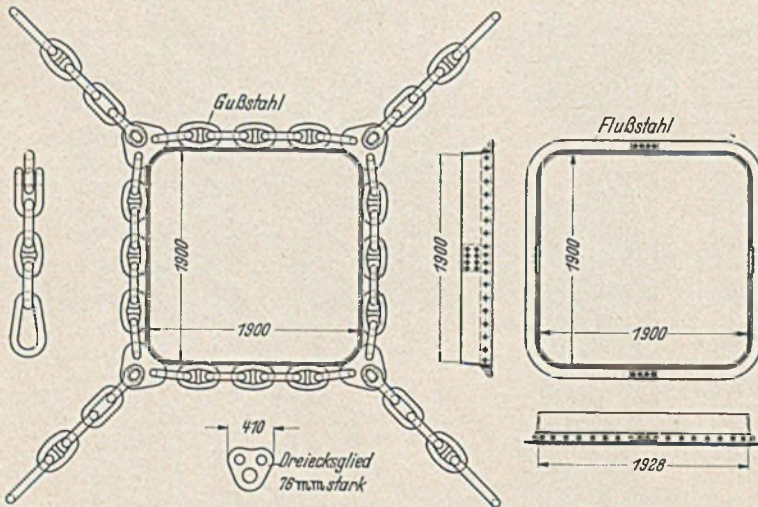


Abb. 8. Kette und Kettenhalter für 24-pfähli- gen Vertäudalben.

Da die Trossenzüge bei größeren Schiffen immer schräg nach oben gehen, ist diese Sicherung der Kette gegen Abheben unumgänglich notwendig. Aus statischen Gründen müßte dieser den Trossenzug aufnehmende Mittelverband möglichst tief liegen, auf der anderen Seite fordert aber die Schifffahrt eine Lage, die ein Vertäuen auch bei normalem Hochwasser zuläßt; die Kette muß also bei allen normalen Wasserständen zugänglich bleiben, sie wird deshalb mit ihrer Unterkante auf + 2,22 N. N., d. h. rd. 60 cm höher als M. H. W., und in die Mitte zwischen Kopf- und Grundverband gelegt. Bei Sturmfluten entstehen bei dieser Höhenlage aber bereits Schwierigkeiten, und es wird erwogen, eine dünne Kette vom Ende des untersten Kettengliedes bis zum oberen Dalbenende an-

zubringen, um das Kettenende bei Sturmfluten hochziehen zu können. Diese Schwierigkeiten dürfen indes nicht überschätzt werden, denn Sturmfluten sind in Hamburg verhältnismäßig selten und dauern jeweils nur wenige Stunden. Deshalb kommt auch eine Höherlegung des Mittelverbandes mit ihren nachteiligen sta- tischen Folgen nicht in Frage. Ungünstig ist die nun einmal fest- stehende Höhenlage des Mittelverbandes in bezug auf die Fäulnis, denn gerade in dieser Zone sind die Fäulniserscheinungen sehr stark. Bei dem besonders wichtigen Mittelverband, dem eigentlichen Funktionsträger des Vertäudalbens, wird deshalb auf eine Schutz- behandlung aller Hölzer besonderer Wert gelegt.

Der *G r u n d v e r b a n d* muß so liegen, daß er bei normalem Niedrigwasser noch gut hergestellt werden kann. Bei der in Ham-

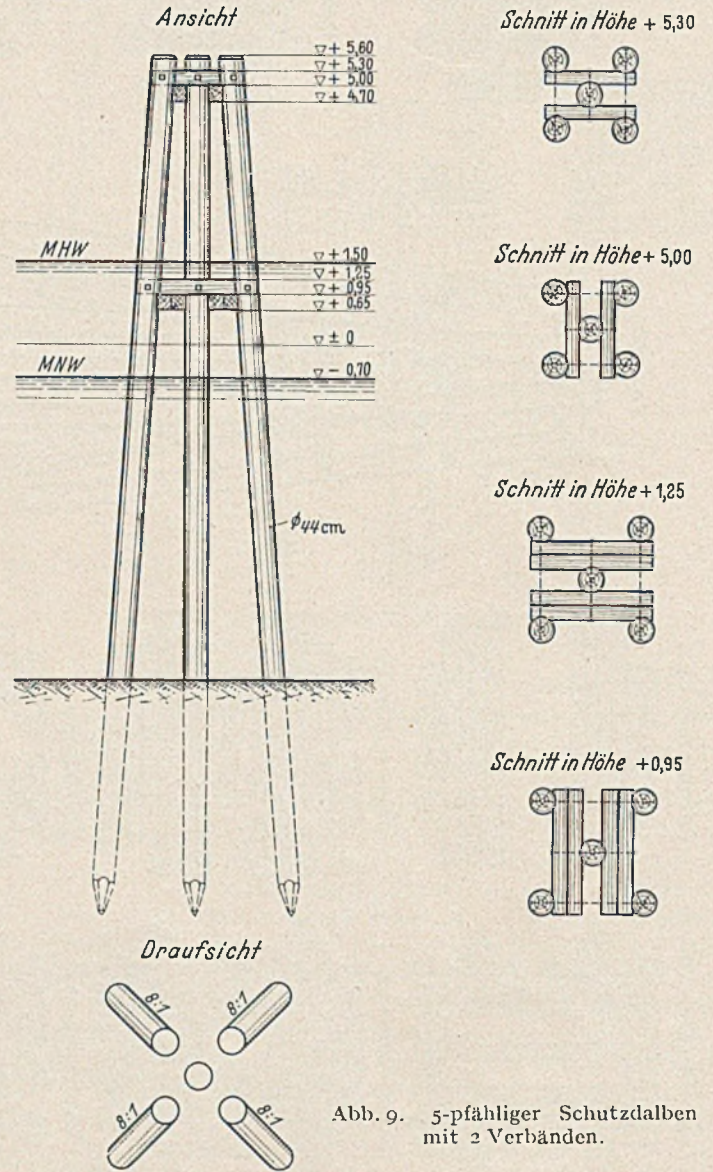


Abb. 9. 5-pfähli- ger Schutzdalben mit 2 Verbänden.

burg üblichen Lage der Mitte des Grundverbandes auf  $\pm 0,00$  N. N., d. h. 70 cm über dem M. N. W., kann rd. 2 1/2 Stunden an der Herstellung dieses Verbandes gearbeitet werden. In der Zwischen- zeit können die Mittel- und Kopfverbände verzimmert werden, so daß ernstliche Behinderungen nur bei anhaltenden besonders hohen Niedrigwasserständen vorkommen. Fäulnis-Erscheinungen treten bei dieser Lage des Grundverbandes nicht auf, da die Fäulnis- grenze auf + 0,21 N. N. liegt.

Einzelheiten der *V e r t ä u - V o r r i c h t u n g e n* schwächerer Dalben ergeben sich aus der Abb. 1; vom 12-pfähli- gen Dalben ab wird mit entsprechenden Maßänderungen die in Abb. 8 dargestellte Vertäuvorrichtung benutzt, die aus dem genieteten Kettenhalter, der über die inneren Pfähle gestülpt wird, und der eng, aber ohne sonstige Verbindung mit dem Kettenhalter, aufliegenden Guß- stahlkette besteht. Zu beachten sind die massiv ausgeführten Eck- glieder der Kette; die früher verwendeten Dreiecksglieder haben



sich wegen starker Formänderungen nicht bewährt. Gewichte und Kosten der Vertäuvorrichtungen sind in der nachfolgenden Tabelle angegeben.

Auf Grund umfassender praktischer Erfahrung gelten in Hamburg folgende Beziehungen zwischen Dalben- und Schiffsgröße:

leinen und je einem Spring vom Vor- bzw. Achterschiff nach der Mitte des Schiffes zu. Das Seeschiff muß also an mindestens vier Punkten gehalten werden. Üblich sind folgende Abstände:

25 m bis zu 16-pfähligen Dalben,  
40 m bei 16—24-pfähligen Dalben.

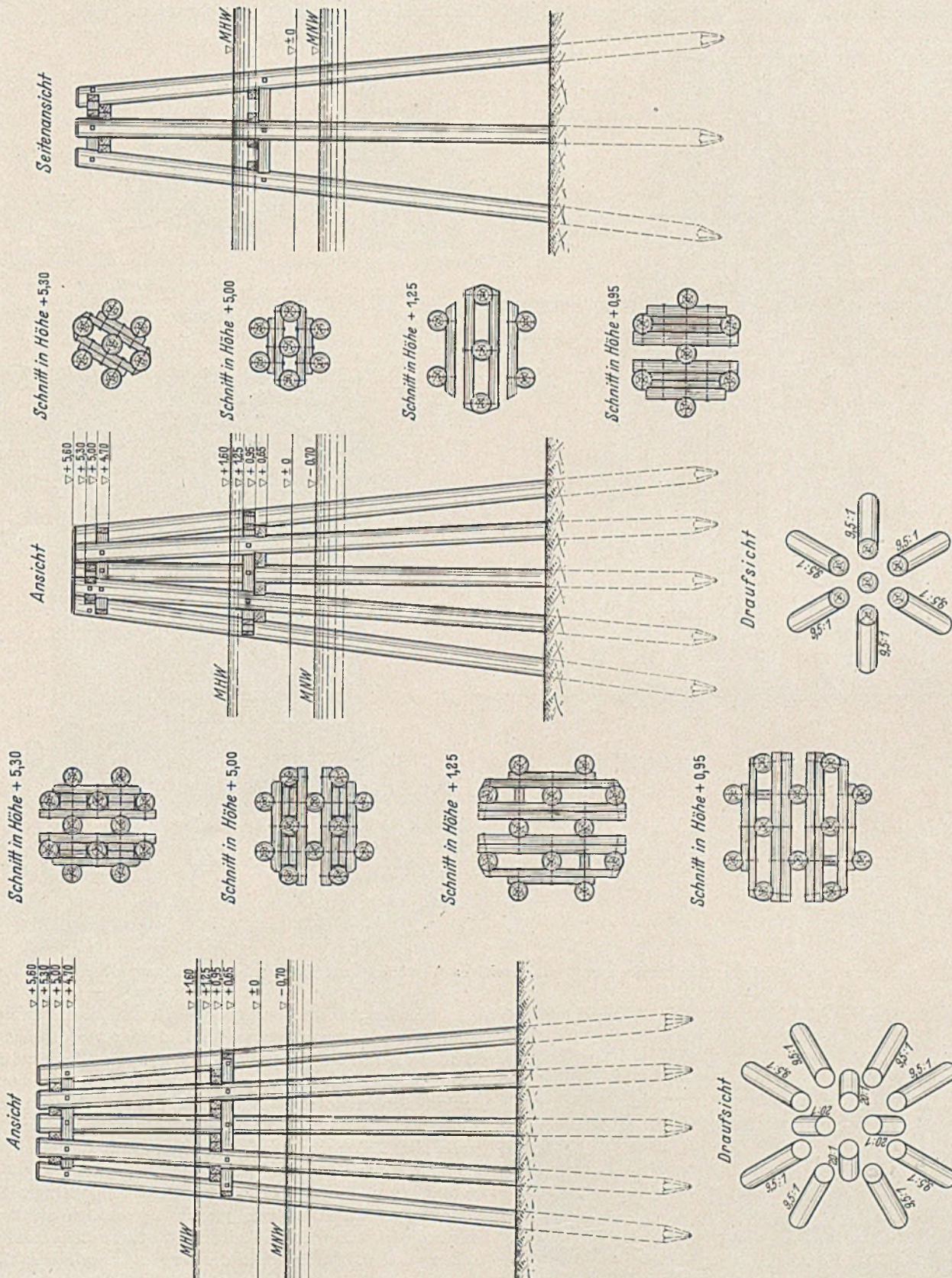


Abb. 10. 7-pfähliher Schutzdalben mit 2 Verbänden.

Abb. 11. 12-pfähliher Schutzdalben mit 2 Verbänden  
(bei größerer Wassertiefe werden 3 Verbände angeordnet).

Seeschiffe bis zu 10 000 BRT.: 12-pfählige Vertäudalben.

„ „ „ 20 000 „ : 16- „ „

„ „ „ 50 000 „ : 24- „ „

Für den Bereich der Binnenschifffahrt genügen 3 bis 5-pfählige Vertäudalben.

Der Abstand der Dalben in einer Reihe richtet sich nach der Schiffsgröße und der üblichen Vertäuerung mit Vor- und Achter-

In Massenguthäfen ist auf die Abmessungen der vorhandenen schwimmenden Umschlagsgeräte Rücksicht zu nehmen, damit diese — zwischen den Dalben liegend — unmittelbar auch an die Dalbenseite der Schiffe herankommen können. So ist z. B. im Waltershofer Hafen der Dalbenabstand mit 42 m festgelegt, damit die 28—31 m langen Getreideheber gut dazwischen passen.



