

# DIE BAUTECHNIK

19. Jahrgang

BERLIN, 31. Oktober 1941

Heft 46/47

Alle Rechte vorbehalten.

## Erfahrungen mit Stahlbuhnen auf der Insel Sylt.

Von Oberbaurat Lüpkes, Marschenbauamt Husum, und Regierungsbaurat Siemens, Wasserstraßenamt Tönning.

Zu den wichtigsten Küstenschutzaufgaben an der schleswig-holsteinischen Westküste gehört die Sicherung des dem unmittelbaren Angriff der offenen See ausgesetzten 40 km langen Weststrandes der Insel Sylt. Im Gegensatz zu den größeren ostfriesischen Inseln, die in erster Linie durch starke Küstenströmungen in ihrem Bestand gefährdet sind, werden die ständigen Abbrüche der Sylter Steilküste überwiegend durch die Brandung bei hohen Fluten verursacht. Die nur schwache Küstenströmung übernimmt dann das Fortschaffen der von der Brandung zum Abrutschen gebrachten Sandmassen.

Die Abbrüche an der Westküste der Insel finden auf der um 20° aus der Nordrichtung nach Osten abweichenden Nordstrecke in wesentlich höherem Maße statt als auf der in Nord-Südrichtung verlaufenden Strandstrecke Westerland—Hörnum (Abb. 1). Der Schwerpunkt des Sylter Küstenschutzes liegt aus diesem Grunde auf dem nördlichen Inselteil.

Die ersten Buhnenbauten auf Sylt gehen auf das Ende der sechziger Jahre des vorigen Jahrhunderts zurück. Nach einigen kleinen Versuchs- bühnen aus kürzeren Pfählen, die jedoch bald nach ihrem Bau wieder zerstört wurden, folgte 1871 die Herstellung von drei Steinbuhnen vor Westerland. Auf Grund der mit diesen Steinbuhnen gemachten guten Erfahrungen wurde nun mit großem Kostenaufwand bis 1899 auf der 22 km langen Strandstrecke von Rantum bis zum Norden allmählich eine umfassende Reihe von 125 Stein- und Pfahlbuhnen angelegt. In Abb. 2 sind die für die damalige Zeit außerordentlich schweren Steinwerke sowie die Pfahlbuhnen dargestellt. Die Hauptbuhnen hatten einen gegenseitigen Abstand von etwa 500 m, während die Pfahlbuhnen Zwischenwerke bildeten. Dieser Buhnegürtel, der bereits bald nach der Fertigstellung erhebliche Mängel erkennen ließ, wurde bis zum Weltkrieg 1914 bis 1918 mit hohen Kosten planmäßig unterhalten. Während der Kriegsjahre geriet dann der größte Teil der Buhnen, namentlich wegen ihrer zu flachen Gründung durch Auftreiben der Pfähle, Absacken der Steindecke, Hinterspülung, Bohrwurmfraß und Sandschliff fast gänzlich in Verfall. Eine beabsichtigte durchgreifende Instandsetzung der Buhnen mußte der hohen Kosten wegen und mit Rücksicht auf die geldlichen Schwierigkeiten in den Jahren nach dem Kriege zurückgestellt werden und ist später, abgesehen von wenigen Werken, ganz unterblieben.



Abb. 1. Übersichtskarte der Insel Sylt und der Buhnen am Weststrande.

Die schon auf die Zeit vor dem Weltkrieg zurückgehenden Bemühungen nach einer billigeren und besseren Bauweise führten in den Jahren 1924 und 1925 zum Bau von drei Versuchs- bühnen (Buhnen 3 bis 5 nördlich Westerland, Lageplan Abb. 1) aus 5 m langen, 20 × 20 cm dicken Stahlbeton- pfählen mit Kellspon- dung und leichter Kantholzverhol- mung. Diese auf Abb. 3 dargestellten, nur rd. 80 m langen Buhnen sind bis heute ohne jegliche Unterhaltung unversehrt geblieben und haben sich in baulicher Hinsicht ausgezeichnet bewährt. Die Fortführung dieser Bauweise scheiterte indes- sen an den hohen Baukosten, die mit rd. 470 RM für 1 m nur wenig unter den Kosten der Steinbuh- nen lagen, und an der langen Bauzeit, die sich aus der Not-

wendigkeit ergab, daß die in der Nähe der Baustelle hergestellten Pfähle vor der Verwendung im Meerwasser zur Erhärtung mehrere Monate lagern mußten. Darüber hinaus wurde damals auch befürchtet, daß die Betonpfähle im Salzwasser keine lange Lebens- dauer haben würden.

Die nach der Herstellung der Versuchs- bühnen wieder einsetzenden Bemühungen nach der zweck- mäßigsten und wirtschaftlichsten Bauweise führten dazu, an Stelle von Stahlbetonpfahlbuhnen den Bau von Buhnen aus Stahlspund- bohlen vorzuschlagen. Als erste Versuchs- bühne wurde im Herbst 1927 die Buhne 9 zwischen Westerland und Weeningstedt aus gebrauchten Larssen-Spund- bohlen Größe II gerammt. Zwei weitere Versuchs- bühnen (Buhne 12 und 13) folgten 1928. Diese Buhnen, die je nach Länge und Dicke der Bohlen etwa 180 bis 200 RM für 1 m kosteten, beein- flußten infolge ihrer Dichte die Sandablagerungen sehr vorteilhaft. Als dann die Novembersturmflut 1928 bei Weeningstedt und Kliff- ende schwere Abbrüche verur- sachte, wurden von 1929 an auf Grund der guten Ergebnisse mit den Versuchs- bühnen in verstärk- tem Maße weiterhin ausschließlich einreihige Spundwand- bühnen ge- baut. Insgesamt wurden bis 1938 vor Westerland und von dort bis zur Nordwestspitze der Insel —

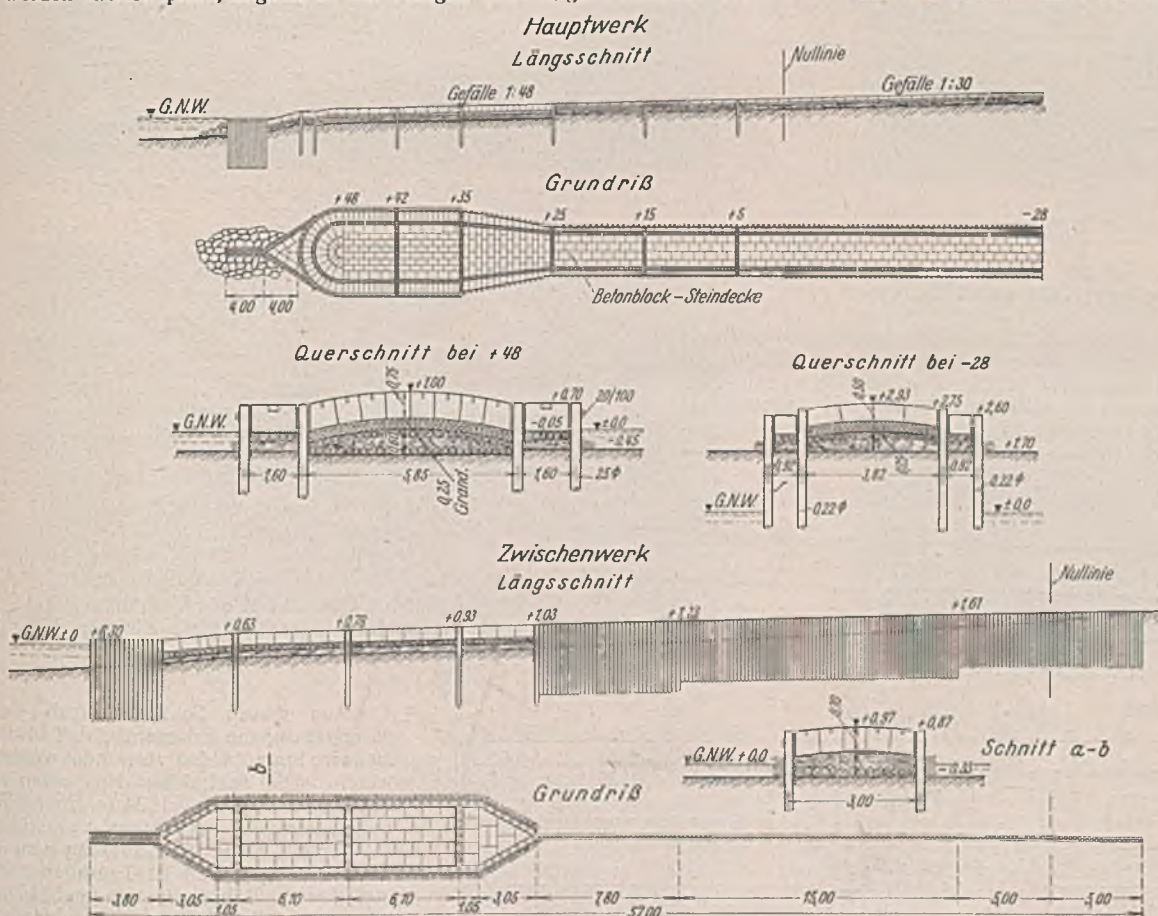


Abb. 2. Steinbuhnen am Weststrande der Insel Sylt.



ausgenommen eine 2 km lange, bisher ungeschützt gebliebene Strandstrecke nördlich Kampen —, ferner an der Nordseite des Ellenbogens und am Oststrand von Hörnum mehr als 130 Buhnen fertiggestellt (Abb. 1). Die Verteilung der Bauten auf die einzelnen Jahre sowie die gewählten Bohlenlängen und die Bauweise und Größe der Spundbohlen sind aus der folgenden Zusammenstellung ersichtlich.

Jahr	Anzahl der gebauten Buhnen	Länge der Bohlen in m	Spundwand
1927	1	4 bis 7	Larssen II
1928	2	4 „ 5	1 Buhne Larssen Ia 1 Buhne Larssen Ia bis III
1929	4	3 „ 7	Larssen I
1930	11	4 „ 7	10 Buhnen Larssen I 1 Buhne Hoesch I
1931	20	4 „ 7	Larssen I
1932	8	4 „ 7	6 Buhnen Larssen I 2 Buhnen Krupp II
1933	19	4 „ 8	16 Buhnen Larssen X (verstärkt) 3 Buhnen Krupp II
1934	35 und 6 Buhnenverlängerungen	4 „ 9	10 Buhnen Larssen X (verstärkt) sonst Larssen XII
1936	25, davon 5 Buhnen als Ersatz für zerstörte	6 „ 9	21 Buhnen Larssen XII 4 Buhnen Klöckner XII
1937	2, davon 1 als Ersatz für zerstörte, 10 Buhnenverlängerungen	6 „ 10	2 Buhnen Larssen XII Verlängerungen Klöckner XII
1938	11, davon 2 als Ersatz für zerstörte	6 „ 10	6 Buhnen Larssen XII 5 Buhnen Klöckner XII

eine Tatsache, die als Beweis für die schon erwähnte geringe Stärke der Küstenlängsströmung vor Sylt angesehen werden mag —, hat sich die verstärkte Kopfausbildung durchaus als zweckmäßig erwiesen und seit ihrer Einführung das Aufrollen von Buhnen von der Seeseite her verhindert.

Die Länge der Buhnen wurde in den ersten Jahren je nach den örtlichen Verhältnissen zwischen 60 bis 80 m gewählt. Diese Buhnen waren aber bei einem gegenseitigen Abstand von 150 m und mehr zu kurz, so daß bei den späteren Ausführungen die Längen auf durchweg 100 bis 120 m heraufgesetzt worden sind. Die Buhnen vor den Westländer Strandschutzwerken haben nach ihrer im Jahre 1937 ausgeführten Verlängerung bei gleichen Abständen sogar Längen von 140 bis 160 m und haben dadurch vor dem südlichen Teil der Strandmauer die Bildung eines besonders breiten Vorstrandes bewirkt, wie er vormem niemals beobachtet worden ist. Im nördlichen, nach Nordosten abbiegenden Strandteil ist eine Verbreiterung des Strandes durch die Verlängerung der Buhnen nicht eingetreten.

Vor der weiteren Erörterung des Wertes und der Wirkung der Sylter Spundwandbuhnen sollen nun zunächst die wesentlichen Ursachen geschildert werden, die zur Entwicklung der heutigen Bauweise geführt haben.

Bis zum Jahre 1932 wurden die Buhnen fast ausnahmslos aus 3 bis 7 m langen Spundbohlen hergestellt, wobei, wie die auf Abb. 4 dargestellte Buhne aus dem Jahre 1931 zeigt, die kürzeren Bohlen überwiegen. Bei Erbauung der Buhne hatte der Vorstrand eine solche Höhe, daß die Bohlen weit über zwei Drittel im Boden standen, so daß sie ausreichend tief gegründet erschienen.

Ein wesentlich anderes Bild ergibt sich aber, wenn man berücksichtigt, daß die Höhenlage des Vorstrandes von Sylt Schwankungen bis zu 2,50 m unterworfen ist. Bei ungünstiger Strandlage stehen die Buhnen bei dieser Bohlenlänge also vielfach anstatt zu zwei Dritteln im Boden zu zwei Dritteln ihrer Bohlenlänge frei und sind in diesem Zustand keinem stärkeren Brandungsangriff mehr gewachsen. Es treten dann die bekannten Verformungen auf, wie sie an der bereits teilweise wieder eingesandeten Buhne 81 auf Abb. 6 zu erkennen sind, die noch 1934 aus überwiegend 4 bis 6 m langen Bohlen hergestellt worden ist. Nicht immer hat ein derartiges Ausweichen der Spundbohlen zur Zerstörung von Buhnen geführt. In den meisten Fällen aber, besonders da, wo Buhnen infolge einseitiger Strandabnahme längere Zeit einem oft großen Sandüberdruck ausgesetzt waren, wurden die Bohlen nach und nach ganz umgelegt, so daß sie in kurzer Zeit völlig einsandeten. Auf diese Weise ging eine Anzahl von Buhnen am Ellenbogen und westlich von List ganz oder teilweise verloren (Abb. 7). Wie stark dabei die Beanspruchung des Stahles sein kann, veranschaulicht Abb. 8, die eine der Länge nach abgerissene Spundbohle Larssen XII mit 12 mm Wanddicke zeigt.