2. Schutz- oder Streichdalben.

Hier fällt die Vertäuvorrichtung und damit die absolute Notwendigkeit des Mittelverbandes fort. Die Abb. 9—11 zeigen demgemäß für die 5-, 7- und 12-pfählichen Dalben nur 2 Verbände, bei größeren Wassertiefen werden dagegen vom 12-pfählichen Dalben ab zur Erhöhung der Standfestigkeit 3 Verbände angeordnet. Bei

2 Verbänden legt man den Grundverband um 95 cm höher als beim Vertäudalben, auf + 0,95 N. N. Damit liegt der Verband zwar noch in der Fäulniszone, es stehen aber gut 5 Stunden für die Verzimmerung und wesentlich erleichterte Arbeitsbedingungen zur Verfügung. Im übrigen gelten bei Schutzdalben die bei den Vertäudalben gemachten Ausführungen.

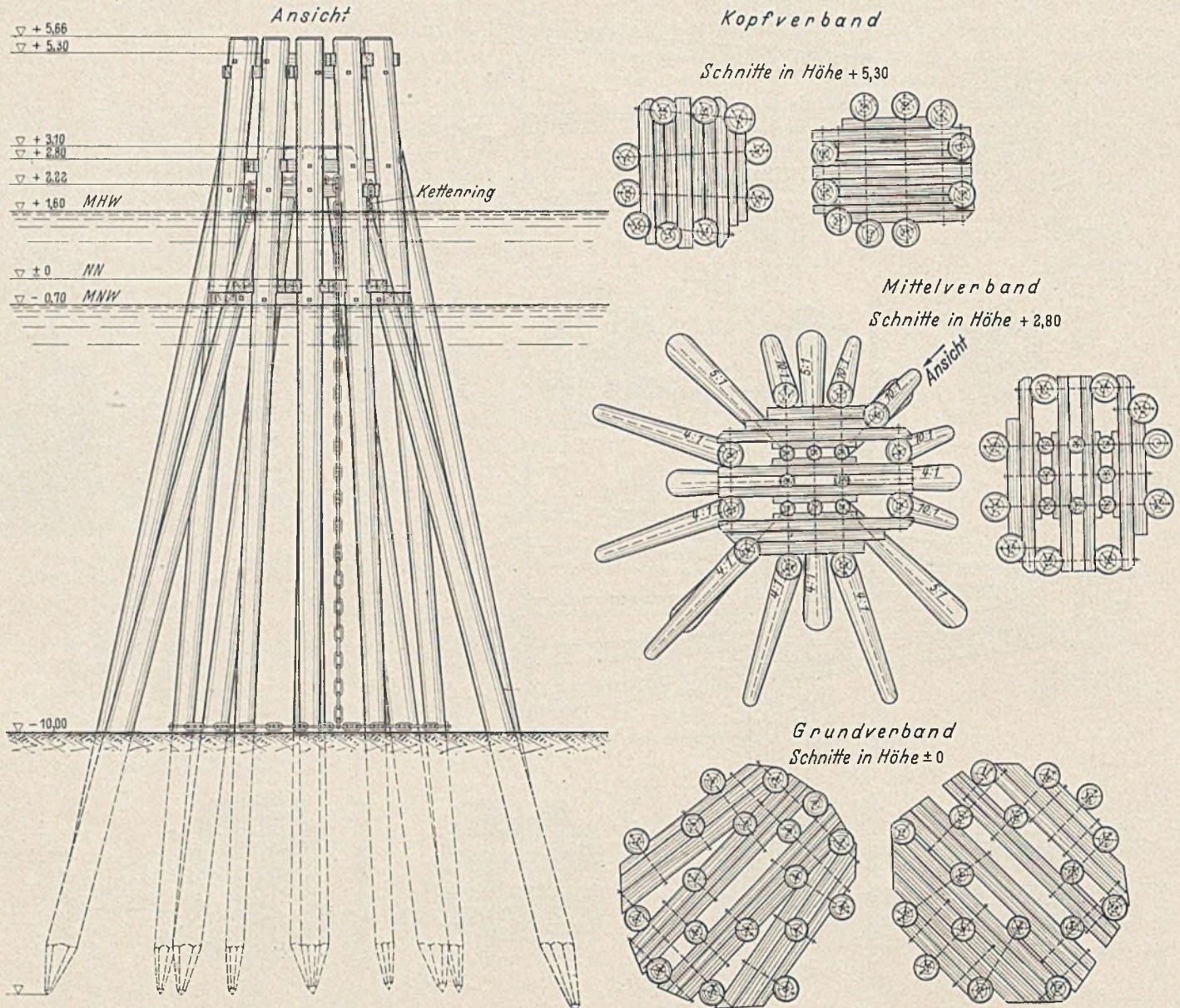


Abb. 12. 18-pfählicher Schutzdalben zum gleichzeitigen Vertäuen von Schiffen bei Maschinenproben.



Abb. 13. Dalben gem. Abb. 12.

Eine beachtliche Lösung für die gleichzeitige Benutzung zweier zum Schutz eines vorspringenden Höftes notwendigen 18-pfählichen Schutzdalben (Abb. 12) zum Vertäuen der Schiffe bei Maschinenproben hat eine Hamburger Großwerft gefunden. Bei derartigen Proben entsteht namentlich bei tiefgehenden Schiffen die Gefahr starker Auskolkungen der Hafensohle, so daß dafür niemals eine Kaistrecke benutzt werden darf. Das Schiff muß vielmehr mit dem Heck frei im Strom liegen, wo Ausspülungen ungefährlich sind. Im vorliegenden Falle mußten zum Schutz der unmittelbar an einer von großen Seeschiffen stark benutzten Hafeneinfahrt liegenden Kaizunge 2 starke Schutzdalben vorgesehen werden. Sie liegen in der Verlängerung der seitlichen Kaistrecken so, daß sie ohne weiteres zum Anbinden benutzt werden können. Entsprechend den zu erwartenden, nach dem Lande zu gerichteten Stoß- und Zugkräften sind die zuerst gerammten landseitigen Pfähle erheblich stärker geneigt (4 : 1) als die wasserseitigen Pfähle (10 : 1) (Abb. 13). Die dadurch bedingte unsymmetrische Form erschwert natürlich die Verzimmerung, namentlich des Grundverbandes (vgl. Abb. 12).

In dem Bestreben, die gerade bei Maschinenproben sehr großen



Zugkräfte möglichst tief auf den Dalben wirken zu lassen, ist die im Mittelverband angebrachte Vertäukette durch eine bis auf die Hafensohle herabhängende starke Kette ergänzt worden, die unten

Spannung. Damit liegt der Angriffspunkt der Zugkraft nahe der Hafensohle; die Pfähle werden im wesentlichen auf Abscheren beansprucht. — Dieser statisch richtige Grundgedanke konnte wohl in dem vorliegenden Sonderfall angewendet werden; eine allgemeine Verwendung bei den Vertäuvorrichtungen aller Dalben dürfte aber mit Rücksicht auf die auch bei diesem Beispiel aufgetretenen Schwierigkeiten der praktischen Ausführung nicht möglich sein. Wenn nämlich die statischen Voraussetzungen erfüllt sein sollen, müssen lotrechte Kette und unterer Kettenring gut verpaßt sein und stramm sitzen; das zu erreichen ist aber unter Wasser immer schwierig. Es besteht weiter die Gefahr, daß die Grundkette bei häufiger Benutzung nach und nach die Pfähle absägt, ohne daß das ohne weiteres zu erkennen wäre. Instandsetzungen der Unterwasserketten sind kaum möglich und ganz allgemein sollten Unterwasservertäuungen wegen der Gefahr des Unklarwerdens nach Möglichkeit vermieden werden.

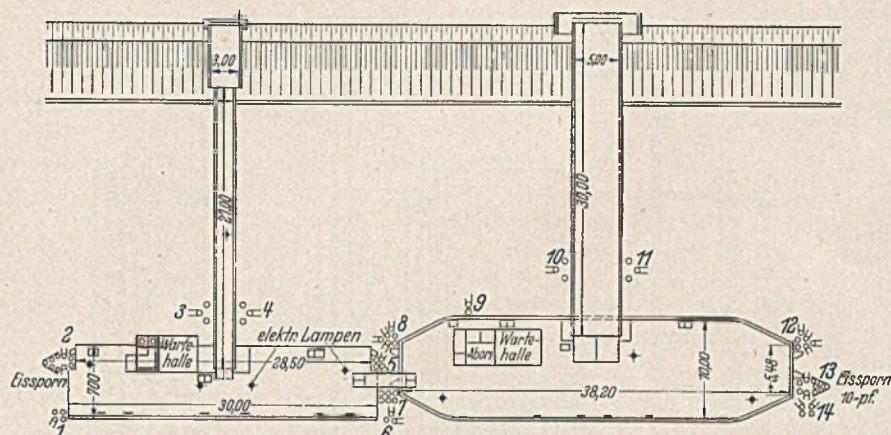


Abb. 14. Gesamtanordnung einer schwimmenden Landungsanlage im Strom.  
Führungsdalben: Nr. 2 (mit Eissporn), 5, 7, 8, 12, 13 (mit Eissporn).  
Schutzdalben: Nr. 1, 6, 14. Aufhängevorrichtung: Nr. 3, 4, 10, 11. Kabelträger: Nr. 9.

Besonders zu erwähnen sind die im Fährverkehr sehr hart beanspruchten Schutzdalben an



Abb. 15. Mech. Abnutzung ungeschützter Schutzdalben an Landungsanlagen durch Wallschienen.



Abb. 16. Aufgelegte Stahlblechplatten zum Schutz gegen mechanische Abnutzung.

von einem um die inneren Pfähle gelegten Kettenring gehalten wird. Beim Anbinden legt man die Trosse um die lotrechte Kette, läßt sie bis zum Grund durchfallen und hievt sie dann erst auf

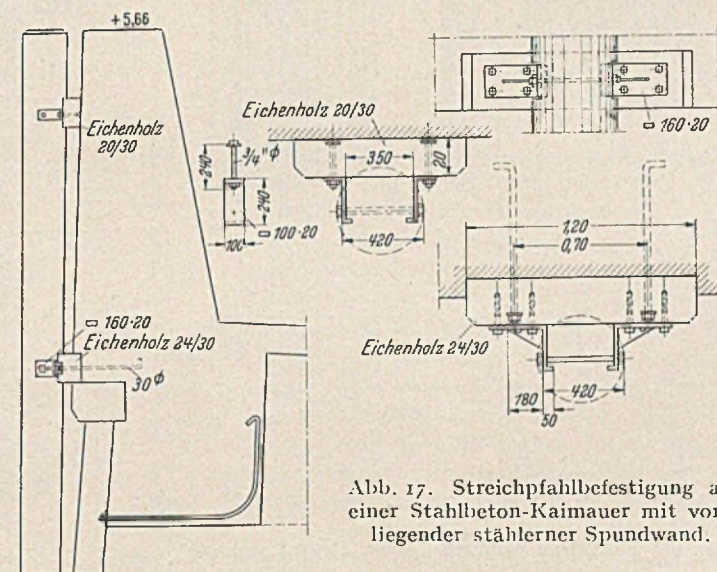


Abb. 17. Streichpfahlbefestigung an einer Stahlbeton-Kaimauer mit vorn liegender stählerner Spundwand.

schwimmenden Landungsanlagen. In Abb. 14, die die Gesamtanordnung einer solchen Anlage im Strom zeigt, gelten die Pfahlgruppen 1, 6 und 14 als Schutzdalben. Sie springen bei geraden Pontons um eine halbe Pfahlstärke vor und haben die Aufgabe, den Ponton vor Stößen gegen die empfindlichen Ecken zu schützen. Bei dem abgeschragten (anormalen) Ponton liegt die Schutzpfahlgruppe Nr. 14 etwas weiter zurück. Abb. 15 zeigt die starke mechanische Abnutzung solcher Dalben durch das Anlegen der Fährdampfer, Abb. 16 den Schutz dagegen durch aufgebolzte 10—13 mm starke Stahlblechplatten. Daß für solche Zwecke besonders starke und gesunde Pfähle verwendet werden, bedarf kaum besonderer Erwähnung.

Bei den zum Schutz der Kaimauern verwendeten Streichpfählen kommt nicht nur der Stoß senkrecht zur Kaimauer in Frage, diese Pfahlwerke werden beim Anlegen besonders der parallel zur Kaimauer wirkende Reibungskräfte beansprucht. Daraus ist die in Abb. 17 dargestellte Befestigungsart der Streichpfähle entstanden. Reibehölzer, die nicht bis in den Grund reichen, sind entsprechend zu sichern<sup>1</sup>.