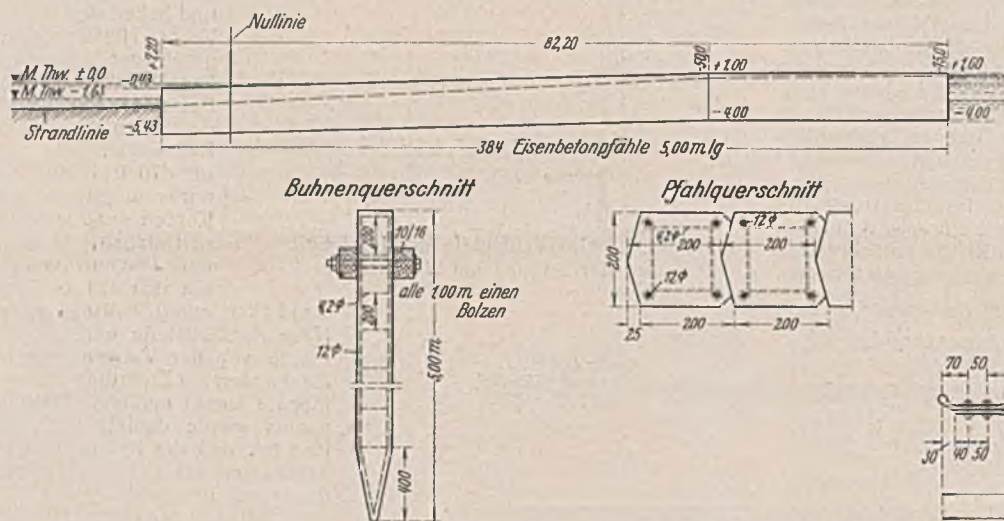


Abb. 3. Stahlbetonbuhne 4<sup>n</sup> am Weststrande der Insel Sylt. Erbaut im Jahre 1924 und 1925.

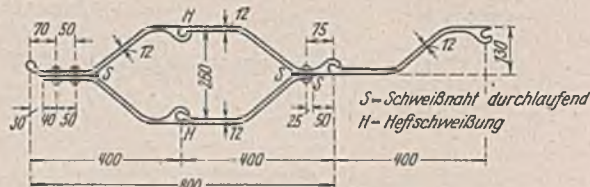


Abb. 5a. Querschnitt des Buhnenkopfes bei Verwendung der Kastenbohle Klöckner XII.

Wie die Übersicht zeigt, wurde die Spundwandbuhnenbauweise also im Laufe der Zeit durch Verwendung schwererer Wände und Vergrößerung der Bohlenlängen erheblich verstärkt. Seit der Einführung der für Buhnen besonders geeigneten Größe XII haben ferner die Buhnenköpfe eine 10 bis 12 m lange Kastenbohle als Abschluß erhalten (Abb. 5, 5a, 5b). Obwohl nach den bereits damals vorliegenden Erfahrungen mit Kolkungen an den Buhnenköpfen nicht zu rechnen war —

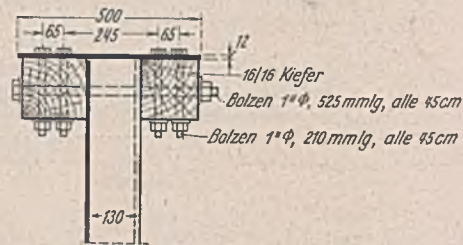


Abb. 5b. Querschnitt der Verholmung bei Verwendung der Stahlbohle Klöckner XII.

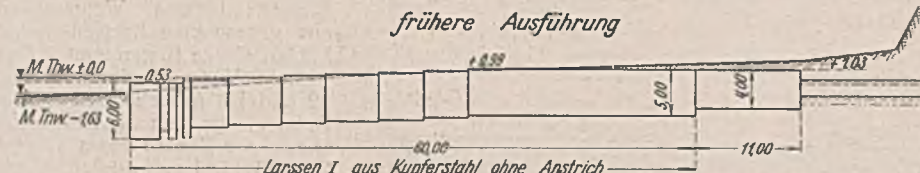


Abb. 4. Stahlbuhnen am Weststrande der Insel Sylt. Frühere Ausführung.

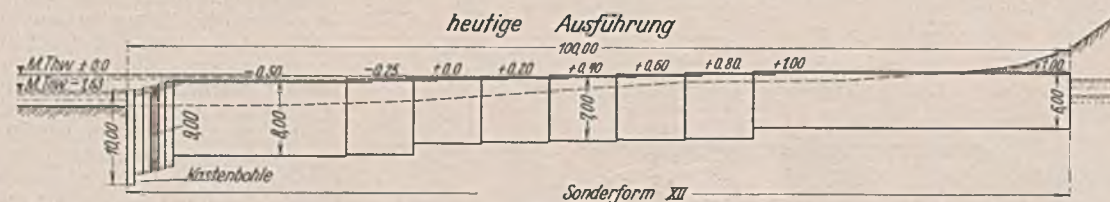


Abb. 5. Heutige Ausführung.

Aus diesen Schäden ergab sich zwangsläufig die Erkenntnis, daß bisher zu kurze Spundbohlen verwendet worden waren. Die zahlreichen Neubauten in den Jahren 1933 und 1934 (s. Übersicht) erhielten daher in ihrem seeseitigen Buhnenteil schon Spundbohlen von 8 bis 9 m Länge. Seit 1936 wurden aber auch für die Buhnenwurzeln unabhängig von der zur Zeit des Baues vorhandenen





Abb. 6. Seitliches Ausweichen der  
Stahlpundbohlen bei Buhne 81.



Abb. 8. Zerstörung an Buhne 75.

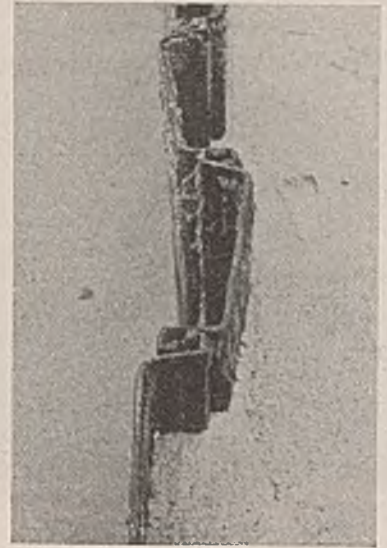


Abb. 10. Aus den Schlössern  
gesprungene Stahlpundbohlen Größe I.

Strandhöhe grundsätzlich 6-m-Spundbohlen gewählt, mit dem Erfolg, daß an den in dieser Weise ausgeführten Werken bisher keine nennenswerten Schäden durch Ausweichen und Umklappen von Bohlen entstanden sind. Die Abmessungen einer solchen Buhne aus Klöckner Sonderform XII sind aus Abb. 5 ersichtlich.

aber noch ausreichen. Im Gegensatz zu den ersten Baujahren, in denen landseitige Buhnenverlängerungen aus Ersparnisgründen aus kürzeren Holzspundbohlen hergestellt wurden, sind daher nach diesen Erfahrungen später ausschließlich Spundbohlen von 6 m Länge gerammt worden.



Abb. 7. Durch Umlegen von Bohlen zerstörte Buhnen.



Abb. 11.

Aus den Schlössern gesprungene Stahlpundbohlen Größe XII.



Abb. 9. Hinterläufige Buhne 111.



Abb. 12. Blick von der Strandmauer Westerland nach Süden.  
In die beiden Buhnen 1<sup>n</sup> und 1<sup>s</sup> im Vordergrund sind durch  
Sturmfluten Lücken geschlagen.

Die Verwendung von 6-m-Bohlen für die Buhnenwurzeln wurde auch aus dem Grunde notwendig, weil im Laufe der Jahre infolge weiteren Rückgangs der Dünensteilkante zahlreiche Buhnen hinterläufig geworden waren (Abb. 9). Die rückwärtige Verlängerung solcher Buhnen muß mit möglicher Beschleunigung vorgenommen werden, weil eine rasche Beseitigung der Umläufigkeit erforderlich ist, um die Bildung einer durchgehenden tieferen Rinne am Fuß der Steilkante und somit verstärkte Abbrüche zu verhindern. Der frühere landseitige Buhnenteil liegt dann weiter nach der Strandmitte hin, wo die bis 1934 verwendeten 3 und 4 m langen Spundbohlen zu kurz sind, Bohlen von 6 m Länge

Neben der Vergrößerung der Bohlenlängen führte die seit 1936/37 bei allen am Sylter Weststrand ausgeführten neuen Buhnen und Buhnenverlängerungen angebrachte schwere Verholmung zu einer weiteren Verbesserung und Verstärkung der Bauweise. Aufgabe des Holms ist es, seitlichen Ausweichungen entgegenzuwirken und vor allem das Ausdem-Schloß-springen der Bohlen zu verhindern. Diese letzte Erscheinung, die an zwei Beispielen auf Abb. 10 u. 11 gezeigt wird, ist namentlich bei den dünnwandigen Bohlen an zahlreichen unverholmten Buhnen





Abb. 13. Wirbel an einer Buhnenlücke.



Abb. 14. Lücke in Buhne 42. Bohlen teilweise aus dem Schloß gesprungen.

beobachtet worden. Derartige Buhnen, die in manchen Fällen buchstäblich nur noch aus einer größeren Zahl einzelner Spundwandtafeln bestehen, haben natürlich ihren Halt verloren und dürften über kurz oder lang der völligen Zerstörung anheimfallen.

Diese Schäden erklären sich aus dem Umstande, daß bei starkem Seegang die sich fortwährend wiederholenden Brandungswellen eine dauernde Bewegung der Spundwand veranlassen, die wiederum Zugspannungen in der Längsrichtung der Buhne hervorruft. Dieser dauernden Beanspruchung halten die Schlösser der einzelnen Bohlen auf die Dauer nicht stand und reißen allmählich auseinander. Bei stark frei stehenden Bohlen — es sind Bohlen vorhanden, die bis zu 4 m über dem Grund frei stehen — werden die aus dem Schloß gerissenen Bohlen dann bei Sturmfluten durch die starken Brandungswellen umgebogen und unmittelbar über dem Grund abgebrochen. Diese Bewegungen können zwar auch durch eine schwere Verholmung nicht beseitigt, wohl aber bedeutend herabgesetzt werden. Aber auch dann wird noch mit derartigen Schäden zu rechnen sein. So wurden z. B. durch schwere Fluten in die 1937 aus Klöckner XII hergestellten Verlängerungen der Buhnen 1<sup>s</sup> und 1<sup>n</sup> vor Westerland infolge Herausspringens der Spundwände aus ihren Schlössern mehrmals große Lücken geschlagen, die kostspielige Instandsetzungsarbeiten notwendig machten. Einen Blick auf diese Buhnen zeigt Abb. 12, die an einer solchen Lücke entstehenden Stromwirbel Abb. 13, einen ähnlichen Schaden an der Buhne 42 Abb. 14. An dem Durchströmen des Wassers erkennt man, daß sich hier bereits weitere Bohlen aus den Schlössern gelöst haben.

In den ersten Baujahren wurden nur wenige, an Stellen mit stärkerem Angriff errichtete Buhnen mit einer leichten Verholmung aus beiderseits flach anliegenden  $\square 20$  versehen. Diese Bauweise war wegen des geringen Widerstandsmoments der  $\square$ -Eisen in der Flanschachse zu schwach. Wesentlich kräftiger schon ist der auf Abb. 5b dargestellte, aus

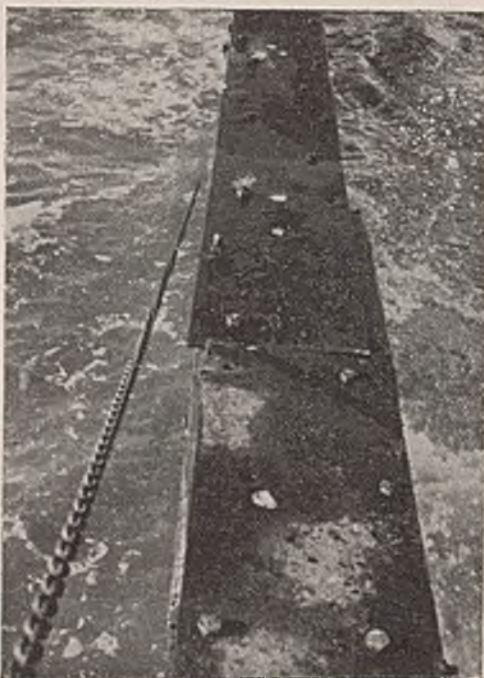


Abb. 15. Durch Sturmfluten beschädigte Verholmung aus Kanthölzern mit Abdeckplatte an einer Buhne vor Westerland.

Kanthölzern mit einer schweren Abdeckplatte bestehende Holm, den 1936/37 einige Buhnen und Buhnenverlängerungen vor Westerland erhalten haben. Wie Abb. 15 zeigt, war auch diese Ausführungsart schweren Angriffen nicht gewachsen. Die Verbindungsbolzen lockerten sich infolge der dauernden Erschütterungen sehr bald oder wurden sogar durch die starken Bewegungen der Buhnen bei Wellengang glatt abgerissen.