### 3. Führungsdalben.

Führungsdalben an schwimmenden Landungsanlagen oder Schwimmdocks ersetzen oder ergänzen die Verankerung. In der Abb. 14 dienen die Dalbengruppen 2, 5, 7, 8, 12 und 13 diesem Zweck. Die Führungsflächen müssen lotrecht sein, zur Schonung der Pfähle werden sie mit Flacheisen 75 × 13 bzw. 75 × 18 mm aus-

<sup>1</sup> Vgl. Bauingenieur 22 (1941) S. 203.



gestattet, auf denen der Eisenbeschlag der Führungskonsolen gleitet. Bei Wasserstandsschwankungen in Hamburg zwischen H. H. W. und N. N. W. von über 8 m müssen ganz gerade Pfähle verwendet werden, um ein Klemmen oder gar Aufhängen des Schwimmkörpers zu vermeiden. Da die Führungsschienen unter

herabhängenden Flacheisen vom steigenden Ponton aufgerollt werden, das ist aber ungefährlich. Auf keinen Fall dürfen indes starre Profile wie I oder Eisenbahnschienen verwendet werden.

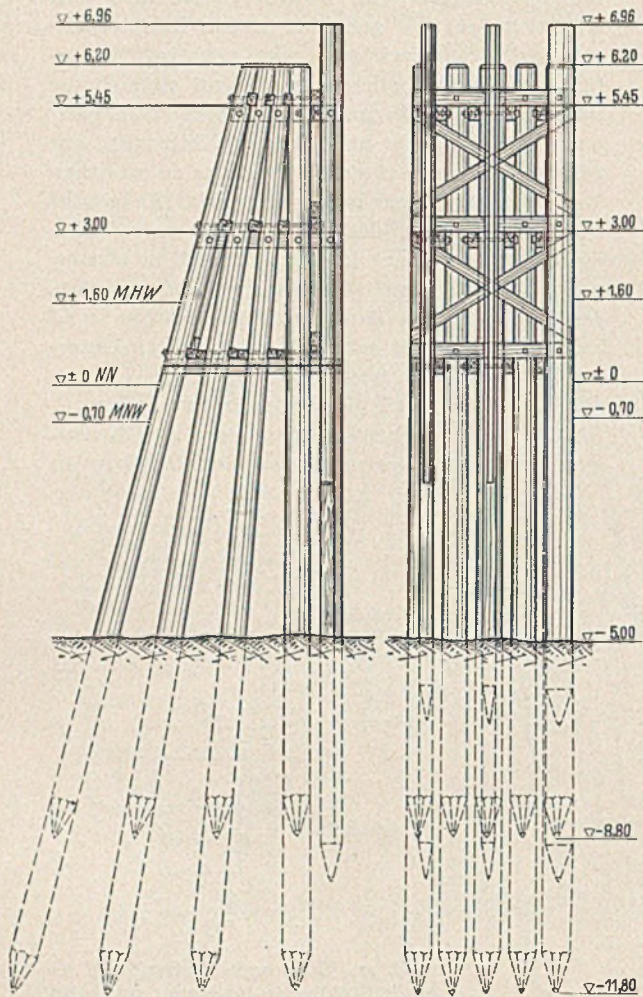


Abb. 18. Endführungsdalben der St. Pauli Landungsbrücken.

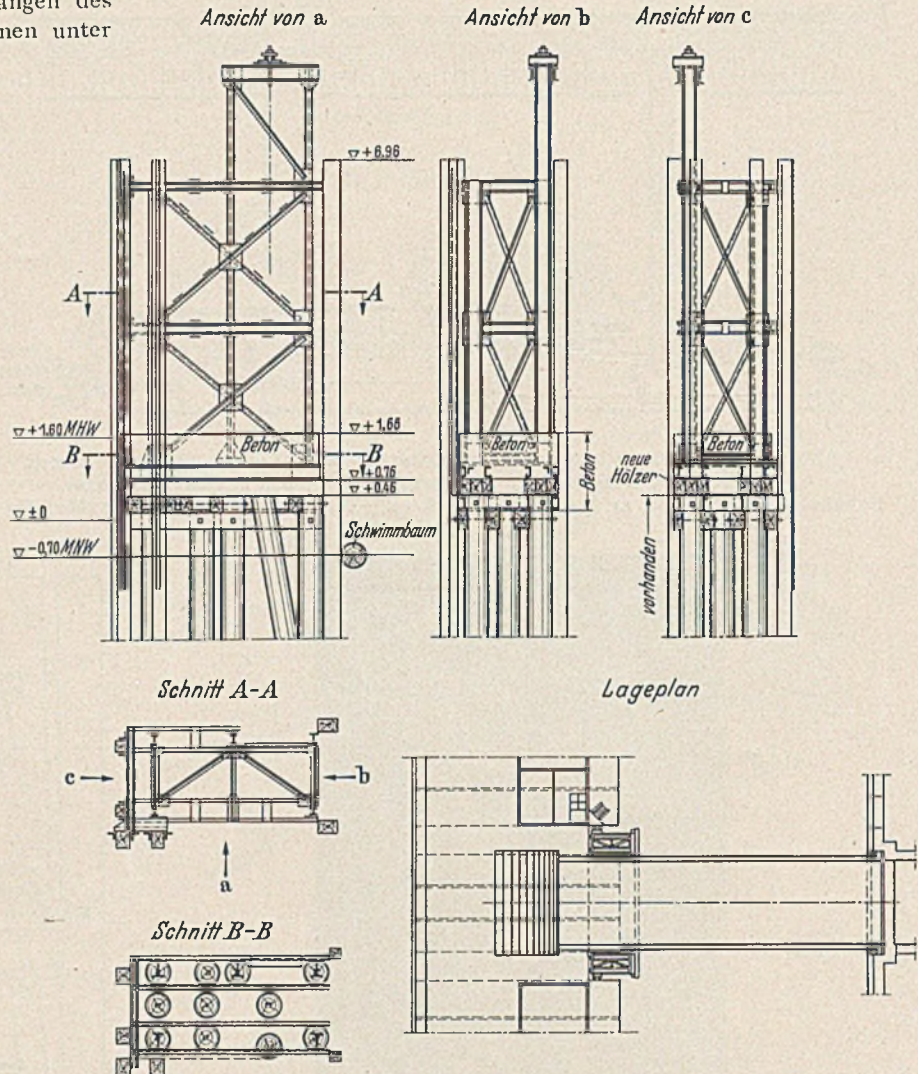


Abb. 20. Führungsdalben an der Landseite der St. Pauli Landungsbrücken.



Abb. 19. Endführungsdalben gem. Abb. 18.



Abb. 21. Führungsdalben an einem Schwimmdock.

weil sie unter Umständen den Ponton beschädigen oder gar unter Wasser drücken könnten. — Die Oberkante der Führungsdalben liegt auf + 6,60 N. N., also 1 m höher als die anderen Dalben, weil die rd. 70 cm über dem Wasserspiegel liegenden Führungskonsolen bei einem H. H. W. von + 5,25 N. N. sonst abgleiten würden. Liegen die Führungen des Pontons noch höher über dem Wasserspiegel, so sind auch die Führungspfähle entsprechend höher zu ziehen. Das ist z. B. der Fall bei der St. Pauli Landungsbrücke<sup>2</sup>, deren Endführungsdalben in Abb. 18 u. 19 dargestellt sind.

Die landseitigen Führungsdalben der St. Pauli Landungsbrücken bestanden ursprünglich aus Holz; nachdem sie in ihren oberen Teilen verfault waren, wurden die Pfähle an der Fäulnisgrenze abgeschnitten, durch einen Betonklotz zusammengefaßt und in ihrem oberen Teil durch eine Stahlkonstruktion (Abb. 20) ersetzt. Dabei ist man von der Überlegung ausgegangen, daß diese Führungsdalben allein durch Fäulnis bedroht sind, so daß ein Ersatz durch einen beständigeren Baustoff geboten war. Die im Jahre 1928 abgeänderten Dalben in gemischter Bauweise haben sich für ihre besondere Bestimmung ausgezeichnet bewährt.

Wasser nicht oder nur mit Taucherhilfe befestigt werden können, läßt man sie von der N. W.-Grenze ab frei herabhängen und zwar so weit, daß der Ponton auch bei N. N. W. noch Führung Eisen an Eisen findet. Es kommt gelegentlich vor, daß diese unten frei

Abb. 21 zeigt einen Führungsdalben an einem größeren Schwimmdock.

<sup>2</sup> Vgl. Bauingenieur 19 (1938) S. 314.



#### 4. Fenderdalben

werden u. a. vor Kaimauern gerammt, wenn die Wassertiefe ohne Umbau der Kaimauer vergrößert werden soll. Die Unterwasserböschung unter der Kaimauer verlängert man in diesem Falle einfach bis zur neuen Solltiefe. Um ein Aufsitzen der Schiffe zu verhindern, wird der Abstand zwischen Kaimauer und Schiff durch Vorrampen von Fenderdalben gem. Abb. 22 zwangsläufig vergrößert. Dieses Verfahren ist zwar billig, es muß aber als Notbehelf angesehen werden, weil damit die Reichweite der Kräne entsprechend verringert wird.

Eine Hamburger Großwerft verwendet neben Streichpfählen und Reibhölzern Fenderdalben aus 6 Pfählen mit Verzimmerung und Bohlenbekleidung gem. Abb. 23. Diese Fender, die als verstärkte Streichpfähle anzusprechen sind, haben sich bewährt, wenn

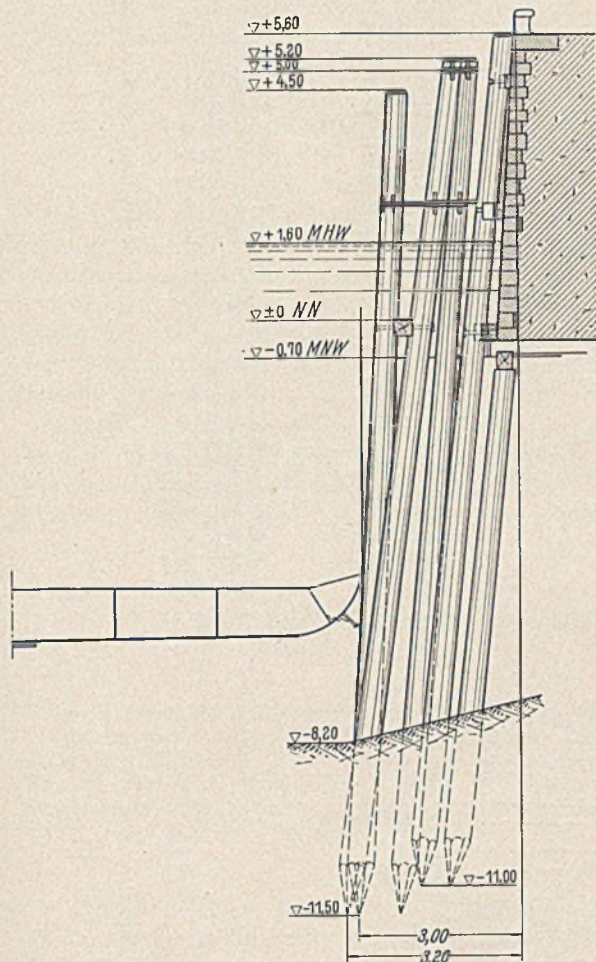


Abb. 22. Fenderdalben zur Vergrößerung des Abstandes zwischen Schiff und Kaimauer.

auch der Aufwand größer sein dürfte als bei Verwendung der üblichen Kaimauer-Ausrüstung allein, deren Daseinszweck durch die Fenderdalben ziemlich illusorisch wird.

Ein Sonderfall liegt in Cuxhaven am Steubenhöft vor. Dort legen die größten Schiffe der Hapag zum Ein- und Ausschiffen von Fahrgästen und Post an. Das Höft besteht aus einer alten Hafentmole mit Senkkastengründung, vor der eine hölzerne Bühne gerammt ist. Um die Schiffsstöße von der Bühne fernzuhalten, sind unter ihr — und unabhängig von ihrer Konstruktion — hölzerne Fenderdalben (Abb. 24) eingebaut, die die Schiffsstöße unmittelbar auf den massiven Teil des Höftes übertragen. Bei der Größe der anlegenden Schiffe (über 20 000 t) und der Lage des Höftes nahe an der offenen See mußten für diese Fenderdalben erhebliche Abmessungen gewählt werden.