In einem später hergestellten Holmquerschnitt (Abb. 16) sind die seitlichen Hölzer durch starke, ungleichschenklige Winkeleisen ersetzt worden. Bei dieser Ausbildung haben sich zahlreiche Schraubenbolzen, bei denen übrigens die Muttern auf der Abdeckplatte verschweißt wurden, weil sie sonst von den Brandungswellen abgedreht

werden, so gedehnt, daß die Platten beim Begehen auf den Winkel-eisen klappern. Durch die von unten gegen die Platten bei Sturmfluten anschlagenden starken Brandungswellen sind dann nach Brechen der Bolzen die Platten teilweise glatt von den Buhnen abgehoben worden. Auch diese Art Verholmung ist also noch nicht als befriedigende Lösung anzusehen.

Die fortwährenden Bewegungen in den Buhnen und die sich daraus ergebenden oben geschilderten Schäden treten im allgemeinen um so stärker auf, je freier die Buhnen stehen. Daraus folgt, wie die bei den verlängerten Buhnen vor Westerland immer wieder auftretenden Schäden zeigen, daß bei größeren Tiefen in starker Brandung selbst die stärksten gewählten Buhnenspundbohlen, wie Larssen X verstärkt und Klöckner XII, zu schwach sind.

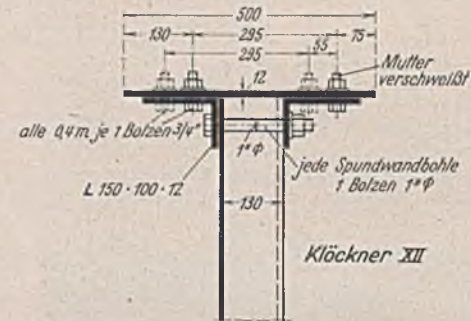


Abb. 16. Querschnitt der neueren Verholmung der Buhnen bei Verwendung von Klöcknerbohlen.

Zu einer wesentlich ernsteren Gefahr als die beschriebenen, äußerlich sofort erkennbaren unmittelbaren Bau-

werksschäden ist für den Sylter Buhnenbau der mechanische Verschleiß der Spundwand-eisen durch Sandschliff geworden. Dieser macht sich besonders im unteren Bereich der Uferwelle, also eben oberhalb der Strandsohle bemerkbar (Abb. 17). Hier entstehen sowohl beim Auflaufen als ganz besonders beim Zurückfluten der Wellen in den Ecken der vorspringenden Spundwandschlösser kleine, äußerst schnell kreisende Stromwirbel, die durch den mitgeführten scharfkörnigen Sand sehr starke Schleifwirkungen ausüben. Die Drehgeschwindigkeit in diesen Wirbeln ist so groß, daß z. B. die Bewegung kleiner Schaumblasen kaum noch mit bloßem Auge verfolgt werden kann.



Abb. 17. Sandschliffangriff unmittelbar über dem Strand.

In ähnlicher Weise wie an den Schlössern bilden sich auch in den Wellentälern der Spundbohlen Stromwirbel, die aber wegen ihrer größeren Ausdehnung eine geringere Geschwindigkeit haben und daher auch nicht so starke Sandschliffwirkungen hinterlassen. Einen ungefähren Verlauf dieser Strömungen sowie die genaue Lage, Form und Größe der durch Sandschliff entstandenen Schäden gibt die Darstellung auf Abb. 18 wieder.





Abb. 18. Zerstörungerscheinungen durch Sandschliff bei auf- und ablaufenden Wellen.

Es entstehen also, wie auf Abb. 19 besonders deutlich erkennbar ist, neben den Spundwandschlössern 3 bis 5 cm breite senkrechte Schlitzte von etwa 10 bis 30 cm Höhe. Ein völliger Verschleiß der Bohlenrücken findet dagegen nicht statt, da die Spundwände meist vorher umkippen (Abb. 20 u. 21).

Wie schon gesagt, ist die Wirkung des Sandschliffs am stärksten eben über dem Strand. An Küstenstrecken, die nur geringen Strandhöhenänderungen unterworfen sind, werden also die Spundbohlen immer in gleicher Höhe beansprucht. Dies ist auf der Strecke Westerland—Wenningstedt der Fall, deren Vorstrand sich seit Jahren auf annähernd



Abb. 19. Bohle 12 aus Larssen Ia. Zerstörungen durch Sandschliff.

gleicher Höhe gehalten hat. Auf diesem Strandabschnitt sind daher auch die größten Buhnenverluste eingetreten. So wurden bis jetzt nach kaum zehnjähriger Lebensdauer nicht nur die drei Versuchsbuhnen 9, 12 und 13 aus den Jahren 1927 und 1928 völlig zerstört, die 1937 und 1938 erneuert werden mußten, sondern auch zahlreiche weitere Buhnen (Abb. 20 u. 21) so schwer beschädigt, daß auch sie ersetzt werden müssen. Eine Erneuerung dieser Buhnen ist bisher nur wegen des Mangels an Stahl unterblieben. Es ist mit Sicherheit anzunehmen, daß dem Sandschliff auch in den kommenden Jahren und Jahrzehnten noch manche Buhnen zum Opfer fallen werden. Betroffen werden besonders alle aus dünnwandigen Stahlbohlen der gewöhnlichen Bauart hergestellten Buhnen, insgesamt etwa ein Drittel aller Buhnen auf Sylt.



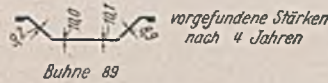
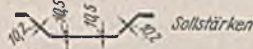
Abb. 20. Durch Sandschliff geschwächte und herausgeschlagene Stahlspundbohlen Größe I. Die umgeschlagenen Bohlen hängen an den Flanschen noch mit der Bohle zusammen.

Im Gegensatz zu der Strandstrecke Westerland—Wenningstedt ist die Strandhöhe des nördlichen Inselteils etwa von Kampen bis zum Eilenbogen sehr schwankend. Bei den Buhnen dieses Abschnitts verteilen sich die Abnutzungen durch Sandschliff also auf eine größere Länge an den Spundbohlen und sind somit an den einzelnen Punkten in gleicher Zeit geringer. So erklärt sich die Tatsache, daß bislang nördlich Kampen keine Buhnen durch Sandschliff zerstört worden sind.

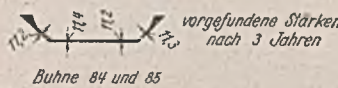
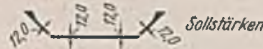
der bis 1932 gerammten Larssengrößen Ia, I und II nicht ausreichend.

Nach diesen Erfahrungen kam es darauf an, eine möglichst gestreckte Spundwandform zu entwickeln, die sowohl der Forderung nach ausreichender Wanddicke als auch der einer glatten, gleichmäßigen Wasserführung entsprach. So entstanden nach eingehenden, von dem Dortmund-Hoerder Hüttenverein durchgeführten Sandschliffuntersuchungen zunächst die Larssenwände X und Xverstärkt aus Resistastahl mit unter 45° geneigten Stegen und 9,5 und 10,5 mm Dicke und schließlich als günstigste Lösung die gestreckte Bohle XII aus Stahl von 50 bis 60 kg/mm<sup>2</sup> Festigkeit mit stromlinienförmigen Schlössern und einer gleichmäßigen Wanddicke von 12 mm. Diese Bohle ist seit 1934 ausschließlich verwendet worden und hat sich gegenüber der Sandschliffgefahr bisher ausgezeichnet bewährt. Seit 1936 sind daneben auch einige Buhnen aus Klöckner XII gerammt worden. Eine geringe Schliffwirkung ist indessen auch bei diesen Buhnenbohlen noch festgestellt worden. Die Abnutzung ist aber, wie den Ergebnissen genauer Messungen aus Abb. 22 zu entnehmen ist, so unbedeutend, daß der Bestand der aus diesen Bohlen hergestellten Buhnen in keiner Weise gefährdet ist.

Larssen X, verstärkt



Larssen XII



Bohle 75

Abb. 22. Ergebnisse von Sandschliffmessungen bei den neuen Buhnenstahlbohlen.

Es liegt die Vermutung nahe, daß die Buhnen außer durch Sandschliff auch in stärkerem Maße durch Rost beansprucht werden. Die anfänglichen Befürchtungen einer stärkeren Verrostung, auf Grund deren in den ersten Baujahren ein Spundwandstahl mit 0,25 bis 0,35% Kupferzusatz verwendet wurde, sind jedoch nicht eingetroffen. Rostgefahr besteht nur für die aus dem Strand herausragenden Buhnentelle. Hier hat sich durchweg, mit Ausnahme der ständig dem Sandschliff ausgesetzten Wandflächen und der seeseitigen Buhnentelle, die meist starken Muschelbesatz aufweisen, eine feste Blattrostschicht gebildet, nach deren Entfernung keine nennenswerten Anfrassungen erkennbar sind. Als Beispiel sei die auf Abb. 23 dargestellte Bohle 84 aus Larssen XII dargestellt.



Abb. 21. Weitere durch Sandschliff geschwächte und herausgeschlagene Stahlspundbohlen Größe I.

Im Grade der Verrostung sind merkliche Unterschiede an den verschiedenen verwendeten Stahlorten nicht beobachtet worden. Seit 1934 werden daher alle Buhnen nur noch aus kupferfreiem Stahl hergestellt.

Schutzanstriche an einzelnen Buhnen haben sich nicht gehalten und sind danach als zwecklos unterblieben.

Durch Verwendung starkwandiger Buhnenbohlen, Vergrößerung der Bohlenlängen und Anbringen einer schweren Verholmung ist die Spund-





Abb. 23. Buhne 84, Larssen XII.  
An einem Bohrloch entfernte Blattrostschicht.

wandbuhnenbauweise nicht nur weitgehend gegenmechanischen Verschleiß gesichert, sondern so verstärkt worden, daß sie nach den Erfahrungen der letzten fünf Jahre auch in Form einer einreihigen Wand bei nicht zu großen Wassertiefen, wo sich die weiter oben geschilderten Nachteile zeigen, stärksten Angriffen standhalten und im Vergleich zu den früheren Buhnenausführungen am Sylter Weststrand bei wesentlich kleineren jährlichen Unterhaltungskosten eine größere Lebensdauer erreichen wird. Wenn aber trotzdem, durch besonders ungünstige Umstände verursacht, gelegentliche Schäden entstehen werden, so dürfen diese nicht als Beweis für die mangelnde Eignung der verstärkten Spundwandbauweise gewertet werden, da derartige Zerstörungen auch bei anderen Ausführungsarten nicht zu vermeiden sind. Dies haben besonders die Erfahrungen mit den früheren Steinbuhnen gezeigt, die trotz wesentlich kostspieligerer Unterhaltung in erheblich größerem Umfang von schweren Beschädigungen heimgesucht worden sind.

Nicht nur in technischer, sondern auch in finanzieller Hinsicht ist die Spundwandbuhne anderen Ausführungen überlegen. Mit 325 bis 350 RM für 1 m Buhne aus 6 bis 10 m langen Bohlen einschließlich Verholmung betragen die Baukosten nur wenig mehr als die Hälfte der für den Bau schwerer Steinwerke Ende des vorigen Jahrhunderts aufgewendeten Mittel. Fast das 1½fache, nämlich 470 RM/m kosteten die 1924/25 errichteten Stahlbetonpfahl-Versuchsbuhnen aus nur 4 und 5 m langen Pfählen. Und Stahlbetonpfahlbuhnen in den Abmessungen der Stahlspundwandbuhnen, d. h. mit 6 bis 10 m langen Pfählen, deren Ausführung in den vergangenen Jahren wegen der bestehenden Stahlverknappung erwogen wurde, dürften auf Sylt nicht unter 700 bis 800 RM für 1 m herzustellen sein.



Abb. 25.  
Mit Buhnen geschützte, gleichmäßig aufgesandete Strandstrecke.

Bis 1933 wurden alle Buhnen unter Verwendung verwaltungseigenen Geräts im Eigenbetrieb hergestellt, danach ausschließlich durch Unternehmer. Wenn auch infolge der bekannten starken Brandung am Sylter Weststrand die Bauausführung auf die Sommermonate beschränkt bleibt, so ermöglichen doch der mengenmäßig geringe Baustoffbedarf und der beschränkte Einsatz von Geräten bei kleiner Arbeiterzahl einen verhältnismäßig raschen Baufortschritt, wie er mit gleichem Aufwand bei anderen Bauweisen nicht erzielt werden kann.

Die Schwierigkeit des Buhnenbaues zeigt Abb. 24, die eine im August 1936 im Bau befindliche Buhne am Ellenbogen darstellt.

Der Wert des Sylter Buhnenbaues ist noch vor wenigen Jahren von mancher Seite bestritten worden. Man beurteilt ihn anscheinend einerseits nach den zahlreichen Schäden an den ersten zu schwachen Spundwandbuhnen und stellt auf der anderen Seite fest, daß die Abbrüche der Steilküste nicht aufhörten. Und wenn eine buhnenlose Strandstrecke vorübergehend infolge besonderer örtlicher Verhältnisse eine günstige Vorstrandausbildung aufwies, so wurde sie mit Vorliebe als Gegenbeweis herangezogen.

Im Gegensatz hierzu steht die auf jahrelange Erfahrungen und Beobachtungen gestützte Ansicht der Bauverwaltung, die zu einem eindeutigen, günstigen Urteil kommt. Diese Auffassung hat sich heute allgemein durchgesetzt. Zwar können die nahezu senkrecht zu den Brandungswellen verlaufenden Buhnen, deren höchster landseitiger Teil nur rd. 1 m über mittlerem Hochwasser liegt, die oberen Strandlagen und die Dünensteilkante bei Sturmfluten nicht unmittelbar schützen.



Abb. 24.  
Buhnenbaustelle am Ellenbogen bei einem Wasserstande von 0,70 m über mittlerem Tidehochwasser im August 1936.

Die Buhnen wirken aber bei genügender Länge stark sandfangend und bilden so in Zeiten gewöhnlicher Witterung einen gleichmäßigen, breiten und hohen Vorstrand, der die Voraussetzung bildet für eine weitere künstliche Strandaufhöhung durch Heranziehen von Vordünen mittels Bepflanzung. Diese Wirkung der Buhnen geht besonders deutlich aus Abb. 25 hervor, auf der der mittlere Strandstreifen bereits eine Höhe von mehr als 1 m über mittlerem Tidehochwasser hat. Demgegenüber zeigt Abb. 26 den seit Jahren vorhandenen außerordentlich schlechten Strandzustand der ungeschützten 2 km langen Küste nördlich Kampen.

Der durch die Buhnen geschaffene und durch Bepflanzung weiter aufgehöhte Strand hat einen Sandvorrat, der erst durch hohe Fluten abgenagt werden muß, bevor die Steilkante angegriffen werden kann. Solange dieser Vorrat vorhanden ist, verursachen selbst größere Sturmfluten keine wesentlichen Abbrüche. Erst wenn durch mehrere dicht aufeinanderfolgende Fluten der Strand schon erheblich vertieft worden ist, treten größere Landverluste ein. Dies war z. B. bei den verschiedenen schweren Fluten 1936 und 1937 der Fall.



Abb. 26. Vorstrand und Abbruchkante an der buhnenlosen Strandstrecke nördlich Kampen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß der Wert der Buhnen in einer erheblichen Verlangsamung des Gesamtabbruchs von Sylt besteht. Ein zahlenmäßiger Nachweis dieser durch ständige Beobachtungen festgestellten Abnahme des Gesamtabbruchs kann noch nicht geführt werden, da seit der Fertigstellung des Spundwandbuhnengürtels erst wenige Jahre verstrichen sind. Der einwandfreie Vergleich mit den früheren Verhältnissen ist erst auf Grund von Messungen möglich, die sich über längere Zeiträume, mindestens etwa zwei bis drei Jahrzehnte, erstrecken müssen. Bei kurzen Zeitabschnitten wird das Gesamtergebnis zu stark durch rein örtliche Veränderungen, wie sie z. B. verschiedentlich durch Unterbrechungen des der Insel vorgelagerten Sandriffs eingetreten sind, beeinflusst.

An zwei besonders gefährdeten Stellen, nämlich nördlich Westerland und am Ellenbogen, hat ein Schutz allein durch Strandbuhnen sich als nicht ausreichend erwiesen. Die endgültige Sicherung dieser beiden Strecken ist durch Längswerke in Form von schweren Uferdeckwerken erreicht worden, wobei den Buhnen die Aufgabe zufällt, das Entstehen größerer Tiefen am Fuß der Werke zu verhindern.



Alle Rechte vorbehalten.

## Neue Berechnungsgrundlagen für hölzerne Brücken (DIN 1074).<sup>1)</sup>

Von Oberregierungs- und -baurat Bernhard Wedler, Berlin.

Die bisher gültige erste Ausgabe der Berechnungsgrundlagen für hölzerne Brücken, DIN 1074, ist bereits 1930 erschienen. Drei Jahre später wurden die Berechnungsgrundlagen für Holz im Hochbau, DIN 1052, zum erstenmal herausgegeben. Diese sind inzwischen zweimal überarbeitet worden. Ihre dritte Ausgabe ist vom Reichsarbeitsminister mit Runderlaß vom 10. 12. 1940 als Richtlinie für die Baupolizei eingeführt worden<sup>2)</sup>. Es war nunmehr an der Zeit, auch die Berechnungsgrundlagen für hölzerne Brücken neu zu bearbeiten. Diese Arbeit konnte trotz des Krieges nunmehr abgeschlossen werden. Die zweite Ausgabe des Normblatts 1074 ist mit Rundschreiben des Reichsarbeitsministers vom 18. Oktober 1941 — 9605/70/41 — im eigenen Geschäftsbereich eingeführt. Die Einführung bei den anderen zuständigen Stellen steht zu erwarten.

Die erste Ausgabe von DIN 1074 galt nicht für Brücken unter Eisenbahngleisen und auch nicht für ihre Lehrgerüste und Schalungsunterstützungen. Hierfür hatte die Deutsche Reichsbahn im Jahre 1926 die Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke (BH) eingeführt. Diese sind nunmehr aufgehoben worden. An ihre Stelle tritt auch für hölzerne Brücken unter Eisenbahngleisen DIN 1074. Hiermit ist wieder ein Schritt zur weiteren Vereinheitlichung der Baubestimmungen getan. Das Normblatt DIN 1074 gilt jetzt allein für alle hölzernen Brücken und Stege. Für Lehrgerüste und Schalungsunterstützungen von Brücken gilt jetzt DIN 1052. Dieses Blatt ist auch allgemein für die Berechnung und Ausführung hölzerner Brücken maßgebend, soweit in DIN 1074 nichts anderes bestimmt ist. DIN 1074 behandelt also nur noch diejenigen Fragen, die bei hölzernen Brücken einer vom übrigen Holzbau abweichenden Regelung bedürfen, ähnlich wie für massive Brücken grundsätzlich auch die Eisenbetonbestimmungen gelten und in den Berechnungsgrundlagen für massive Brücken (DIN 1075) nur die besonderen Fragen des Massivbrückenbaues geregelt sind.

Demnach konnte DIN 1074 wesentlich kürzer gefaßt werden als bisher, da in den meisten Punkten auf DIN 1052 und auf DIN 4074 — Bauholz-Gütebedingungen — verwiesen werden konnte. Die Angaben über die zulässigen Spannungen, den Nachweis der Knicksicherheit, die zulässige Belastung der Verbindungsmittel und über Einzelheiten der Ausführung befinden sich daher auch für Brücken im wesentlichen in DIN 1052, während in DIN 1074 nur kurze Hinweise oder Ergänzungen enthalten sind.

Wenn daher hier über die Neufassung von DIN 1074 berichtet werden soll, so muß vielfach auch auf den Inhalt von DIN 1052 und 4074 eingegangen werden<sup>3)</sup>.

Bei den Belastungsannahmen ist neben dem inzwischen ebenfalls überarbeiteten Normblatt DIN 1072 auch auf DIN 1183 — Belastungsannahmen für Feldwegbrücken bis 12 m Stützweite — verwiesen. Gerade für Feldwegbrücken kommen hölzerne Brücken vorwiegend in Betracht, während sie für Straßen mit schwerem Verkehr nach Einführung des 40 t schweren Raupenfahrzeugs wesentlichere Bedeutung verloren haben dürften.

Die bisher in den §§ 1a bis c enthaltenen Belastungsannahmen für die Eigengewichte der Hölzer, die Schneelast und den Winddruck sind nunmehr in DIN 1074 weggelassen, da sie seit 1931 in DIN 1072 — Straßenbrücken-Belastungsannahmen — enthalten sind. Die Angaben für die einheitlichen Bezeichnungen sind auf Ansichten und Lager beschränkt worden.

Die Festsetzungen über die lastverteilende Wirkung der Fahrbahn sind sachlich unverändert geblieben. Ebenso die Angaben über die Berechnung der Tragbohlen, Fahrbahn längs- und querträger. Die Forderung, daß diese Tragteile auch dann als Balken auf zwei Stützen berechnet werden sollen, wenn sie durchlaufen, hat im wesentlichen ihren Grund darin, daß die Bohlen, wenn sie bei Instandsetzungsarbeiten einzelner Felder herausgenommen sind, möglicherweise durch kurze Stücke ohne Wiederherstellung der Durchlaufwirkung ersetzt werden. Im übrigen haben bei hölzernen Brücken die elastischen Einsenkungen der Unterstützungen vielfach einen wesentlichen Einfluß auf die Spannungsverteilung in den Fahrbahnteilen, außerdem können negative Auflagerkräfte meist nicht ohne beachtliche Verschiebung der Auflagerpunkte aufgenommen werden.

Die Festsetzungen über den Schwingbeiwert (früher Stoßzahl) sind sachlich unverändert geblieben. Sie stimmen in ihren grundsätzlichen Angaben auch mit der Neufassung von DIN 1073 — Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken — überein. Auch dort sind für Fußgängerbrücken keine Schwingbeiwerte vorgesehen, weil die in DIN 1072 vorgeschriebene Belastung mit Menschengedränge bereits einen entsprechenden Zuschlag enthält und weil im übrigen bei Vollbelastung der Brücke oder ihrer einzelnen Teile die Menschen so dicht stehen, daß taktmäßiges Marschieren oder überhaupt eine schnellere Fortbewegung nicht mehr möglich ist.

Die zulässige Spannung des Bauholzes richtet sich auch bei Brücken nach DIN 1052. Jedoch ist Voraussetzung, daß Holz der Güteklasse II oder I verwendet und daß dieses Holz mindestens halbtrocken, d. h. mit höchstens 30 % Feuchtigkeit so eingebaut wird, daß es weiter austrocknen kann. Die Spannungen der Tafel 2 DIN 1052 dürfen im übrigen nur für

die Bauteile angewendet werden, die gegen Feuchtigkeit und Nässe in ausreichender Weise durch Überdachung, Seitenverschalung, wasserdichte Abdeckungen u. dgl. geschützt sind. Tränkung oder Schutzanstriche, die gegebenenfalls nach der Bearbeitung und vor dem Zusammenbau aufzubringen sind, genügen hierfür allein nicht. Bei so behandelten Bauteilen von Brücken müssen die zulässigen Spannungen der Tafel 2 DIN 1052 um  $\frac{1}{6}$ , bei Bauteilen von Brücken, die ohne Schutzbehandlung und ohne

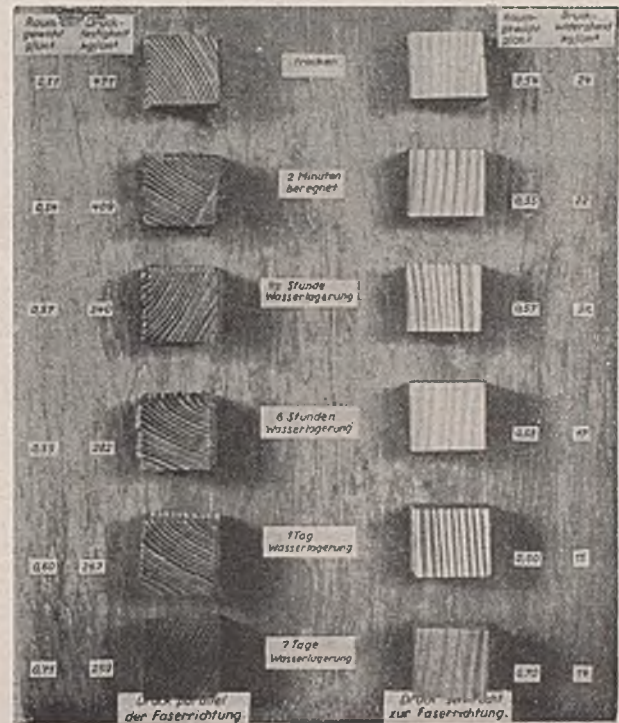
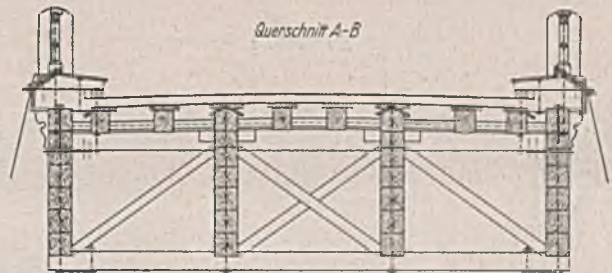


Abb. 1. Einfluß der Feuchtigkeit auf die Druckfestigkeit.

den obengenannten Wetterschutz bleiben oder die wie Stützjoche dauernd im Wasser stehen, um  $\frac{1}{3}$  ermäßigt werden; denn abgesehen von der Gefahr der Querschnittsverminderung durch Fäulnis sinkt die Festigkeit des Holzes bei zunehmender Feuchtigkeit erheblich ab. Abb. 1 zeigt z. B. den Einfluß zunehmender Holzfeuchtigkeit auf die Druckfestigkeit. Die alten Baumeister haben aus diesem Grunde und zur besseren Unterhaltung ihrer Bauwerke den Brücken ein Dach und seitliche Verschalungen



Zu Abb. 2.

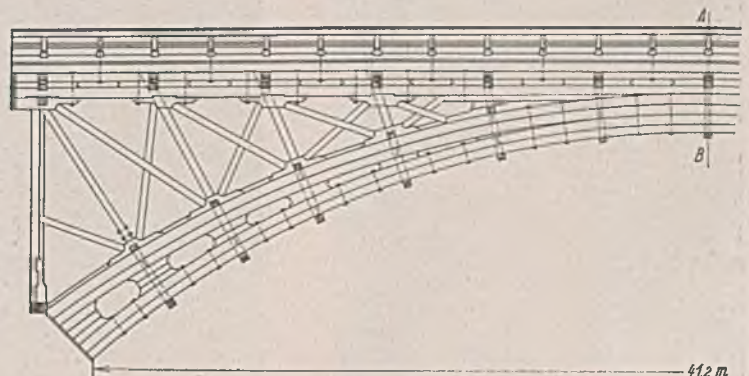


Abb. 2. Kajetans-Innbrücke mit Abdeckung der Längsträger. Baujahr 1856.

<sup>1)</sup> Sonderdruck ergänzt durch die Bestimmungen über Holzbrücken erscheint demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 9.

<sup>2)</sup> Wortlaut Ztrbl. d. Bauv. 1941, 1. Beilage, Heft 2/3, S. 49.