#### 5. Sonder-Ausführungen.

a) Eisbrecher werden in Hamburg nur zum Schutz von Landungsanlagen im Strom und von Dalbenreihen verwendet, die an durch Eistrift besonders gefährdeten Stellen stehen. Die Strom-

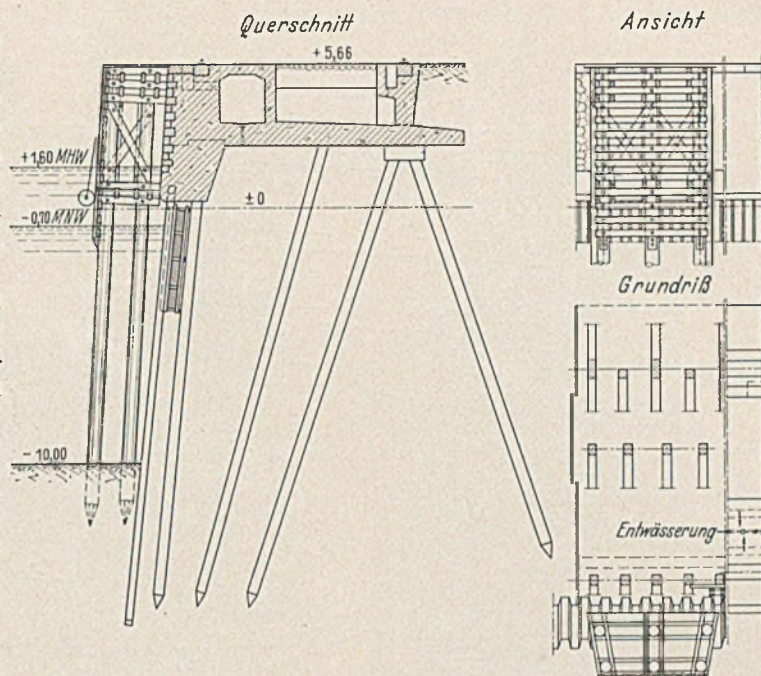
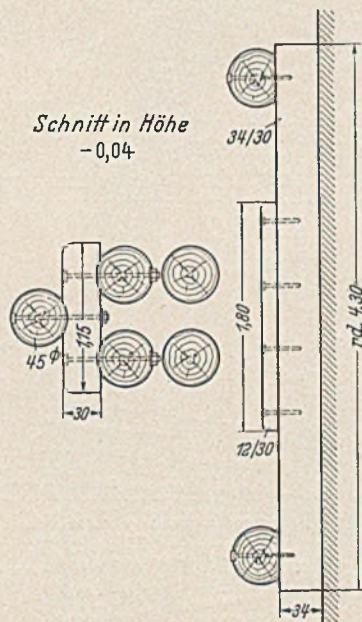


Abb. 23. Fenderdalben einer Hamburger Großwerft als verstärkter Streichpfahl.



geschwindigkeit ist mit rd. 0,5 m/sec. verhältnismäßig gering, dafür herrscht aber in harten Wintern und namentlich dann, wenn bei eintretendem Tauwetter das Eis der Oberelbe aufgebrochen wird, auf der sog. Hafanelbe und weiter abwärts auf der Unterelbe oft schweres Treibeis, das sich aus großen und starken Kerneisschollen zusammensetzt. Diese Schollen, vermischt mit Brucheis, schieben sich über- und untereinander und bilden oft mehrere Meter starke, zusammengefrorene gewaltige Eisfelder, die im Strom mit der Tide auf- und abtreiben.

Eine ältere Form der zum Schutze der Anlagen verwendeten Eisbrecher zeigt Abb. 25, neuerdings wird der sog. „Eissporn“ gem. Abb. 26 verwendet, der sich in jeder Weise bewährt hat. Entstanden ist diese Form aus der einfachen Verstärkung der Führungsdalben schwimmender Landungsanlagen, sie zeichnet sich durch erheblich geringere Kol-



Abb. 25. Ältere Form des Eisbrechers.



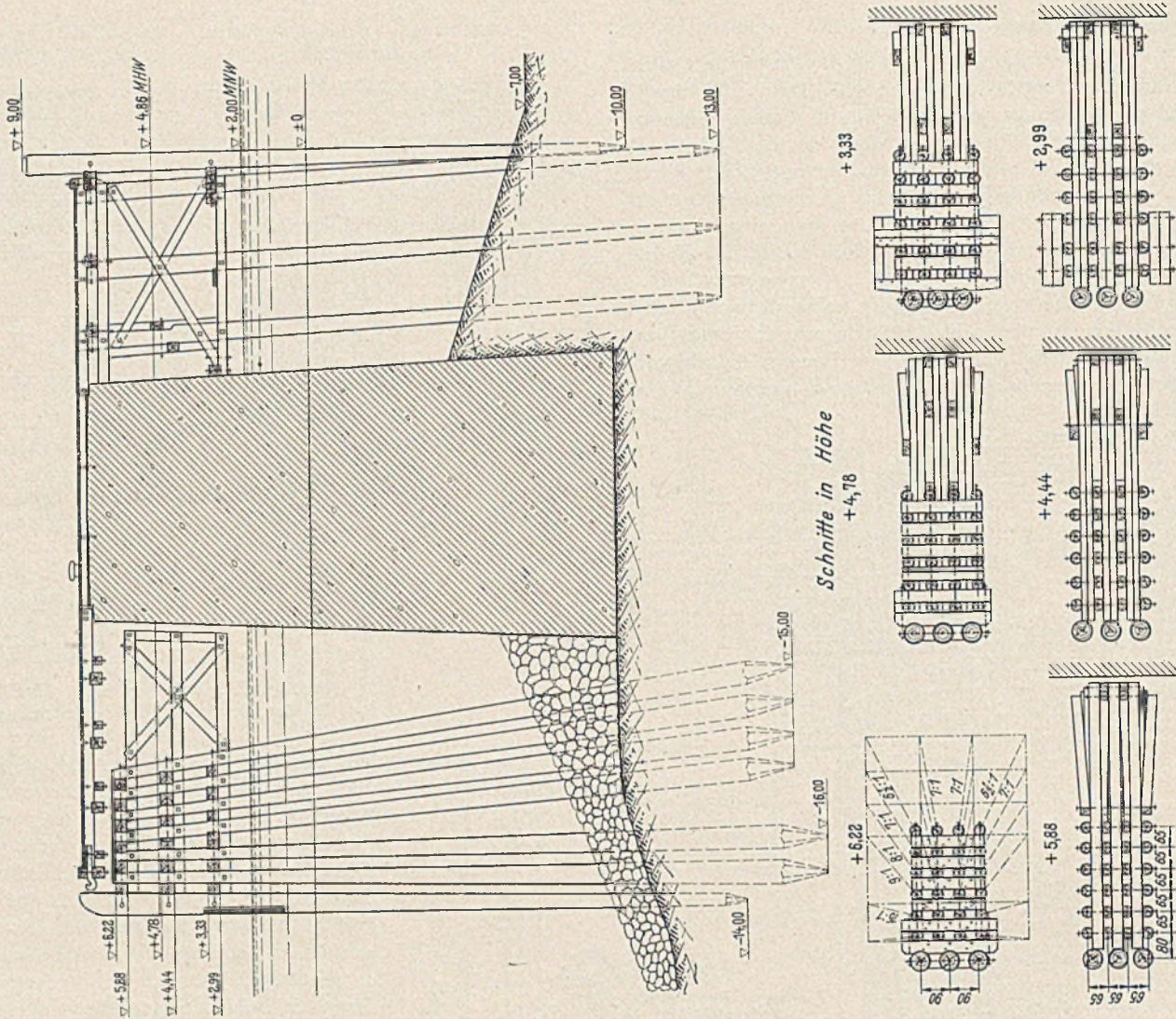


Abb. 24. Fenderdalben am Steubenhöft in Cuxhaven.

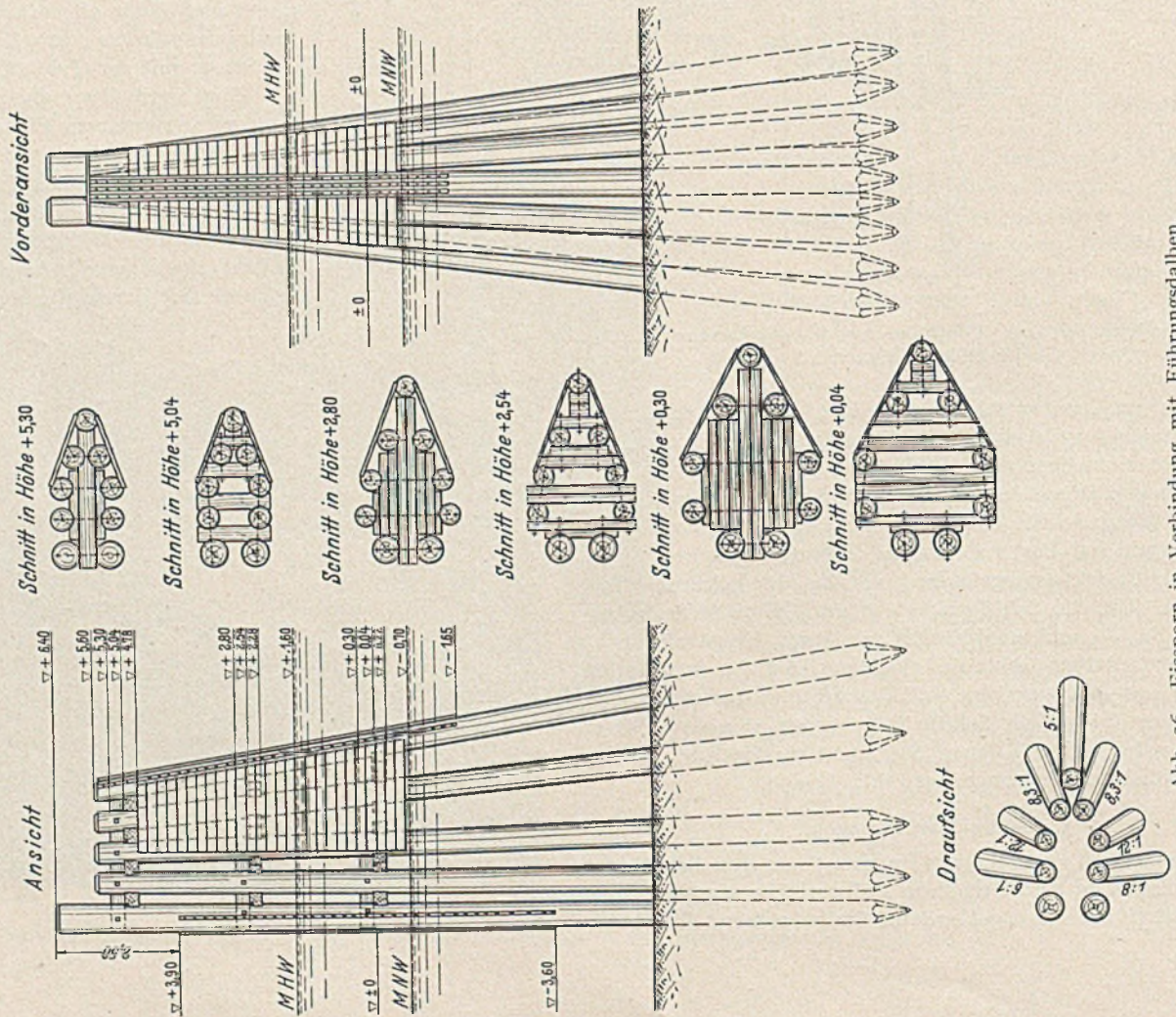


Abb. 26. Eissporn in Verbindung mit Führungsdalben.



lisionsempfindlichkeit aus. Bei stärkerem Strom wird allerdings die mehr abgeflachte Form gem. Abb. 25 vorzuziehen sein. In der Abb. 14 sind die Führungsdalben 2 und 13 mit Eissporen ausgestattet.

Für die dort liegenden Schiffe bedeutet diese Einrichtung eine große Erleichterung.

d) Deviationsdalben werden für die Regulierung

b) Aufhängevorrichtungen zum Halten der Zugangsbrücken schwimmender Landungsanlagen beim Ausfahren des Pontons stehen durchweg im Schutze der Landungsanlage, sind mithin Schiffsstößen nur im Katastrophenfalle ausgesetzt. Ebenso wie die landseitigen Führungsdalben der St. Pauli Landungsbrücken werden sie nur durch Fäulnis zerstört. Seit längerer Zeit verwendet Hamburg hierfür teerölimprägnierte Pfähle; im übrigen ist dies der einzige Fall, wo mit Vorteil auch Stahlbetonpfähle verwendet werden könnten. Abb. 27 gibt ein Bild einer solchen Aufhängevorrichtung in Holz. Auf Abb. 14 wird verwiesen, dort sind die Aufhängevorrichtungen wegen der Eisgefahr um je einen Schrägpfahl verstärkt.

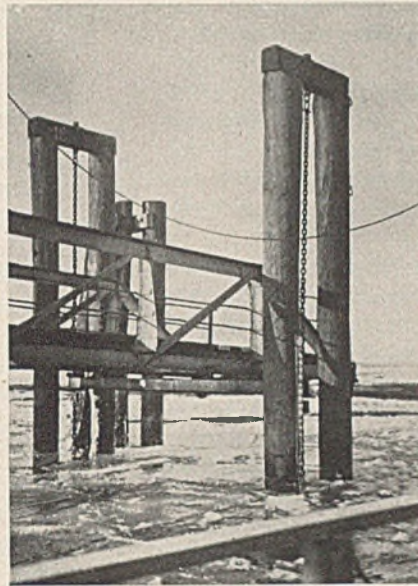


Abb. 27. Aufhängevorrichtung für die Zugangsbrücke einer Landungsanlage bei ausgefahrenem Ponton.

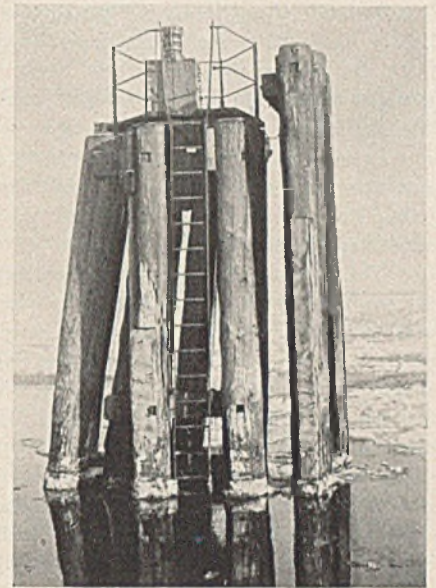


Abb. 28. Schutzdalben mit Leuchtfeuer, frei danebenstehend der Führungsdalben des ausgefahrenen Pontons.

c) Leuchtfeuerdalben dienen zur Bezeichnung des Anfangspunktes einer Pfahlreihe oder der Hafeneinfahrt in Verbindung mit einer Schutzdalbe. Abb. 28 zeigt einen solchen Leuchtfeuerdalben, der ohne Abänderung der üblichen Konstruktion durch einfachen Aufbau der Leuchtfeuer-Einrichtung mit entsprechender Kabelzuführung hergestellt wird.

Nebenbei sei erwähnt, daß in abgelegenen Hafenteilen die Dalben für größere Schiffe, wie z. B. im Waltershofer Hafen, mit Fernsprecheinrichtung versehen sind. Jeder zweite Dalben trägt eine Anschlußmöglichkeit; das Kabel liegt in der Dalbenreihe.

der Schiffskompass benötigt. Der Vorgang spielt sich so ab, daß sich das Schiff um diesen Dalben dreht; es müssen also starke Dalben in freiem Wasser verwendet werden.

(Fortsetzung folgt.)

## DIE BIEGUNG QUADRATISCHER EINZELFUNDAMENTE.

Von Dr.-Ing. A. Grotkamp, Techn. Hochschule Aachen.

DK 624.153.524 : 043

Übersicht: Momentenverteilung bei quadratischen Grundplatten konstanter und veränderlicher Stärke mit mittiger Säulenlast unter der Annahme gleichmäßig verteilten Bodendrucks. Die Bemessung auf Biegung wird den bisher gebräuchlichen Bemessungsverfahren gegenübergestellt. Neues Näherungsverfahren, das den wirklichen Verhältnissen besser gerecht wird als die bisherigen.

### 1. Einleitung.

Nach den bisher üblichen Berechnungsverfahren wird jeder Fundamentquerschnitt als einfacher Balkenquerschnitt aufgefaßt, der ein bestimmtes Moment und eine bestimmte Querkraft zu übertragen hat. Das setzt voraus, daß nur die senkrecht zur Schnittfläche liegenden Fasern sich verformen. Fundamentplatten unter Einzellasten gehören jedoch zu den Platten, die in verschiedenen Richtungen beansprucht werden. Die Schnittkräfte verteilen sich nicht gleichmäßig über die Querschnittsbreite; der Querschnitt erfährt vielmehr eine Verformung in seiner Ebene.

Die genaue Fundamentberechnung steht und fällt mit der Kenntnis der Bodendruckverteilung. Über letztere besteht trotz zahlreicher Forschungsarbeiten noch Unklarheit. Die Druckverteilung ändert sich von Fall zu Fall und läßt sich nur bei idealen Bodenarten abschätzen. Die bei Balken oder Platten auf elastischer Unterlage gemachte Annahme der Verhältnismäßigkeit von Bodendruck und Einsenkung setzt die Kenntnis der Formänderung einer vollkommen elastischen und elastisch gleichwertigen Unterstüzung voraus. Mit nachlassender Elastizität der Unterlage wird der Gründungskörper mehr und mehr zu einem schwimmenden, die Druckverteilung wird nahezu gleichmäßig. Um vor allem die ungünstigen Fälle zu erfassen, wird im nachfolgenden, wie übrigens bei Fundamentberechnungen bisher meist üblich, der Bodendruck gleichmäßig verteilt angenommen.

Eine strenge Lösung der Plattenaufgabe für Einzelfundamente mit eckigem Grundriß wurde noch nicht gefunden, da die

Randbedingungen zu ungewöhnlichen Schwierigkeiten führen. So sehr eine solche strenge Lösung vom theoretischen Standpunkt aus erwünscht wäre, so kommt ihr doch erst dann eine praktische Bedeutung zu, wenn die Belastungsverhältnisse eindeutig geklärt sind. Als Näherungslösungen kommen die Trägerrosttheorie und die Plattentheorie unter Anwendung der Differenzenrechnung in Frage.

### 2. Berechnungsgang.

Die Lösung der Plattenaufgabe mit Hilfe eines Trägerrostes ist anwendbar auf Platten beliebigen Grundrisses; Belastung und Plattenstärke können veränderlich und unstetig verlaufen. Die Genauigkeit der Rechnung läßt sich durch Erhöhung der Trägeranzahl beliebig steigern, wengleich durch die Rechenarbeit Grenzen gesetzt sind.

Wird eine rechteckige Platte parallel zu ihren Kanten in Streifen aufgeteilt, so ergeben sich zwei zueinander senkrecht liegende Scharen von Trägern, die als x- und y-Träger bezeichnet werden können. Jeder einzelne x-Träger des so gebildeten Rostes wird von einem Teil der y-Träger elastisch gestützt und stützt seinerseits die übrigen y-Träger und umgekehrt. Die äußeren Lasten und inneren Kräfte werden zu Einzelkräften zusammengefaßt, die in den Knotenpunkten des Trägerrostes angreifen. Durch die steife Verbindung der Knotenpunkte werden die Träger nicht nur gebogen, sondern auch verdreht. Infolge des Verdrehungswiderstandes entstehen Drillungsmomente, die in den Knotenpunkten des Rostes sprunghafte Änderungen der Biegemomente bewirken, ebenso wie sich die Querkräfte infolge der äußeren Einzellasten sprunghaft ändern.

In jedem Knoten des Trägerrostes sind demnach sechs Schnittkräfte vorhanden, und zwar in der x- und in der y-Richtung je eine Querkraft, ein Biegemoment und ein Drillungsmoment. Zu



ihrer Bestimmung stehen drei Gleichgewichts- und drei Formänderungsbedingungen zur Verfügung. Es zeigt sich nun als vorteilhaft, nicht die Schnittkräfte selbst, sondern ihre sprunghaften Änderungen als zu bestimmende statische Größen zu verwenden<sup>1</sup>. Die drei Gleichgewichtsbedingungen lauten: Die Änderungen der beiden Querkräfte stehen im Gleichgewicht mit der Knotenpunktlast; die Änderung eines jeden Biegemomentes steht im Gleichgewicht mit der Änderung des entsprechenden Drillungsmomentes. Die drei Formänderungsbedingungen lauten: Die Durchbiegungen zweier senkrecht zueinander liegender Träger sind in deren Kreuzungspunkt gleich groß; der Neigungswinkel der Biegelinie eines jeden Trägers ist gleich dem Verdrehungswinkel des zu ihm senkrecht liegenden Trägers.

Teilt man eine achsensymmetrische Platte in eine ungerade Anzahl von Trägern, so läuft der mittlere Träger, im nachfolgenden als *Mittelträger* bezeichnet, in jeder der beiden Hauptrichtungen unter der Stütze durch. Die Schnittkräfte der Mittelträger lassen sich mit Hilfe der Gleichgewichtsbedingungen allein bestimmen: Die Querkraftänderung des Mittelträgers steht im Gleichgewicht mit der Summe der Querkraftänderungen des jeweils senkrecht zu ihm liegenden Trägers; ebenso ist die Änderung des Biegemomentes gleich der Summe der entsprechenden Drillungsmomentenänderungen. Die Drillungsmomente der Mittelträger sind Null, da aus Symmetriegründen eine Verdrehung nicht stattfindet.

Die Biegelinie eines jeden herausgetrennten Trägers besitzt in der Symmetrieachse, das ist an der Kreuzungsstelle mit dem Mittelträger, eine waagrechte Tangente. Jede Trägerhälfte verhält sich also wie ein an einem Ende voll eingespannter Kragträger. Die Ermittlung der Formänderungen wird somit auf die Ermittlung der Durchbiegungen, der Neigungen der Biegelinien und der Verdrehungswinkel von Freiträgern zurückgeführt. Den Auflagerbedingungen dieser Freiträger ist eine besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Die Einspannstelle stellt kein festes Auflager, sondern eine elastische Stützung dar. Die Einspannstelle folgt der Durchbiegung des Mittelträgers und verdreht sich in der Ebene senkrecht zur Trägerachse entsprechend der Verbiegung des Mittelträgers. Die waagrechte Tangente der Biegelinie an der Einspannstelle bleibt erhalten. Den Eigenformänderungen des Freiträgers überlagern sich also die Formänderungen der Einspannstelle. Die Mittelträger sind Freiträger mit festen Auflagern, da für die Formänderungsbetrachtungen vom Säulenfußpunkt als Ursprungspunkt ausgegangen wird.

Unter Beachtung der Gleichgewichtsbedingungen verbleiben in jedem Knoten des Trägerrostes drei unbekannte Kräfte, und zwar eine Querkraft und zwei Momente, die als äußere angreifende Kräfte betrachtet werden können. Die Formänderungsbedingungen liefern für jeden Knoten drei Elastizitätsgleichungen, in denen die Formänderungsgrößen sich durch die angreifenden Kräfte ausdrücken lassen. Die Knotenpunkte der Mittelträger enthalten keine neuen Unbekannten. Die quadratische Platte hat außer der Symmetrieachse parallel zu ihrem Knoten zwei weitere Symmetrieachsen in den Diagonalen. Die Knotenpunkte auf den Diagonalen enthalten je eine Unbekannte<sup>2</sup>. Der Grad der statischen Unbestimmtheit  $n$  eines quadratischen Trägerrostes, der aus zwei Scharen von je  $r$  Trägern besteht ( $r =$  ungerade Zahl) ist also gleich

$$n = \frac{3}{8} (3r^2 - 8r + 5).$$

Zahlentafel 1 zeigt das starke Anwachsen der Zahl der Elastizitätsgleichungen mit wachsender Unterteilung des Trägerrostes.

Während bei der Trägerrosttheorie Schnittkräfte als statisch unbestimmte Größen eingeführt werden, benutzt die *Plattentheorie*<sup>3</sup> hierzu Formänderungen, und zwar die Durchbie-

Zahlentafel 1. Statische Unbestimmtheit des quadratischen Trägerrostes.