<sup>3)</sup> Eingehendere Besprechung Ztrbl. d. Bauv. 1941, Heft 2/3, S. 49. — Sonderdruck. Berlin 1941, Wilh. Ernst & Sohn.



gegeben. Diesem Umstand ist das zum Teil hohe Alter der noch erhaltenen gedeckten Brücken zu verdanken. Es wird notwendig sein, sich diese Erfahrung wieder mehr zu eigen zu machen und hölzerne Brücken durch volle Überdachung und Verschalung oder durch wirksame Abdeckung der wichtigsten Tragteile zu schützen. Einige Beispiele aus der Ostmark mögen die hierfür in Betracht kommenden Maßnahmen

erläutern. Die dazugehörigen Abb. 2 bis 10 sind mir freundlicherweise von Herrn Regierungs-Oberbaurat Dozenten Dr.-Ing. habil. Erhart in Wien zur Verfügung gestellt worden.

Abb. 2 u. 3 zeigen zwei durch Abdeckungen geschützte Brücken, die bereits mehr als 80 Jahre alt sind. Bei der Kajetansbrücke (Abb. 2) sind besonders zu beachten die Schutzbohlen mit Wassernasen über den Fahr-

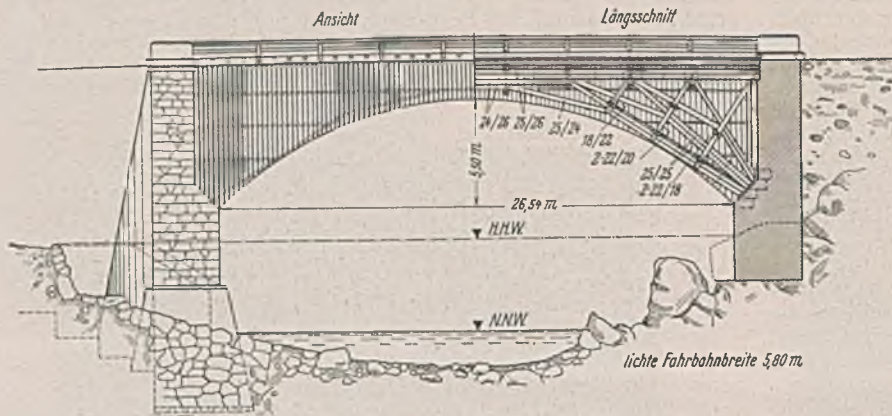


Abb. 3. Verschaltete Innbrücke bei Tösens. Baujahr 1855.

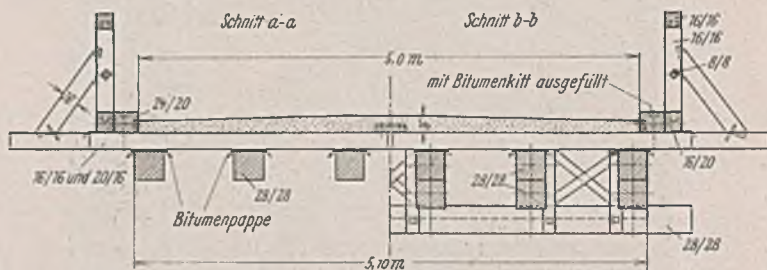
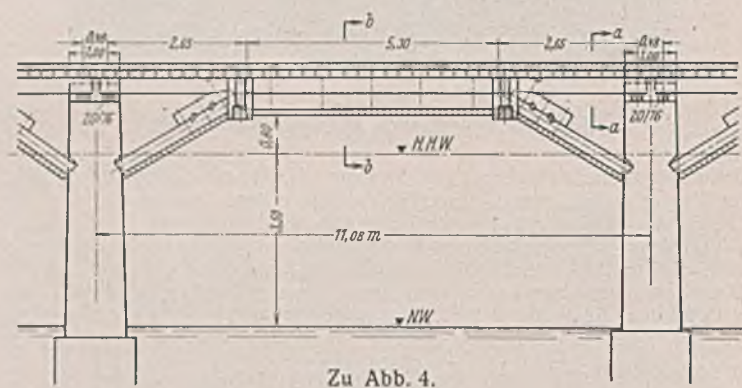


Abb. 4. Ybbsbrücke in Klein-Hollenstein.



Zu Abb. 4.



Abb. 5. Brücke bei Zlatá Koruna

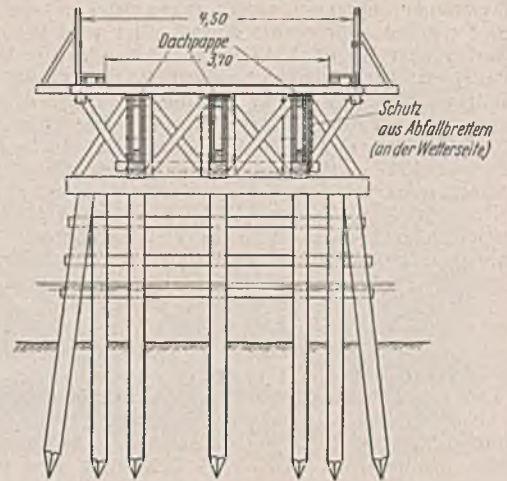


Abb. 7. Schutz von Hauptträgern durch Verschalung und Pappabdeckung (Brücke über die Thaya).

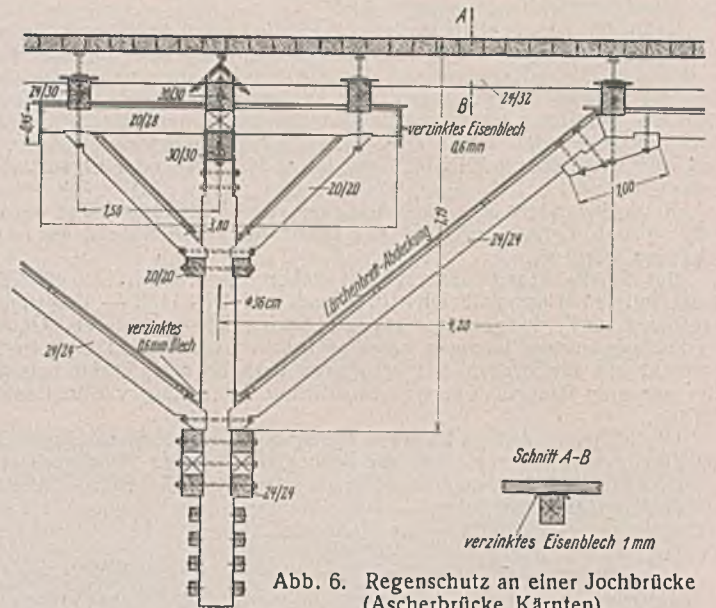
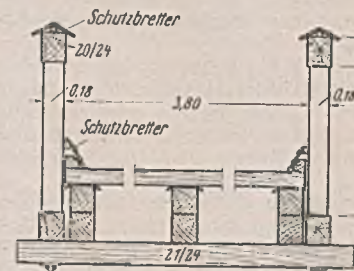


Abb. 6. Regenschutz an einer Jochbrücke (Ascherbrücke Kärnten).

bahn-längsträgern und die dachartige Abdeckung der Hauptträger. Die andere Innbrücke (Abb. 3) ist durch Seitenschalung gegen Schlagregen geschützt. Abb. 4 zeigt den Schutz der Hauptträger einer neueren Sprengwerksbrücke über die Ybbs durch Bitumenpappe, der sich bisher bewährt hat. Abb. 5 zeigt den Schutz der Haupt- und Fahrbahn-längsträger einer Fachwerksbrücke. Auf Abb. 6 ist besonders die Ableitung des Wassers aus den sehr gefährdeten Ecken zwischen Streben und Pfosten mit Hilfe von Zinkblechrinnen zu beachten. Auf Abb. 7 ist ein genagelter Hohlkasten durch seitliche Verbreiterung gegen Schlagregen geschützt. Abb. 8 bis 10 zeigen noch einige geschützte Holzbrücken im Lichtbild.

Die Tragbohlen werden im allgemeinen nicht durch Abdeckung, sondern nur durch Tränkung geschützt werden können.



Zu Abb. 5.

Bei ihnen muß daher immer die zulässige Spannung um mindestens  $\frac{1}{6}$  ermäßigt werden. Um einen Mehrverbrauch an Holz zu vermeiden, wird man für die Tragbohlen zweckmäßig stets getränktes Holz



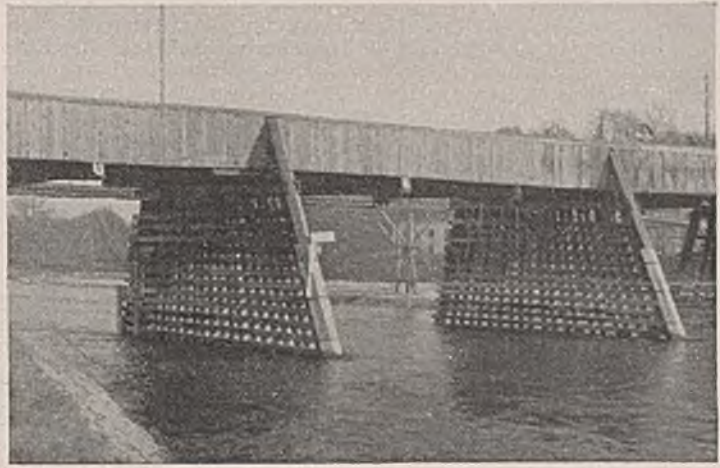


Abb. 8 u. 9. Verschalte Hauptträger.

der Güteklasse I verwenden, dessen zulässige Spannung mit  $\frac{5}{6} \cdot 130 = 108 \text{ kg/cm}^2$  noch höher als die bisher zugelassene Biegespannung von  $100 \text{ kg/cm}^2$  für Nadelholz ist.

Die zulässigen Spannungen nach DIN 1052, Tafel 2, dürfen bei Brücken also nur bei entsprechenden Schutzmaßnahmen angewendet werden, andernfalls sind die zulässigen Spannungen nach DIN 1052, § 7, zu ermäßigen. Der bisher in DIN 1072, § 4, 3, enthaltene Hinweis, daß Spannungserhöhungen infolge des Schwindens des Holzes durch bauliche Maßnahmen entgegengewirkt oder durch entsprechende Herabsetzung der zulässigen Spannungen Rechnung getragen werden muß, ist jetzt auch in DIN 1074 übernommen worden.



Abb. 10. Gedeckte Brücke.

DIN 1052 unterscheidet je nach den Festigkeitseigenschaften der Hölzer entsprechend DIN 4074 drei Güteklassen des Bauholzes und setzt hierfür verschiedene hohe Spannungen fest. Im einzelnen werden unterschieden:

- Güteklasse I Bauholz mit besonders hoher Tragfähigkeit,
- II . . . gewöhnlicher Tragfähigkeit,
- III . . . geringer Tragfähigkeit.

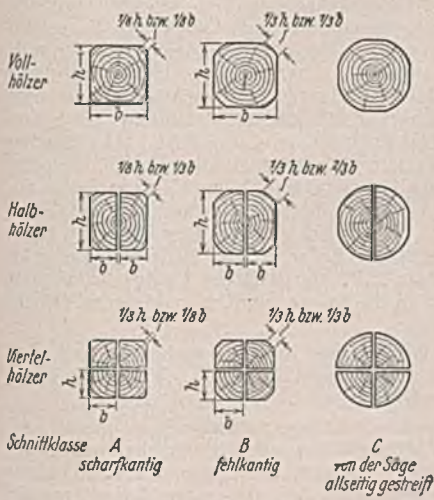


Abb. 11. Darstellung der drei Schnittklassen.

(Berichtigung: Das Holz oben links muß an seiner linken Seite scharfe Kanten aufweisen.

Für Tragteile von Brücken darf Holz der Güteklasse III nicht verwendet werden. Die Einstufung in die Güteklassen richtet sich nach dem Gesundheitszustand des Holzes (Fäulnis, Frostrisse, Wurm- und Käferfraß, Bohr- löcher), der Schnittklasse, der Feuchtigkeit der Hölzer, der Größe und Verteilung der Äste, dem Faserverlauf und dem Krümmungsgrad der Hölzer.

Abb. 11 zeigt die drei Schnittklassen nach DIN 4074. Für Bauwerke, auch für Brücken, genügt im allgemeinen fehlkantiges Holz. Abb. 12 zeigt, daß Holz mit Fehlkante keine wesentlich geringere

Biegefestigkeit hat als scharfkantiges Holz. Abb. 13 zeigt ähnliche Versuchsergebnisse für Druckstäbe. Die Streufelder der Versuchsergebnisse fallen mit zunehmender Baumkante kaum ab, wenigstens ist die untere Begrenzung des Streubereichs fast waagrecht. Eine Begrenzung der Baumkante ist daher nur insoweit nötig, als die einwandfreie Ausführung von Anschlüssen und Verbindungen und die gute Auflagerung der Hölzer es erfordert. Damit unsere beschränkten Holzvorräte möglichst gut ausgenutzt werden, sind Anforderungen an die Schnittklasse, die über die Angaben in DIN 4074 hinausgehen, zu vermeiden.

Die Tragfähigkeit des Holzes steigt bekanntlich mit abnehmender Feuchtigkeit. DIN 4074 unterscheidet nach dem Feuchtigkeitsgehalt des Holzes frisches Bauholz ohne Begrenzung der Feuchtigkeit, halbtrocknes Bauholz mit höchstens 30% Feuchtigkeit und trocknes Bauholz mit höchstens 20% Feuchtigkeit. Der Feuchtigkeitsgehalt ist auf das Dargewicht zu beziehen. Für die Bestimmung der Feuchtigkeit gibt es bereits handliche elektrische Geräte<sup>4)</sup>.

<sup>4)</sup> Graf und Egner, Messen der Holzfeuchtigkeit: Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen, Heft 25, VDI-Verlag. — Nusser, Die Bestimmung der Holzfeuchtigkeit durch Messen des elektrischen Widerstandes: Forschungsberichte Holz, Heft 5, Berlin 1938, VDI-Verlag. — Ztrbl. d. Bauv. 1941, Heft 2/3, S. 30, Abb. 4.

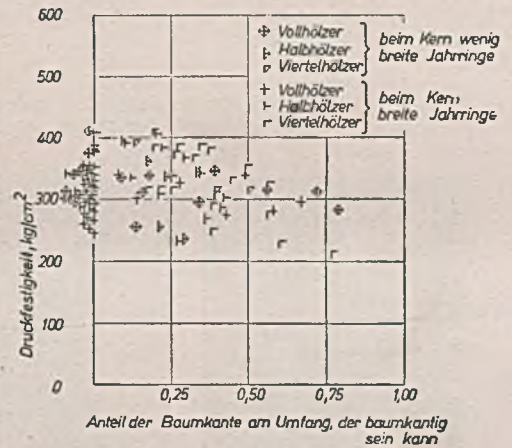


Abb. 13. Abhängigkeit der Druckfestigkeit von der Größe der Baumkante.

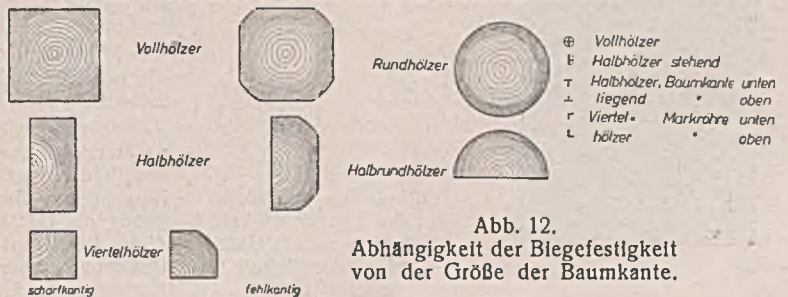
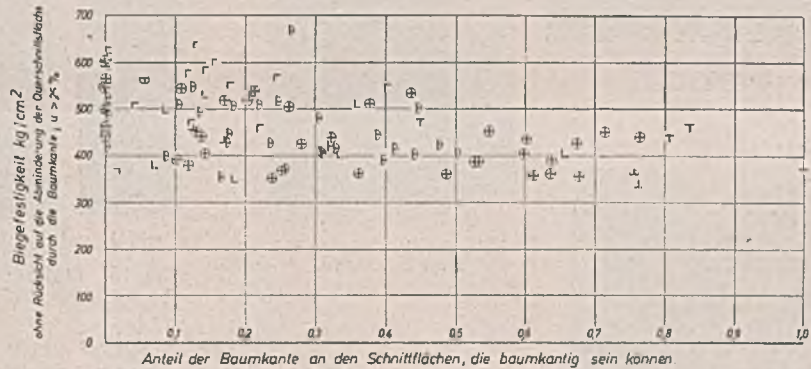


Abb. 12. Abhängigkeit der Biegefestigkeit von der Größe der Baumkante.



Von erheblichem Einfluß auf die Tragfähigkeit von Bauholz können Äste sein. Astreines Holz kann für Bauholz im allgemeinen nicht geliefert werden. Mit Rücksicht auf die Tragfähigkeit muß aber die Größe der Einzeläste und die Summe der Astdurchmesser auf einer bestimmten Länge des Holzes begrenzt werden. Abb. 14 zeigt die zulässigen Astbreiten und Abb. 15 den Einfluß von Ästen auf die Druckfestigkeit, Abb. 16 auf die Zugfestigkeit von Kiefernholz.

Die Tragfähigkeit von Holzteilen wird auch durch die Neigung des Faserverlaufs zur Längskante beeinflußt<sup>5)</sup>. Abb. 14 zeigt die zulässige

<sup>5)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1941, Heft 2/3, S. 32, Abb. 8.

Neigung des Faserverlaufs oder von Lufrissen bei den drei Güteklassen. Schließlich ist für alle drei Güteklassen in DIN 4074 das zulässige Krümmungsmaß begrenzt. Abb. 1 u. 11 bis 16 sind freundlicherweise von Herrn Professor Graf in Stuttgart zur Verfügung gestellt worden, der mit seinen Mitarbeitern die grundlegenden Versuche für die Einteilung des Holzes in Güteklassen durchgeführt hat. Demnächst sollen in den Zimmereibetrieben bebilderte Wandtafeln mit den Unterscheidungsmerkmalen der drei Güteklassen ausgehängt werden, damit jeder Betriebsangehörige hierüber ausreichend unterrichtet wird. Die Durchführung liegt in den Händen der zuständigen Verbände.

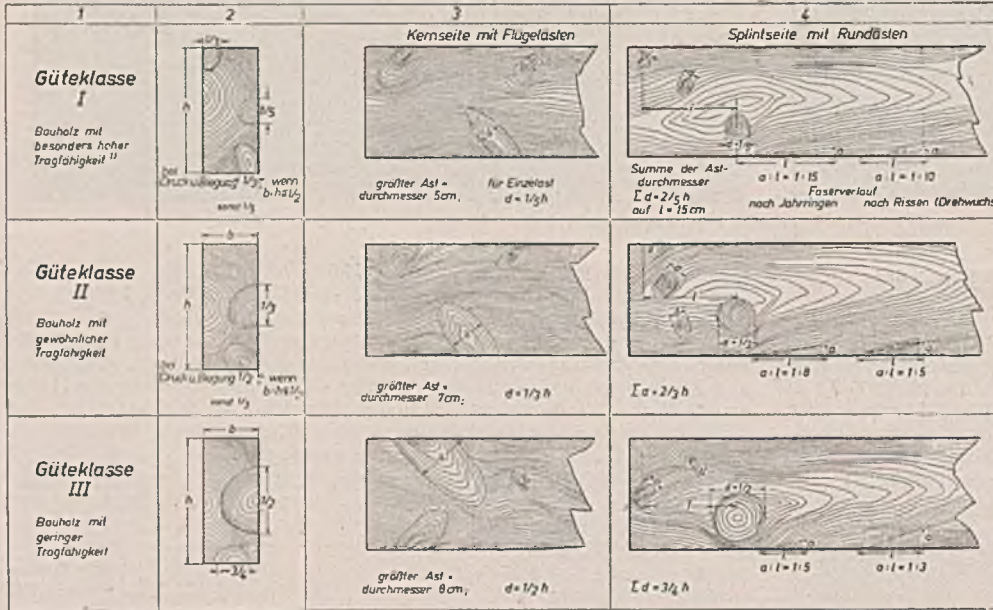


Abb. 14. Zulässige Astgrößen und zulässige Faser- und Schwindrißneigung (Begrenzung der zulässigen Fehler und Wuchseligenschaften).

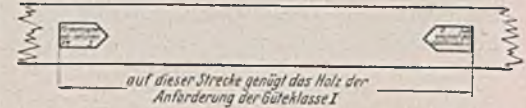


Abb. 17. Kennzeichnung von Holzern der Güteklasse I mit Brennstempel.

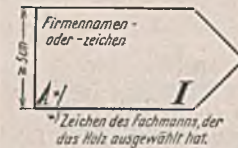


Abb. 18. Brennstempel für Holzern der Güteklasse I.

DIN 4074 behandelt bisher nur geschnittenes Bauholz. Für Rundholz, das in großem Umfang beim Gerüstbau verwendet wird, können diese Festsetzungen sinngemäß angewendet werden, bis die bereits eingeleiteten Untersuchungen abgeschlossen und zu entsprechenden Ergänzungen

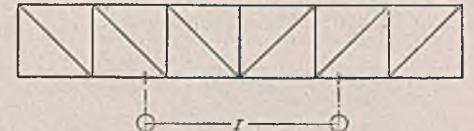
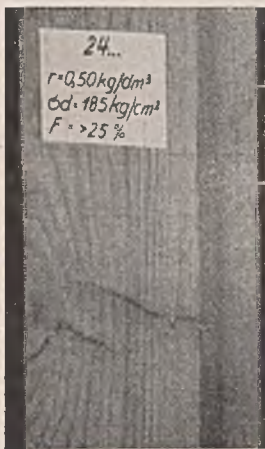


Abb. 19. Kennzeichnung von Holzern der Güteklasse I (und III) auf Zeichnungen.



Bauholz nach Güteklasse I.



Holz, das als Bauholz nicht mehr zulässig ist.



Abb. 16. Einfluß der Astgrößen auf die Zugfestigkeit. (Feuchtigkeit > 50 %.)

des Normalblattes DIN 4074 geführt haben. Schon jetzt kann aber gesagt werden, daß die Astbildung beim Rundholz von erheblichem Einfluß auf die Tragfähigkeit ist und daß für die Einstufung von Rundholz in die Güteklassen in erster Linie der Gesundheitszustand, die Feuchtigkeit und die Krümmung des Holzes maßgebend sein werden.

Holz der Güteklasse II entspricht etwa dem Holz, das in der bisherigen Ausgabe von DIN 1052 als gewöhnliches gutes baureifes Holz bezeichnet worden war. In DIN 1074 war bisher dagegen fehlerfreies Bauholz mit einem Wassergehalt unter 18% und mit geringer Astbildung verlangt worden. Die jetzt für Holz der Güteklasse II zulässigen Spannungen entsprechen im allgemeinen etwa den bisherigen Werten in DIN 1074. Jedoch ist die zulässige Zug- und Druckspannung bei Nadelholz von 80 auf 85 kg/cm² bei Güteklasse II erhöht worden. Die bisher in DIN 1074 für ausgelesenes scharfkantiges Holz mit ganz kleinen festverwachsenen Ästen zugelassene höhere Zugspannung entspricht etwa den jetzt für Holz der Güteklasse I festgesetzten Werten. Für Lärchenholz sind bei Biegung und Druck etwas höhere Spannungen zugelassen worden als für anderes Nadelholz.

Die zulässige Spannung für Druck senkrecht zur Faser ist für Nadelholz um 5 kg auf 20 kg/cm² erhöht worden. Wenn es aber, wie z. B. bei gewissen Lehrgerüsten, darauf ankommt, die Formänderungen möglichst klein zu halten, wird man kleinere Druckspannungen senkrecht zur Faser zugrunde legen.

Für Abscheren in der Faserrichtung haben Erfahrungen und Versuche ergeben, daß die bisherigen Werte zu hoch waren, sie mußten herabgesetzt werden. Erfahrene Fachleute haben die bisher zulässigen Werte nie voll ausgenutzt.

Für Holz der Güteklasse I sind nicht unwesentlich höhere zulässige Spannungen festgesetzt worden. Sie dürfen nach DIN 1052 im allgemeinen nur bei hochbeanspruchten Baugliedern weitgespannter Tragwerke angewendet werden, und zwar nur dann, wenn Berechnung, Durchbildung und Ausführung des Bauwerks den strengsten Anforderungen genügen. Der entwerfende Fachmann und der ausführende Unternehmer müssen die für diese Arbeit notwendigen besonderen Kenntnisse und Erfahrungen haben (vgl. § 53a der Reichsgewerbeordnung). Das Holz muß für diese Bauwerke durch einen geeigneten Fachmann des Unternehmers sorgfältig ausgesucht und nach Abb. 17 an sichtbar bleibender



Holz, das als Bauholz nicht mehr zulässig ist.

Abb. 15. Einfluß der Astgrößen auf die Druckfestigkeit. (Versuche mit Kiefernholz; Feuchtigkeit 35 bis 34 %.)



Stelle deutlich mit einem Brennstempel nach Abb. 18 gekennzeichnet werden. In den Zeichnungen sind die Hölzer, die der Güteklasse I entsprechen sollen, nach Abb. 19 zu kennzeichnen. Holz der Güteklasse II bedarf keiner Kennzeichnung. Bei Brücken bestehen m. E. keine Bedenken, Holz der Güteklasse I auch für die Fahrbahnträger und für die Tragbohlen unter Ausnutzung der hierfür zugelassenen höheren Spannungen zu verwenden, soweit die für die Durchbiegung festgesetzten Grenzen es gestatten.

Die neuen Festsetzungen über die zulässigen Spannungen ermöglichen eine sehr weitgehende Ausnutzung des Holzes. In Anbetracht des starken Streuens aller Festigkeitswerte ist die verbliebene Sicherheit bei dem meist verwendeten halbtrocknem Holz nicht mehr allzu groß. Die nachstehenden Festigkeitswerte  $\sigma_B$  (in  $\text{kg/cm}^2$ ) sind untere Werte für halbtrocknes Holz. Sie werden in besonderen Fällen noch unterschritten.

Beanspruchungsart	Güteklasse					
	III		II		I	
	$\sigma_B$	$\sigma_{zul}$	$\sigma_B$	$\sigma_{zul}$	$\sigma_B$	$\sigma_{zul}$
Biegung . . . . .	150	75	200	100	260	130
Zug . . . . .	—	—	200	85	260	110
Zug gleichgerichtet zur Faser	130	60	160	85	210	110

Die Hölzer brauchen der vorgesehenen Güteklasse jeweils nur auf dem Teil der Länge zu entsprechen, in dem die betreffenden Spannungen auftreten, zuzüglich eines beiderseitigen Zuschlages, der gleich ist dem  $1\frac{1}{2}$  fachen größten Querschnittsmaß.

Querschnittschwächungen durch Versätze, aller Art (auch durch Einpreßdübel) müssen zugbeanspruchungen berücksichtigt werden. Bei Ringdübeln muß hierbei die Fläche  $b \cdot t$  abgezogen werden (Abb. 20). Die Berücksichtigung der Querschnittschwächung ist besonders wichtig, wenn durch sie erheblich ausmittige Kraftwirkungen entstehen, wie z. B. bei Versätzen.

Für die bei Holzbrücken verwendeten Stahlteile sind im allgemeinen geringere zulässige Spannungen festgesetzt worden als z. B. für St 37 in DIN 1073 oder für Handelsbaustahl in DIN 1050. Dies ist geschehen, weil die Festigkeitseigenschaften dieser meist von Handwerksbetrieben gelieferten Stahlteile in der Regel nicht bekannt sind. Für die Bemessung größerer Stahlbauteile, z. B. von Zugbändern oder von Quer- oder Längsträgern aus I-Stahl, gelten dagegen DIN 1073 oder die Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn (BE).