Anzahl der Träger in jeder Richtung . . . . .	$r$	5	7	9	11
Anzahl der Knotenpunkte . . . . .	$r^2$	25	49	81	121
Anzahl der Unbekannten	$n$	5	12	22	35

gungen der Plattenmittelebene. Bei der Trägerrosttheorie gehen die Plattenmomente unmittelbar aus der Auflösung der angesetzten Gleichungen hervor; bei der Plattentheorie folgen sie erst aus der zweifachen Differenziation der Biegefläche. Zur Lösung der Plattenaufgabe mit Hilfe des Differenzenverfahrens ist die Plattenmittelfläche mit einem Rechtecknetz zu überziehen. Die Durchbiegungen der Knotenpunkte dieses Netzes sind zu berechnen. Hierzu ist die Biegefläche in der Nähe eines Punktes durch eine analytisch einfache Näherungsfläche zu ersetzen. Da die höheren Ableitungen von Näherungsfunktionen immer stärker von denen der wirklichen Funktion abweichen, werden die Plattenmomente fehlerhaft, selbst wenn die Durchbiegungswerte noch gut zutreffen. Ähnlich wie an den Rändern eingespannter Platten ist bei Fundamentplatten die genügende Genauigkeit der erforderlichen Näherungsfunktion, das ist eine Parabel zweiter Ordnung, nur vorhanden, wenn eine sehr enge Netzteilung gewählt wird. Das erhöht aber die Anzahl der Unbekannten derart, daß eine Auflösung der Gleichungen praktisch kaum mehr durchführbar ist.

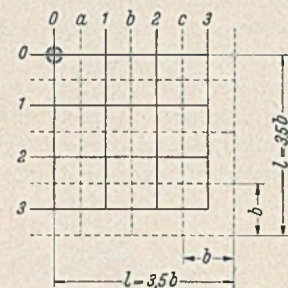


Abb. 1.

Das erhöht aber die Anzahl der Unbekannten derart, daß eine Auflösung der Gleichungen praktisch kaum mehr durchführbar ist.

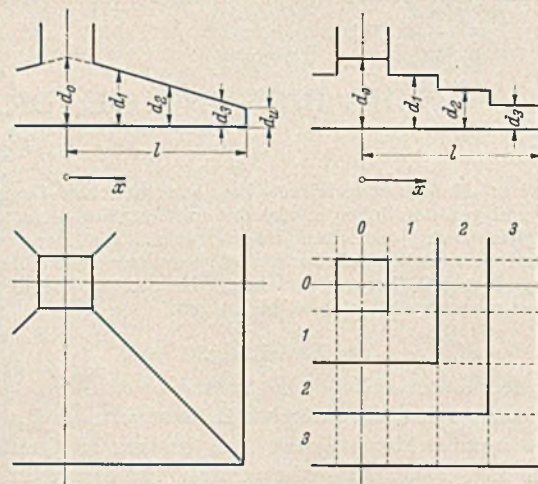


Abb. 2.

Ähnliche Verhältnisse liegen vor, wenn bei grober Netzteilung zur Erhöhung der Genauigkeit der Differenzenrechnung als Näherungsfunktionen Parabeln höherer Ordnung zugrunde gelegt werden.

### 3. Biegemomente.

Von den Ergebnissen der Berechnung wird die Momentenverteilung in einem quadratischen Einzelfundament konstanter Stärke und in einem solchen veränderlicher Stärke gezeigt. Der Berechnung liegt ein Trägerrost, bestehend aus 2 Scharen von je 7 Trägern, zugrunde. In Abb. 1 sind für ein Plattenviertel die Trägerteilung gestrichelt und die Trägerachsen in vollen Linien dargestellt. Die Fundamentplatte veränderlicher Stärke wird nach Abb. 2 für die Berechnung durch das sich elastisch ähnlich verhaltende Stufenfundament ersetzt.

Die Momente  $m_x$  auf die Breite  $l$  sind für ein Plattenviertel als Funktion des Bodendrucks  $p$  und der halben Fundamentlänge  $l$  in den Zahlentafeln 2 und 3 zusammengestellt und in den Abb. 3 und 4 zeichnerisch dargestellt. Die dem Berechnungsverfahren ent-

<sup>1</sup> S. auch E n y e d i: Trägerrost und Platte, Beton und Eisen (1935) S. 42.

<sup>2</sup> Ausführlicheres über die Berechnung s. G r o t k a m p: Fundamentplatten unter einer Säulenlast, Diss. T. H. Aachen 1940.

<sup>3</sup> D o m k e: Abriß der Plattentheorie, Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl. Bd. I, S. 309. Berlin 1930.



Zahlentafel 2. Biegemomente  $m_{ik}$  der quadratischen Platte konstanter Stärke  $d = 0,381$ . Faktor:  $pl^2$ .

i	k = 0	a	b	c
0	0,8382	0,5933	0,1045	-0,0023
1	0,5405	0,4611	0,1723	0,0197
2	0,3241	0,3115	0,1861	0,0529
3	0,2163	0,2164	0,1607	0,0714
$\frac{px^2}{2}$	0,4286	0,3673	0,1633	0,0408

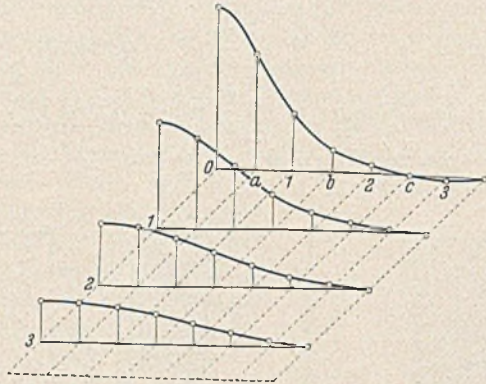


Abb. 3. Zu Zahlentafel 2. Maßstab  $1 \text{ cm} = 0,4 pl^2$ .

Zahlentafel 3.

Biegemomente  $m_{ik}$  der quadratischen Platte veränderlicher Stärke  $d_u = 0,101$  und  $d_o = 0,381$ . Faktor:  $pl^2$ .

i	k = 0	a	b	c
0	1,1030	0,8582	0,2466	0,0468
1	0,6546	0,5751	0,2295	0,0505
2	0,2413	0,2275	0,1578	0,0531
3	0,0525	0,0540	0,0608	0,0159
$\frac{px^2}{2}$	0,4286	0,3673	0,1633	0,0408

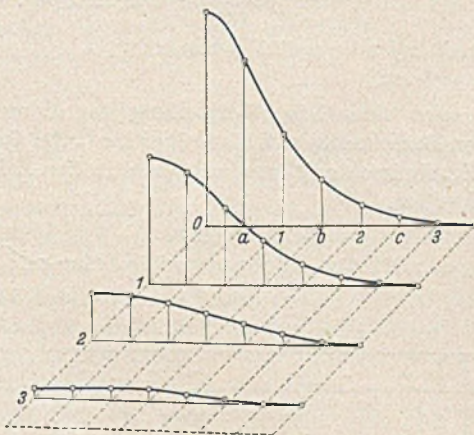


Abb. 4. Zu Zahlentafel 3. Maßstab  $1 \text{ cm} = 0,4 pl^2$ .

sprechenden sprunghaften Änderungen der Schnittkräfte in den Knotenpunkten lassen eine Aussage über die wahre Größe der Momente in diesen Punkten nicht zu. Mit den durch Auflösung der Elastizitätsgleichungen gewonnenen statischen Größen lassen sich jedoch die Momente für die Zwischenpunkte a, b und c berechnen. Eine Nachprüfung des Querkraftverlaufs zeigt, daß die Momente  $m_0$  unter der Annahme einer sich über die Mittelträgerbreite gleichmäßig ändernden Querkraft berechnet werden können. Diese Ordinaten sind durch einen stetigen Linienzug zu verbinden. Die in den Abbildungen angegebenen Momente der

Punkte 1, 2, 3 wurden durch Interpolation bestimmt. In jeder k-Reihe muß das mittlere Moment aus Gleichgewichtsgründen gleich  $\frac{px^2}{2}$  sein, d. h.:

$$\frac{1}{7} (m_0 + 2m_1 + 2m_2 + 2m_3) = \frac{px^2}{2}$$

In der eingangs erwähnten Dissertation<sup>2</sup> wurden des weiteren der Einfluß der Plattenstärke und der Einfluß der Drillungsmomente auf den Momentenverlauf untersucht.

Aus den Ergebnissen lassen sich folgende Schlußfolgerungen ziehen:

1. Die Verteilung der Biegemomente weicht erheblich von derjenigen der einfachen Balkenbiegung ab. In der Nähe der Plattenränder bleiben die Momente klein, in der Nähe der Stütze wachsen sie sehr stark an. Während in einem Achsenschnitt das mittlere Moment  $0,4286 pl^2$  beträgt, schwankt das Größtmoment je nach der Plattenausbildung etwa zwischen  $0,8 pl^2$  und  $1,1 pl^2$ .

2. Eine verhältnismäßige Änderung der Plattenstärke ist von geringem Einfluß auf den Momentenverlauf.

3. Bei den Platten konstanter Stärke findet durch die Drillungsmomente eine Entlastung der Plattenmitte statt. Die großen Momente der Mittelstreifen verringern sich, während die kleinen Momente der Randstreifen sich erhöhen.

4. Bei den Platten veränderlicher Stärke wird die günstige Wirkung der Drillungsmomente herabgemindert. Mit wachsender Steifigkeit der Plattenmitte gegenüber den Plattenrändern vergrößern sich die Spitzenmomente, während sich die Momente der elastischeren Randstreifen vermindern.

#### 4. Bemessung.

Die Spannungen lassen sich nicht mehr durch einfache Funktionen des Bodendrucks und der Fundamentlänge ausdrücken. Die Auswirkung der ungleichmäßigen Momentenverteilung wird im nachfolgenden an einem Beispiel gezeigt: Eine quadratische Säule von 60 cm Querschnittbreite überträgt bei einer gleichmäßigen Belastung des Baugrundes mit  $0,8 \text{ kg/cm}^2$  auf ein quadratisches Fundament von 420 cm Kantenlänge eine Last von  $141,1 \text{ t}$ .

Die Berechnung erfolgt für den gefährlichen Querschnitt  $k = 0$  in der y-Achse des Fundamentes, und zwar werden Streifen von 1 cm Breite im Abstand  $b = \frac{21}{7} = 60 \text{ cm}$  als volle Rechteckquerschnitte behandelt. Die Ergebnisse der Berechnung für eine Platte konstanter Stärke und eine solche veränderlicher Stärke sind in den Zahlentafeln 4 und 5 und den Abb. 5 und 6 angegeben. Diese enthalten die Momente  $m_0$ , die Nutzhöhen  $h = d - 4 \text{ cm}$ , die Nulllinienabstände x, die Hebelarme der inneren Kräfte z, die Betondruckspannungen  $\sigma_b$  und die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte  $f_e$  und  $F_e$ .

Die schraffierten Querschnittsteile in den folgenden Abbildungen geben die Druckzonen wieder.

Zahlentafel 4.

Berechnung A. Die Platte konstanter Stärke  $d = 80 \text{ cm}$ ,  $l = 210 \text{ cm}$ ,  $p = 0,8 \text{ kg/cm}^2$ ,  $h = d - 4 = 76 \text{ cm}$ ,  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ .

i	0	1	2	3	
$m_{i0}$	0,838	0,541	0,324	0,216	$pl^2$
$m_{i0}$	29 600	19 100	11 400	7 600	cmkg
x	23,8	19,6	15,6	13,6	cm
z	68,1	69,5	70,8	71,5	cm
$\sigma_b$	36,5	27,9	20,6	17,4	kg/cm <sup>2</sup>
$f_e$	0,362	0,229	0,134	0,089	cm <sup>2</sup>
$F_e$	21,7	13,7	8,1	5,3	cm <sup>2</sup>
$F_e$	28	18	11	7	v. H.

Nach den bisher üblichen überschläglichen Berechnungsverfahren wird jeder Querschnitt durch das Fundament als ein-



Zahlentafel 5.

Berechnung B. Die Platte veränderlicher Stärke.  
 $d_u = 20 \text{ cm}$ ,  $d_o = 80 \text{ cm}$ ,  $l = 210 \text{ cm}$ ,  $p = 0,8 \text{ kg/cm}^2$ ,  $h = d - 4$ ,  
 $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$ .

i	0	1	2	3	
$m_{io}$	1,103	0,655	0,241	0,053	$pl^2$
$m_{io}$	38 900	23 100	8500	1900	cmkg
$h$	81	66	46	26	cm
$x$	27,0	21,0	13,0	6,3	cm
$z$	72,0	59,0	41,7	23,9	cm
$\sigma_b$	40,1	37,3	31,4	25,9	$\text{kg/cm}^2$
$f_e$	0,450	0,326	0,170	0,066	$\text{cm}^2$
$F_e$	27,0	19,6	10,2	4,0	$\text{cm}^2$
$F_e$	28	21	11	4	v. H.