Für den Nachweis der Knicksicherheit ist auch für Brücken DIN 1052 maßgebend. Dort sind für alle Holzarten und Güteklassen einheitliche Knickzahlen festgesetzt<sup>6)</sup>. Mehrteilige Knickstäbe sind bis zum Abschluß der bereits seit langem eingeleiteten Versuche noch nach dem  $J_{zo}$ -Verfahren zu bemessen. Mit Rücksicht auf die noch nicht ganz geklärte Wirkung der Bindehölzer müssen die Einzelstäbe für die Knicklänge  $s_k$  des Gesamtstabes und den auf den Einzelstab entfallenden Lastanteil  $\frac{S}{n}$  eine mindestens einfache Knicksicherheit nach Euler haben. Ihr Trägheitsmoment muß daher mindestens sein:  $J_1 = \frac{10 S s_k}{n}$ . Dieser Wert muß bei allen Güteklassen vorhanden sein. Eine Abstufung wie bei den zulässigen Spannungen kam hier nicht in Betracht. Durch die Forderung eines Mindestwertes für  $J_1$  soll nämlich erreicht werden, daß allzu schlanke Einzelstäbe nicht ausgeführt werden. Außerdem darf die Spreizung der Stäbe höchstens gleich der zweifachen Dicke des Einzelstabes sein. Infolgedessen ist für die Bemessung zweitelliger Druckstäbe in den meisten Fällen  $J_x$  maßgebend<sup>7)</sup>.

Von besonderer Wichtigkeit ist die richtige Wahl der Knicklänge, besonders auch bei Schal- und Lehrgerüsten und bei Baugrubenaussteifungen. Der in DIN 1052 vorgeschriebene Nachweis der Knicksicherheit setzt voraus, daß die Stäbe an den Enden der Knicklänge durch Verbände, Scheiben oder Halbrahmen gegen seitliches Ausweichen gesichert sind. Ist dies nicht oder nicht ausreichend der Fall, so ist eine größere Knicklänge in Rechnung zu stellen. Besonders bei Gerüsten ist die Mißachtung dieser Vorschrift und unzureichende Standsicherheit leider schon öfter der Grund folgenswerer Einstürze gewesen<sup>8)</sup>.

Die Zugfestigkeit der Hölzer ist, wie oben bereits gesagt, im allgemeinen kleiner als die Biegefestigkeit. Bei hohen zusammengesetzten und auf Biegung beanspruchten Vollwandträgern unterscheidet sich die Beanspruchung der Gurthölzer nur wenig von derjenigen der Zugstäbe. Die Schwerpunktspannung in den Einzelteilen der Zuggurte dieser Träger darf daher höchstens gleich der zulässigen Zugspannung sein.

Bei verdübelten Balken ist für Brücken ein geringeres wirksames Widerstandsmoment in Rechnung zu stellen als bei Hochbauten. Bei

genagelten Vollwandbindern muß berücksichtigt werden, daß auch bei einteiligem Steg infolge der unvermeidbaren Nachgiebigkeit der Nagelverbindungen ähnlich wie bei verdübelten Balken kein vollkommenes Zusammenwirken aller Teile wie etwa beim geleimten Träger gewährleistet ist. Nach DIN 1052 muß der Steg derartiger Träger bei Ermittlung des Widerstandsmoments außer Ansatz bleiben. Bestehen die Stege aus einzelnen Brettern, so müssen stets zwei Brettlagen angeordnet werden, die sich kreuzen. Auch hierbei muß das Widerstandsmoment des Steges schon deshalb außer Ansatz bleiben, weil die Bretter schwinden und dann keine Kraft von Brett zu Brett übertragen werden kann. Diese Brettstege dürfen auch nicht bei der Aufnahme von Längskräften in Rechnung gestellt werden. Eine Ausnahme ist m. E. nur bei Rahmen-ecken möglich, und zwar nur dann, wenn die Richtung der betreffenden Längskraft etwa in Richtung der Bretter verläuft. Die Aufnahme der Querkkräfte durch die Stegteile und ihre Anschlüsse muß stets nachgewiesen werden. Derartige Träger wirken ähnlich wie engmaschige Netzwerke.

Besteht der Gurt aus mehreren durch Nageln verbundenen Teilen (Abb. 21), so werden die Einzelteile wegen der Nachgiebigkeit der Nagelverbindungen um so weniger an der Aufnahme der Längskräfte teilnehmen, je weiter der betreffende Einzelteil vom Steg entfernt liegt. Das gleiche gilt bei Bolzen- und Stiferverbindungen. Die Einzelteile dürfen daher nur mit einem Bruchteil ihres Querschnitts in Rechnung gestellt werden, auch bei der Ermittlung des Widerstandsmoments.

Für die Verbindungsmittel bei Brücken und Stegen gelten die Vorschriften des Normblattes DIN 1052. In DIN 1074 sind nur einige zusätzliche Festsetzungen für Nagel- und Leimverbindungen getroffen. Nagelverbindungen sind danach im Brückenbau zulässig, wenn wirksam verhindert wird, daß Feuchtigkeit zwischen die durch Nagel verbundenen Hölzer eindringt, und so vermieden wird, daß die Nägel durch Rost geschwächt oder sogar zerstört werden. Der erforderliche Schutz kann z. B. durch Überdachung und seitliche Verschalung erreicht werden.

Beim Anschluß von Brettern, Bohlen usw. an Rundholz, wie er besonders beim Gerüstbau und bei Schalungsgerüsten vorkommt, müssen die sonst zulässigen Belastungen von Nagelverbindungen um  $\frac{1}{3}$  ermäßigt werden. Nagelverbindungen von zwei Rundholzflächen sind bei belasteten Bauteilen unzulässig.

Leimverbindungen sind bei Brücken nur zulässig, wenn vollkommen wasserfester Kunstharzleim verwendet wird. Kaseinleim darf also bei Brücken nicht verwendet werden. Dem Kunstharzleim muß ein Verfestigungsmittel beifügt werden, damit er nicht nach kurzer Zeit auskristallisiert und dabei seine Bindekraft und seine Festigkeit verliert<sup>9)</sup>. Diese Gefahr besteht besonders bei Auftragung dicker Leimschichten. Soli ausnahmsweise ohne Verfestigungsmittel gearbeitet werden, so darf der Leim nur in ganz dünner Schicht aufgetragen werden. Dabei müssen die zu verbindenden Flächen so hergerichtet werden, daß sie auch ohne Preßdruck an allen Stellen satt aufeinanderliegen. Das kann im allgemeinen nur durch Hobeln erreicht werden. Bei Verwendung von Verfestigungsmitteln sind Unebenheiten der Leimflächen bis zu 2 mm zulässig. Hierbei können auch sägeraue Flächen verleimt werden.

Mit Rücksicht auf die Gefahren, die bei unsachgemäßer Verwendung von Leim bei tragenden Bauteilen entstehen können, und mit Rücksicht auf die Schwierigkeit einer späteren Nachprüfung der Ausführung ist nach DIN 1052 das Leimen tragender Holzbauteile ähnlich wie beim Schweißen im Stahlbau nur erfahrenen, besonders zuzulassenden Firmen gestattet. Es dürfen nur solche Unternehmer damit betraut werden, die über geeignete Fachleute, erfahrene Handwerker und zweckmäßige Werk-einrichtungen verfügen. Hierzu zählen Vorrichtungen zur Erzeugung eines ausreichend großen und genügend lange wirkenden Preßdrucks, Maschinen zur Bearbeitung der Leimflächen, zuverlässige Meßgeräte zur Ermittlung der Holzfeuchtigkeit, ferner eine Anlage zur künstlichen Holz-trocknung und überdachte heizbare Arbeitsräume.

Der Reichsarbeitsminister hat in seinem Einföhrungserlaß zu DIN 1052 die Herausgabe eines Verzeichnisses der Unternehmen in Aussicht gestellt, die diese Bedingungen erfüllen. Bis dahin wird die Zuverlässigkeit und Geeignetheit des Unternehmens in jedem Einzelfall zu prüfen sein. In Zweifelsfällen empfiehlt es sich, die gutachtliche Unterstützung durch die Materialprüfungsanstalt in Stuttgart zu erbitten. Diese hat sich bisher am meisten mit der Erforschung der Leimverbindungen für tragende Bauteile befaßt und ist daher vom Reichsarbeitsminister mit der Auf-stellung des genannten Verzeichnisses zusammen mit den Fachverbänden betraut worden. Zur Zeit werden wohl nur wenige Unternehmen die obengenannten Bedingungen voll erfüllen. Vielfach wird es an geschlossenen heizbaren Arbeitsräumen, Trockenkammern und an einer ausreichenden Geräteausstattung fehlen. Für große Leimflächen ist erheblicher Preßdruck erforderlich, der mindestens 2  $\text{kg/cm}^2$  betragen und wenigstens 2 Stunden, in ungünstigen Fällen weit länger andauern muß. Hierfür reichen Zwingen nur in den seltensten Fällen aus, viel-mehr müssen Spindelpressen oder Wasserdrukpressen in ausreichender



Abb. 20. Querschnittschwächung bei Ringdübeln.

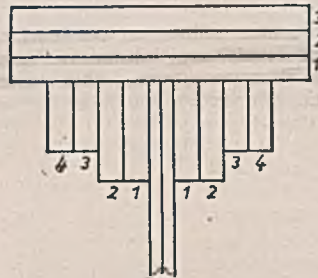


Abb. 21. Genagelter, mehrteiliger Gurt.

<sup>6)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1941, Heft 2/3, S. 33.

<sup>7)</sup> Ztrbl. d. Bauv. 1941, Heft 2/3, S. 33.

<sup>8)</sup> B. u. E. 1940, S. 9. — Bauindustrie 1939, Heft 50; 1940, Heft 2, 3 u. 4. — Bauing. 1937, S. 107. — Bautechn. 1937, S. 333.

<sup>9)</sup> Klemm, Neue Leimuntersuchungen mit besonderer Berücksichtigung der Kaltkunstharzleime. München und Berlin 1938, R. Oldenbourg.



Zahl vorhanden sein. Der für das Leimen verantwortliche Fachmann muß stets im Werke anwesend sein. Es ist unzulässig, daß ein Außenstehender diese Aufgabe wahrnimmt oder daß eine Person mehrere Betriebe betreut.

Ausschlaggebend für den Erfolg der Leimung ist die Verwendung von trockenem Holz. Es darf nur eine Feuchtigkeit von höchstens 20% haben und an den zu verleimenden Flächen auch äußerlich keine Spur von Feuchtigkeit zeigen. Der Feuchtigkeitsgehalt des Holzes wird nach DIN DVM 2183 ermittelt und auf das Darrgewicht bezogen. Für die schnelle und häufige Feststellung des Feuchtigkeitsgehalts sind aber auch elektrische Meßgeräte geeignet, wie sie oben erwähnt sind. Solche Geräte müssen Unternehmer, die sich dem Verleimen tragender Bauteile widmen wollen, besitzen, ebenso die überwachenden Behörden. Trockenes



Abb. 22.

Brennstempel für trockenes Holz nach DIN 4074 (Feuchtigkeit  $u \leq 20\%$ ).



Abb. 23.

Geleimter, geschäfteter Stoß.

Bauholz ist mit einem Brennstempel nach Abb. 22 zu versehen, bei geleimten Bauteilen muß also jedes Holz diesen Stempel tragen.

Leimverbindungen haben bei sorgfältiger Ausführung die gleiche oder eine höhere Scherfestigkeit wie das Holz. Sehr empfindlich sind sie aber gegen Beanspruchung quer zur Leimfläche. Die Leimverbindungen sind daher so auszubilden, daß solche Kräfte nicht in wesentlichem Umfange auftreten können. Stöße sind durch Schäftung herzustellen (Abb. 23). Derartige Verbindungen haben sich im Flugzeugbau, aber auch bereits im Bauwesen bewährt. Kräfte quer zur Leimfläche können auch durch nachträgliches Verziehen und Schwinden des Holzes entstehen. Es ist z. B. unzweckmäßig, vier Hölzer nach Abb. 24 zusammenzuleimen, da erfahrungsgemäß mindestens eine Fuge aufreißen wird. Auch müssen alle zu verleimenden Flächen, z. B. bei Laschen, ohne Preßdruck aufeinander passen.

An einer Verbindung werden im Holzbau häufig zwei verschiedene Verbindungsmittel nebeneinander verwendet. Das ist nur zulässig, wenn die beiden Verbindungsmittel unter der Gebrauchslast etwa die gleiche Nachgiebigkeit haben. Dies kann man wohl bei Versätzen und Dübeln annehmen, nicht aber bei Leimverbindungen und Nägeln, Bolzen oder Dübeln. Werden zwei Verbindungen gleichzeitig in Rechnung gestellt, so muß wegen der Unsicherheit in der tatsächlichen Lastverteilung dasjenige Verbindungsmittel, auf das rechnerisch der kleinere Teil der Last entfällt, für die 1,5fache anteilige Last bemessen werden. Die rechnerische Tragfähigkeit der bei Dübeln stets erforderlichen Bolzen darf aus den oben angegebenen Gründen z. B. nicht zur Tragfähigkeit der Dübel hinzugezählt werden.

Für Bolzenverbindungen ist in DIN 1052 die zulässige Belastung senkrecht zur Holzfasern und der Abstand der Bolzen untereinander und vom Ende der Hölzer neu geregelt worden. Ihre Belastung ist ebenso wie bei Nagelverbindungen unabhängig von der Holzgüte festgesetzt worden. Dagegen ist die Holzgüte bei der Berechnung der zulässigen Dübelbelastungen zu berücksichtigen. Meist werden die zulässigen Dübel-

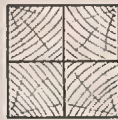


Abb. 24.