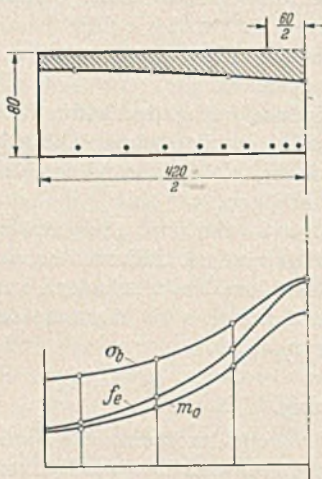


Abb. 5. Zu Zahlentafel 4.

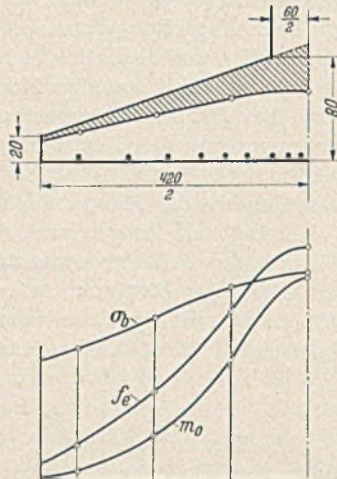


Abb. 6. Zu Zahlentafel 5.

Maßstäbe:

Längen	1 cm = $\frac{80}{3}$ cm,
Momente	1 cm = $\frac{20\ 000}{3}$ cmkg,
Spannungen	1 cm = $\frac{20}{3}$ $\text{kg/cm}^2$ ,
Bewehrung	1 cm = $\frac{0,2}{3}$ $\text{cm}^2$ .

facher Balkenquerschnitt aufgefaßt, der ein Gesamtmoment zu übertragen hat. Die Nulllinie schneidet den Querschnitt als Parallele zur Unterkante (s. Abb. 7). Der Plattenquerschnitt konstanter Stärke wird mit rechteckiger und derjenige veränderlicher Stärke mit trapezförmiger Druckzone durchgerechnet. Abgesehen davon, daß die trapezförmige Druckzone vielfach durch eine rechteckige ersetzt wird, besteht der Unterschied in den gebräuchlicheren Berechnungsweisen in der Bestimmung der Momente.

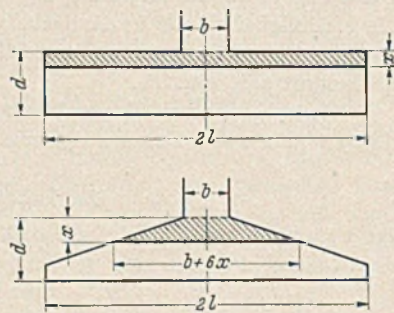


Abb. 7.

**Berechnung C.**

Moment nach Abb. 8 um einen Schnitt durch die Plattenmitte.

Querkraft  $Q = p \cdot 2l = 2 pl^2$   
 Schwerpunktsabstand  $s = \frac{1}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3}{7} l$   
 Gesamtmoment  $M = \frac{6}{7} pl^3 = 0,8571 pl^3$   
 Moment auf die Breite  $m = \frac{3}{7} pl^2 = 0,4286 pl^2$ .

Mit  $p = 0,8 \text{ kg/cm}^2$  und  $l = 210 \text{ cm}$  wird  $M = 63,5 \text{ mt}$ .

Dieses Moment entspricht dem Gesamtmoment der Berechnung nach der Trägerrosttheorie.

**Berechnung D.**

Die gebräuchlichste Art der Fundamentberechnung ist die Bemessung eines Querschnitts entlang einer Säulenkante nach Abb. 9.

Querkraft  $Q = p \cdot 2l \left(1 - \frac{b}{2}\right) = \frac{12}{7} pl^2$   
 Schwerpunktsabstand  $s = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{b}{2}\right) = \frac{3}{7} l$   
 Gesamtmoment  $M = \frac{36}{49} pl^3 = 0,7347 pl^3$   
 Moment auf die Breite  $m = \frac{18}{49} pl^2 = 0,3674 pl^2$ .

Mit  $p = 0,8 \text{ kg/cm}^2$  und  $l = 210 \text{ cm}$  wird  $M = 54,5 \text{ mt}$ .

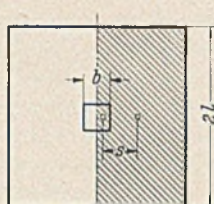


Abb. 8.

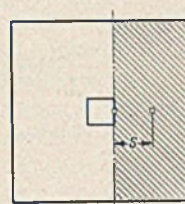


Abb. 9.

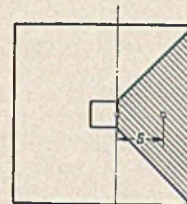


Abb. 10.

**Berechnung E.**

Moment um einen Schnitt entlang der Säulenkante. Belastung der in Abb. 10 schraffierten Trapezgrundfläche.

$F = \frac{1}{2} (2l + b) \left(1 - \frac{b}{2}\right)$   
 Querkraft  $Q = p \cdot F = \frac{48}{49} pl^2$   
 Schwerpunktsabstand  $s = \frac{1}{3} \left(1 - \frac{b}{2}\right) \frac{2 \cdot 2l + b}{2l + b} = \frac{15}{28} l$   
 Gesamtmoment  $M = \frac{180}{343} pl^3 = 0,5246 pl^3$   
 Moment auf die Breite  $m = \frac{90}{343} pl^2 = 0,2624 pl^2$ .

Mit  $p = 0,8 \text{ kg/cm}^2$  und  $l = 210 \text{ cm}$  wird  $M = 38,8 \text{ mt}$ .

Abb. 11 zeigt eine Gegenüberstellung der Momentenverteilungen aus den Berechnungen A bis E über die halbe Querschnittsbreite. Die Ergebnisse der Berechnung sind in den Zahlentafeln 6 u. 7 wiedergegeben.

Zahlentafel 6.

Bemessung der Platte konstanter Stärke nach Abb. 7a.

$d = 80 \text{ cm}$ ,  $l = 210 \text{ cm}$ ,  $p = 0,8 \text{ kg/cm}^2$ ,  
 $h = d - 4 = 76 \text{ cm}$ ,  $\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$

	A	C	D	E	
M	63,5	63,5	54,5	38,8	mt
x	siehe	17,8	16,6	14,2	cm
z	Tafel 4	70,1	70,5	71,3	cm
$\sigma_b$	36,5	24,4	22,3	18,4	$\text{kg/cm}^2$
$F_e$	75,9	75,4	64,4	45,3	$\text{cm}^2$

Die Betonspannungen der gebräuchlichen Berechnungsweisen liegen erheblich unter der tatsächlich vorhandenen Maximalspannung; selbst im Falle C wird die errechnete Spannung um 50 v. H. überschritten. Die erforderliche Stahlmenge wird nur im Falle C erreicht, das bedeutet, eine richtige Verteilung der Bewehrung vorausgesetzt, für den Fall D eine Überschreitung der Stahlspannung um etwa 15 v. H. und für den Fall E um etwa 65 v. H.



Zahlentafel 7

Bemessung der Platte veränderlicher Stärken nach Abb. 7b.

$d_o = 80 \text{ cm}, \quad d_u = 20 \text{ cm}, \quad l = 210 \text{ cm}$   
 $p = 0,8 \text{ kg/cm}^2, \quad h = d - 4 = 76 \text{ cm}, \quad \sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2$

	B	C	D	E	
M	63,5	63,5	54,5	38,8	mt
x	siche	30,7	29,1	25,8	cm
z	Tafel 5	63,2	63,9	65,4	cm
$\sigma_b$	40,1	54,1	49,6	41,1	kg/cm <sup>2</sup>
$F_e$	94,6	83,7	71,0	49,4	cm <sup>2</sup>

Schon ein Vergleich der Druckzonen der Platte veränderlicher Stärke (Abb. 6 und 7) läßt erkennen, daß bei einer Verteilung der Betonspannung über die ganze Querschnittsbreite die Größtspannung kleiner ist als bei einer Zusammenfassung unter der Säule. Dagegen gibt diese angenehme Zusammenziehung der Druckzone in den oberen Teil des Trapezes einen zu großen Hebelarm der inneren Kräfte und damit einen zu geringen Stahlquerschnitt. Selbst bei richtiger Stabverteilung werden in den Fällen C, D und E die Stahlspannungen um etwa 10, 30 und 90 v. H. überschritten.

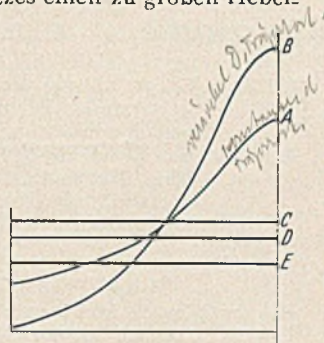


Abb. 11.

Momentenverteilung.

Maßstab  $1 \text{ cm} = \frac{0,4}{3} \text{ pl}^2$ .

Über die richtige Lage der Bewehrung konnte bisher nichts ausgesagt werden. Oft genug läßt sich feststellen, daß die Stäbe in gleichem Abstand verlegt werden, obgleich ein guter Konstrukteur rein gefühlsmäßig diese im mittleren Fundamentteil enger legt. Die richtige Verteilung kann nach Maßgabe der Zahlentafeln 4 und 5 für beide Fälle A und B in gleicher Weise etwa nach folgendem Schema vorgenommen werden:

Streifen . . . . .	3	2	1	0	1	2	3
Bewehrung in v. H. . . . .	5	10	20	30	20	10	5

Bei gleichem Stababstand sind in jedem der 7 Plattenstreifen etwa 14 v. H. der Gesamtbewehrung vorhanden. Während in diesem Fall die Bewehrung in den Randstreifen nicht einmal zur Hälfte ausgenutzt wird, findet im Mittelstreifen eine Überbeanspruchung von etwa 100 v. H. statt.

5. Näherungsverfahren.

Die nicht allzusehr voneinander abweichenden Ergebnisse der vorliegenden Untersuchungen legen den Gedanken nahe, ein überschlägliches Berechnungsverfahren aufzustellen, das dem Umfang und der Rechenarbeit der bisherigen Verfahren entspricht. Dies wird erreicht, wenn der Bemessung wie bisher ein einfach zu bestimmendes Gesamtmoment zugrunde gelegt werden kann und der Fundamentquerschnitt sich durch einen gleichwertigen Rechteckquerschnitt ersetzen läßt. Ein solcher Ersatzrechteckquerschnitt hat folgenden Bedingungen zu genügen:

1. Er muß sich aus allen vorkommenden Fundamentquerschnitten nach einfachen Regeln bilden lassen.
2. Das der Berechnung zugrunde gelegte Moment muß gleichmäßig über die Querschnittsbreite verteilt angenommen werden können.
3. Der mit seiner Hilfe errechnete Stahlquerschnitt muß gleich dem wirklich erforderlichen sein.
4. Die errechnete Druckspannung muß gleich der tatsächlich auftretenden Größtspannung sein.

Das Moment der Berechnung C Abb. 8

$$M = pl^2 \left(1 - \frac{b}{2}\right)$$

entspricht, wie bereits festgestellt, dem Gesamtmoment in der Fundamentachse nach der Trägerrostberechnung für jede beliebige Fundamentausbildung.

Dieses Moment soll der Berechnung zugrunde gelegt werden.

Die Höhe  $d'$  des Ersatzrechteckquerschnittes (Abb. 12) bestimmt sich im wesentlichen aus Bedingung 3. Da  $F_e = \frac{M}{\sigma_e z}$ , so ist der Hebelarm der inneren Kräfte  $z$  derart zu bestimmen, daß  $F_e$  dem erforderlichen Bewehrungsquerschnitt entspricht.

Ein Vergleich der Zahlentafeln 4 und 5 zeigt eine annähernd gleiche prozentuale Verteilung der Bewehrung über den Fundamentquerschnitt. Der im Schwerpunkt des Stahlquerschnitts einer Seite vorhandene Hebelarm der inneren Kräfte  $z$  ist ein mittleres  $z$ , das die gestellte Bedingung ganz gut erfüllt. Dieser Schwerpunkt liegt etwa in  $\frac{1}{3}$  von der Achse. Die Plattenstärke in  $\frac{1}{3}$  wird als Höhe  $d'$  gewählt.

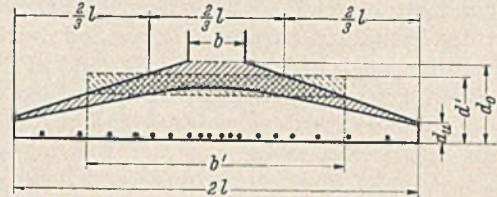


Abb. 12.

Die Breite  $b'$  des Ersatzrechteckquerschnittes ist als Funktion der Fundamentabmessungen unter Einhaltung der Bedingung 4 zu bestimmen. Eine solche Funktion ist beispielsweise

$$d' = d_u + \frac{d_o - d_u}{1 - 0,5 \frac{b}{3}} \cdot \frac{2}{3} l$$

Die Breite  $b'$  des Ersatzrechteckquerschnittes ist als Funktion der Fundamentabmessungen unter Einhaltung der Bedingung 4 zu bestimmen. Eine solche Funktion ist beispielsweise

$$b' = \frac{d_o}{h} l$$

wenn  $h$  der Abstand der Druckkante des Rechteckquerschnitts von der Bewehrungsmitte ist. Die Richtigkeit der gewählten Abmessungen ist an Hand der Grenzfälle Berechnung A und B aus Teil 4 nachzuweisen.

Berechnung A'.

Fundament nach Abb. 5. Bodendruck  $8 \text{ t/m}^2$ .

Moment  $M = pl^2 \left(1 - \frac{b}{2}\right) = 8 \cdot 2,1^2 \left(2,1 - \frac{0,6}{2}\right) = 63,5 \text{ mt}$ .

Ersatzrechteckquerschnitt

Höhe  $d' = d_u + \frac{d_o - d_u}{1 - 0,5 \frac{b}{3}} \cdot \frac{2}{3} l = d_o = 80 \text{ cm}$

Nutzhöhe  $h = 80 - 4 = 76 \text{ cm}$

Breite  $b' = \frac{d_o}{h} l = \frac{80}{76} \cdot 210 = 221 \text{ cm}$

aus  $r = \frac{h}{\sqrt{M \cdot b}} = \frac{76}{\sqrt{63500 \cdot 2,21}} = 0,449$  folgt  $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{35,9}{1200}$

und  $F_e = t \sqrt{M \cdot b} = 0,207 \sqrt{63500 \cdot 2,21} = 77,7 \text{ cm}^2$ .

Nach der genaueren Berechnung A betragen  $\max \sigma_b = 36,5 \text{ kg/cm}^2$  und  $F_e = 75,9 \text{ cm}^2$ .

Berechnung B'.

Fundament nach Abb. 6. Bodendruck  $8 \text{ t/m}^2$ .

Moment  $M = pl^2 \left(1 - \frac{b}{2}\right) = 8 \cdot 2,1^2 \left(2,1 - \frac{0,6}{2}\right) = 63,5 \text{ mt}$ .

Ersatzrechteckquerschnitt

Höhe  $d' = d_u + \frac{d_o - d_u}{1 - 0,5 \frac{b}{3}} \cdot \frac{2}{3} l = 20 + \frac{80 - 20}{210 - 30} \cdot \frac{2}{3} \cdot 210 = 67 \text{ cm}$

Nutzhöhe  $h = 67 - 4 = 63 \text{ cm}$

Breite  $b' = \frac{d_o}{h} l = \frac{80}{63} \cdot 210 = 267 \text{ cm}$

aus  $r = \frac{h}{\sqrt{M \cdot b}} = \frac{63}{\sqrt{63500 \cdot 2,67}} = 0,408$  folgt  $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{40,4}{1200}$

und  $F_e = t \sqrt{M \cdot b} = 0,230 \sqrt{63500 \cdot 2,67} = 94,8 \text{ cm}^2$ .

Nach der genaueren Berechnung B betragen:

$\max \sigma_b = 40,1 \text{ kg/cm}^2$  und  $F_e = 94,6 \text{ cm}^2$ .



Die Fehler der überschläglichen Berechnung halten sich in folgenden Grenzen:

Betondruckspannung — 1,6 bis + 0,5 v. H.  
Bewehrungsquerschnitt + 2,2 bis + 0,2 v. H.

#### 6. Zusammenfassung.

Die durch die Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse lassen sich in folgenden Punkten zusammenfassen:

1. Als der am stärksten auf Biegung beanspruchte Querschnitt wird der Schnitt in der Fundamentachse festgestellt. Eine Versuchsreihe mit unbewehrten quadratischen Fundamentplattenmodellen konstanter sowie veränderlicher Stärke aus Zementmörtel auf Sandbettung zeigte, daß der Bruchriß immer durch den Mittelpunkt der Platte und parallel zu einer Seite verläuft.

2. An der Biegung ist der gesamte Bodendruck links oder rechts vom Schnitt beteiligt. Wird als Belastungsfläche nur eine

Trapezfläche nach Abb. 10 gewählt, so treten im Fundament erhebliche Überbeanspruchungen auf.

3. Als Druckbreite ist bei Platten konstanter Stärke etwa  $\frac{1}{2}$  und bei Platten veränderlicher Stärke  $\frac{1}{2}$  bis  $\frac{2}{3}$  der Kantenlänge in Rechnung zu setzen. In letzterem Fall ist die rechnungsmäßige Plattenstärke bis auf etwa  $\frac{5}{6}$  der am Säulenfuß vorhandenen größten Plattenstärke zu ermäßigen (s. Abb. 12).

4. Das größte Augenmerk ist auf eine den Beanspruchungen angepaßte Verteilung der Bewehrung zu richten. Diese Verteilung kann nach dem im Abschnitt 4 angegebenen Schema vorgenommen werden. Die Stäbe sind demnach parallel zu den Fundamentkanten mit wachsendem Abstand von der Achse zum Rande hin so zu verlegen, daß der Abstand am Rande das 6-fache des Abstandes unter der Säule beträgt. Werden die Stäbe in gleichem Abstand verlegt, so erhöht sich die Spannung der mittleren Stäbe ungefähr auf das Doppelte der errechneten Spannung.

*festlegung welcher Bodenriß aber andererseits nicht geben, nach Bodenriß*

## PATENTBERICHTE.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 18 vom 30. April 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 c, Gr. 2/31. E 53 094. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Karl Eberle, Waiblingen. Verfahren zur Herstellung von Betonstraßendecken. 28. X. 39.
- Kl. 19 d, Gr. 3/02. G 95 417. Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G., Oberhausen, Rhld. Leichtbauplatte, insbesondere für Brückenfahrbahnen und Dächer. 11. V. 37. Österreich.
- Kl. 19 f, Gr. 1. B 188 386. Erfinder, zugleich Anmelder: Johann Bauer, Zerbst. Anh. Vorrichtung zur Herstellung von Stollen oder Schächten; Zus. z. Pat. 704 113. 15. VIII. 39.
- Kl. 37 a, Gr. 2. B 187 715. Erfinder, zugleich Anmelder: Albert Benzinger, Karlsruhe, u. Hugo Benzinger, Berlin. Decke aus vorher gefertigten Hohlsteinbalken. 16. VI. 39.
- Kl. 37 b, Gr. 1/01. G 97 291. Erfinder, zugleich Anmelder: Franz Gregoritsch, Klagenfurt. Balken für Blockwände. 18. II. 38. Schweiz 27. II. 37.
- Kl. 37 b, Gr. 3/03. E 51 540. Erfinder: Dr.-Ing. Karl Riedlinger, Wien. Anmelder: „Elin“ Aktiengesellschaft für elektrische Industrie, Wien. Verfahren zur Herstellung von Stahlbetonhohlmasten. 27. VIII. 38. Österreich 1. IX. 37.
- Kl. 37 c, Gr. 2. R 105 426. Erfinder: Arno Götz, Dresden. Anmelder: Rolf, Götz & Co., Dresden. Vorrichtung zum Verankern mehrerer aufrecht nebeneinander aufgestellter Gerüstleitern. 13. VI. 39.
- Kl. 37 f, Gr. 1/04. R 103 325. Erfinder, zugleich Anmelder: Werner Retzlaff, Berlin-Charlottenburg. Sprungturm aus einer bockartigen Metallkonstruktion für Schwimmbäder. 12. IX. 38.
- Kl. 72 g, Gr. 7/03. R 103 535. Erfinder, zugleich Anmelder: Leo Reinert, Bonn. Schachtabdeckung für Notausstiege an Luftschutzräumen. 15. X. 38.

Kl. 80 a, Gr. 51. S 144 312. Sonderbau G. m. b. H. der Deutschen Arbeitsfront, Berlin-Wilmersdorf. Verfahren zur Herstellung von Spannbetonbalken. 3. III. 41.

Kl. 84 c, Gr. 4. H 163 653. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing. Hans Heymann, Darmstadt, und Dr. Heinz Kurz, Berlin. Verfahren zur Überwindung des Reibungsschlusses an Rammträgern zu deren Wiedergewinnung bei Tiefbauten. 4. XI. 40.

### Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Heft 19 vom 7. Mai 1942 und von demselben Tage an auf drei Monate beim Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 37 a, Gr. 5. E 52 651. Erfinder, zugleich Anmelder: Erich Eisfeld und Egon Bode, Kassel. Aus Gitterträgern bestehender Dachstuhl in holzsparender Bauweise. 12. VI. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 37 b, Gr. 2/02. A 85 172. Kurt Arnold, Weißbach, Zschopautal i. Sa. Bauplatte mit zwei im Abstand voneinander angeordneten Wänden aus Stoffen verschiedener Dehnung. 15. XII. 37. Österreich.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. N 40 192. Erfinder: Fritz Nitzsche, Karlsruhe. Anmelder: Fritz Nitzsche Inh. Johann Neundörfer, Karlsruhe. Stahlbetonmastfuß. 19. XII. 36.
- Kl. 74 d, Gr. 8/01. M 127 447. Dr. Hans Möckel, Wiesbaden. Signalanlage für Straßen, insbesondere Reichsautobahnen. 14. V. 34.
- Kl. 85 d, Gr. 1. P 80 199. Erfinder: Hermann Malz, Jaslo., Generalgouvernement. Anmelder: Preußische Bergwerks- und Hütten-A.-G., Zweigniederlassung Erdöl- und Bohrverwaltung, Hannover. Brunnenfilter und -rohre aus Holz oder ähnlichen Werkstoffen; Zus. z. Pat. 671 495. 28. XII. 39. Protektorat Böhmen und Mähren.

## PERSÖNLICHES.

### Dr.-Ing. A. Schleusner 60 Jahre alt.

Am 11. Juni vollendete Dr.-Ing. Arno Schleusner, Beratender Ingenieur für Bauwesen, sein 60. Lebensjahr. Er studierte an der Technischen Hochschule Berlin Bauingenieurwesen und an den Universitäten Berlin, Rostock und Jena Mathematik und theoretische Physik. Anschließend an sein Studium war er vor und nach dem Weltkrieg bei verschiedenen Firmen im Stahlbeton- und Stahlbau tätig. Am Weltkrieg nahm er bis Juli 1916 als Artillerieoffizier teil; bis Ende des Krieges war er dann in der Flugzeugindustrie tätig, wo er zahlreiche erfolgreiche Flugzeugtypen berechnete. Von 1930 an betätigte er sich als beratender Ingenieur für Bauingenieurwesen. Viele Bauten, von denen nur das Reichsluftfahrt-Ministerium und die Bauten des Flughafens Tempelhof genannt sein mögen, zeugen von seiner Ingenieur-tätigkeit.

In zahlreichen Veröffentlichungen der Fachzeitschriften hat S c h l e u s n e r die Ergebnisse seiner Studien der Fachwelt zugänglich

gemacht. Von seinen Buchveröffentlichungen seien hier genannt: „Strenge Theorie der Knickung und Biegung“, 1. Teil, Leipzig 1937, „Zur Konvergenz des Engesser-Vianello-Verfahrens“, Berlin 1938, und „Die Stabilität des mehrfeldrigen elastisch gekrümmten Stabes“ (= Forsch. Stahlbau, Heft 1), Berlin 1938, und von seinen Aufsätzen: „Statische Momente und Trägheitsmomente für den Lastenzug „E““, Bauing. 6 (1925) S. 945, „Zur Ableitung der Eulerschen Knicklast“, Bauing. 19 (1938) S. 431, „Die Eisenbetonbauten des Weltflughafens Berlin-Tempelhof“, Bauing. 19 (1938) S. 621, „100 Jahre Energieprinzip“, Bauing. 23 (1942) S. 163.

S c h l e u s n e r gehört zu den Ingenieuren, bei denen theoretisches Wissen und konstruktive Fähigkeiten in glücklicher Harmonie vereinigt sind. Die Fachwelt wünscht dem nunmehr Sechzigjährigen eine weitere erfolgreiche Tätigkeit.

D i s c h i n g e r, Berlin.

INHALT: Dalben im Hamburger Hafen. Von Oberbaurat Dipl.-Ing. H. Wedekind, Hamburg. S. 179. — Die Biegung quadratischer Einzelfundamente. Von Dr.-Ing. A. Grotkamp, Techn. Hochschule Aachen. S. 189. — Patentberichte. S. 194. — Persönliches. S. 194.

Dieses Heft enthält keine Literaturschau, die nächste erscheint in Heft 27/28.