Kreuzweise zusammengeleimte Hölzer, z. B. für eine Stütze (unzweckmäßig).

belastungen aber auf Grund von Versuchen ermittelt. Diese Versuche sind bisher nicht auf einer einheitlichen Grundlage durchgeführt worden, ihre Ergebnisse daher nicht ohne weiteres miteinander vergleichbar. Sie treffen vielfach nur für besonders tragfähiges und sehr trockenes Bauholz zu, nicht aber für halbtrockenes oder gar frisches Bauholz. Um zu einwandfreien und vergleichbaren Unterlagen für die zulässige Belastung der verschiedenen Dübelverbindungen zu kommen, sollen diese in Zukunft auf Grund einheitlicher Versuche durch eine allgemeine baupolizeiliche Zulassung des Reichsarbeitsministers festgelegt werden. Die hierzu erforderlichen Versuche sind bereits seit längerer Zeit bei der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart eingeleitet worden, konnten aber wegen der Kriegsverhältnisse noch nicht zum Abschluß gebracht werden.

Einpfeßdübel dürfen nicht in vorgefräste Vertiefungen eingelegt werden. Bei Einfräsdübeln dürfen die vorgefrästen Vertiefungen nicht zu groß sein, sonst nimmt die Verschieblichkeit erheblich zu und die Tragfähigkeit ab. Einpfeßdübel müssen in die zu verbindenden Holzteile gleich tief eindringen. Das ist bei manchen Dübelbauarten schwierig zu erreichen, besonders wenn das eine Holz wesentlich härter ist als das andere und auch beim Vorhandensein von Ästen an der Verbindungsstelle.

Bei geschlossenen Ringdübeln darf bei der Errechnung der Tragfähigkeit nur der Kern oder das Vorholz, nicht aber beides zusammen berücksichtigt werden. Bei geschlitzten Ringdübeln dürfen jedoch beide

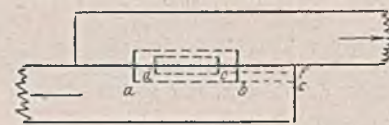


Abb. 25. Scherflächen von zwei ineinandergelegten Ringdübeln.

in Rechnung gestellt werden. Hierbei sind allerdings geringere Leimungsdrücke und Scherspannung festgesetzt. Es ist meines Erachtens aber unzulässig, zwei ineinandergelegte Dübel gleichzeitig in Rechnung zu stellen; denn die Scherfläche  $d-e-f$  kann nicht mehr wirken, wenn die Scherfläche  $a-b-c$  versagt (Abb. 25).

Für die bauliche Ausbildung gilt auch bei Brücken DIN 1052. Zugstäbe, die bei der vorgeschriebenen Größe und Verteilung der Belastung nur geringe Zugkräfte erhalten, bei etwas anderer Verteilung oder Größe der Belastung aber auf Druck beansprucht werden, sind auch für eine angemessene Druckkraft zu bemessen. Druckstäbe mit geringer Druckkraft sind bei entsprechenden Verhältnissen auch für eine angemessene Zugkraft anzuschließen. Ob diese Bestimmungen des Normblattes DIN 1052 im Einzelfalle angewendet werden müssen, läßt sich am besten an Hand der Einflußlinie für den betreffenden Stab beurteilen. Besteht diese aus zwei Beitragsflächen mit verschiedenem Vorzeichen und nicht allzu verschiedener Größe, so können sich die Vorzeichen der Stabkräfte bei anderer Verteilung der Last ändern. Derartige Änderungen in der Lastverteilung können auch während des Bauzustandes eintreten, besonders bei Gerüsten. Bei Hochbauten kann eine andere Verteilung der Windlast den gleichen Erfolg haben.

Die zulässige Durchbiegung ist für Brücken unter Eisenbahngleisen zu  $\frac{1}{700}$  der Stützweite, bei allen anderen Brücken je nach der Art der Hauptträger verschieden festgesetzt worden. Für den Nachweis der Durchbiegung verdübelter Balken sind abgeminderte Werte des rechnerischen Trägheitsmoments festgesetzt<sup>10)</sup>. Brücken mit einer Spannweite von über 10 m ist beim Aufstellen eine angemessene Überhöhung zu geben. Für die Durchführung von Probebelastungen und die hierbei anzustellenden Beobachtungen sind eingehende Festsetzungen getroffen worden.

<sup>10)</sup> Hartmann, Das Trägheitsmoment von Verbundbalken. Bau-techn. 1941, Heft 32, S. 345.

Alle Rechte vorbehalten.

## Grundsätzliches über Modellmessungen der Formänderungen und Spannungen von verankerten Hängebrücken.<sup>1)</sup>

Von Professor Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart.

### I. Einleitung.

Die Hauptträger einer verankerten Hängebrücke bestehen entweder aus einer in Endwiderlagern verankerten unversteiften Kette, die im allgemeinen durch verschieden große Lasten  $G$  vorbelastet ist, oder aus einer solchen Kette und einem Versteifungsträger. Der Versteifungsträger hat zwei Aufgaben: 1. die Formänderungen der unversteiften Kette zu vermindern, 2. Einzellasten zu verteilen (Lastverteilungsträger). Wenn die Hängebrücke ohne Versteifungsträger einen Windträger hat, so wirkt der Gurt des Windträgers, streng genommen, wie ein sehr niedriger Versteifungsträger.

Obwohl die unversteifte Kette als Trägerart im unsicheren Gleichgewicht (labil) ist — es entstehen bei irgendwelchen Nutzlasten Formänderungen, die nur teilweise durch das elastische Verhalten ihrer Glieder bedingt sind —, ist sie bei entsprechender Vorbelastung als Träger brauchbar, und zwar um so brauchbarer, je größer die Eigenlasten  $G$  im Verhältnis zu den Nutzlasten  $P$  sind. Zur Untersuchung der Formänderung einer solchen unversteiften Kette sind besondere, ihrer Eigenart angepaßte Verfahren nötig. Eine der sonst üblichen Voraussetzungen der Baustatik, daß man zur Bestimmung der inneren Kräfte die ursprüngliche und die endgültige Trägerform als gleich annehmen darf, ist nicht anwendbar.

<sup>1)</sup> Die Abschnitte I bis III sind bei der Schriftleitung am 20. Juli 1941, die Abschnitte IV und V am 20. August 1941 eingegangen.

Die Hauptträger einer versteiften Hängebrücke zeigen, wenn zu den Eigenlasten Nutzlasten  $P$  hinzutreten und wenn gleichzeitig die Temperatur sich gegenüber der bei der Aufstellung vorhandenen ändert, ein schwer übersehbares Kräftebild. In den Hängestäben treten verschieden große Kräfte auf, die sowohl auf die unversteifte Kette als auch auf den irgendwie gelagerten Versteifungsträger wirken.

Soll das Kräftebild zutreffend sein, so müssen die Formänderungen schlüssig sein. Als wesentlich muß sich nachweisen lassen (Abb. 1), daß zwischen die neuen Lagen der Endpunkte der Hängestangen (der eine als Knotenpunkt der unversteiften Kette, der andere als Knotenpunkt des Versteifungsträgers) sich die elastisch und durch Temperatur verformten Hängestangen ohne Zwang einfügen lassen.

Das genaue Kräftebild für die versteifte Kette ist noch nicht gefunden. Die sogenannten genauen Verfahren nach der Theorie II. Ordnung (unter Berücksichtigung der Formänderungen) geben, weil sie notgedrungen vereinfachende Rechnungsvoraussetzungen machen, nur eine angenäherte Vorstellung von den sehr verwickelten wirklichen Verhältnissen.

Eine zutreffende und auch anschauliche Vorstellung kann man durch Modellmessungen erhalten. Sie liefern über die Klärung des Einzelfalles hinaus wichtige Grundlagen für die Gestaltung der Hauptträger von Hängebrücken und für die mannigfachen Aufgaben beim Zusammenbau der Brücken und der Bauausführung überhaupt.



Die ersten Modelluntersuchungen an Hängebrücken wurden von Professor G. E. Beggs an der Princeton-Universität im Frühjahr 1930 ausgeführt<sup>2)</sup>. Diesen ersten Messungen wurde die Mount Hope-Brücke zugrunde gelegt (Hauptöffnung 366 m, Seitenöffnungen 153,72 m). Weitere Messungen wurden gelegentlich des Baues der San Francisco-Oakland-Hängebrücke ausgeführt<sup>3)</sup>.

Liegen in einem Einzelfall die Abmessungen der Hauptträger der Hängebrücke fest, die Spannweiten, der Pfeil der Hauptöffnung, der Querschnitt der Kette, der Querschnitt der Hänger, das Trägheitsmoment des Versteifungsträgers und die Abmessungen und Art der Türme (Pylonen), außerdem die Eigenlasten  $G$ , die von der unverstifteten Kette aufzunehmen sind ( $G_0$  im Kettenknotenpunkt,  $G_u$  am Anschluß der Hänger am Träger), und die Nutzlast (gleichmäßig verteilt oder Radlastzüge), so kann man mit Hilfe eines richtig aufgebauten Modells alle für die geforderte Sicherheit der Hauptträger einer Hängebrücke in Betracht kommenden statischen und Formänderungsgrößen bestimmen.

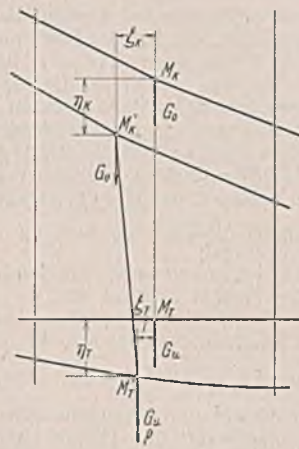


Abb. 1. Teil der Kette mit angehängtem Versteifungsträger vor und nach der Formänderung unter den Lasten  $P$  und infolge von Temperaturänderung. Alle Lasten wirken entweder in den Knotenpunkten der Kette oder in den Anschlußpunkten der Hänger.

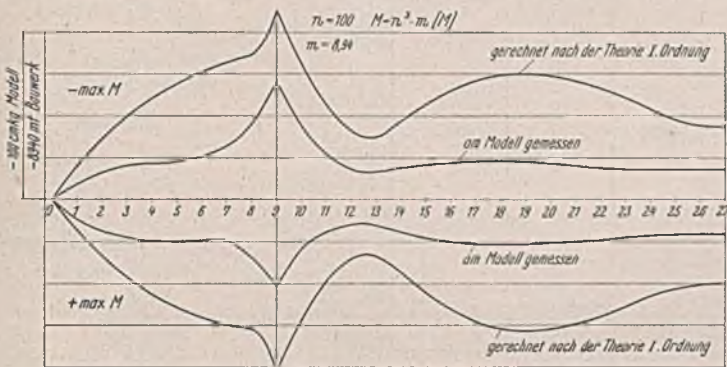


Abb. 2. Größtmomente ( $M_{p+t}$ ) des durchlaufenden Versteifungsträgers einer Hängebrücke.

Für die Beurteilung der Sicherheit des Versteifungsträgers ist vor allem die Kenntnis der Linien der größten positiven und negativen Momente wichtig. Abb. 2 zeigt gemessene Werte für beide Linien. Es handelt sich dabei um einen durchlaufenden Träger von  $94,5 + 378 + 94,5$  m Spannweite mit einem Kabelpfeil von 42 m und einem Verhältnis  $\varphi p : g = 0,2925$ , wobei  $g$  die gleichmäßig verteilte Eigenlast,  $p$  die gleichmäßig verteilte Verkehrslast und  $\varphi$  der Schwingbeiwert ist. Gegenüber der Aufstellungs-Temperatur ist eine Abweichung von  $t = +30^\circ$  nach oben und  $t = -40^\circ$  nach unten berücksichtigt. Die stählernen Türme (Pylonen) sind am Fuß eingespannt. Das Trägheitsmoment beträgt in den Seitenöffnungen und in der Hauptöffnung  $0,331 \text{ m}^4$  und ist in der Nähe der Stützen entsprechend der Linie der Größtmomente stufenweise erhöht. Im einzelnen ist der Querschnitt der Kette  $F_K = 0,18 \text{ m}^2$ , das Elastizitätsmaß der Kette  $E_K = 1600 \text{ t/cm}^2$ . Bei einer Hängerentfernung von 10,5 m ist die Eigenlast  $G = 147 \text{ t}$ ,  $\varphi P = 43 \text{ t}$ . In Abb. 2 sind außerdem die Linienzüge der größten positiven und negativen Momente nach der Theorie I. Ordnung (ohne Berücksichtigung der Formänderungen) eingetragen. Man sieht, daß bei dem gewählten Versteifungsträger mit verhältnismäßig kleinem Trägheitsmoment, namentlich in den Bereichen der für seine Bemessung maßgebenden größten Momente, sich sehr erhebliche Unterschiede zwischen den nach der Theorie I. Ordnung und den auf Grund der Modellmessungen ermittelten Werten ergeben, und erkennt, daß die Theorie I. Ordnung ganz unzutreffende Werte liefert.

Auf Grund von Modellmessungen kann man bei gegebenen Bauwerksabmessungen auch die größten Werte der Querkräfte, den größten Kabelzug und die größte Hängerkraft bestimmen und sich ein zutreffendes Bild der Verformungen verschaffen, und zwar der Durchbiegungen

<sup>2)</sup> George E. Beggs, Elmer K. Timby und Blair Birdsall, Suspension Bridge stresses determined by model. Eng. News-Rec. vom 9. Juni 1932, S. 828 bis 832.

<sup>3)</sup> George E. Beggs, Raymond E. Davis und Harmer E. Davis, Tests on structural models of proposed San Francisco-Oakland suspension bridge. University of California Publications in Engineering Bd. 3, Nr. 2, S. 59 bis 166, Tafel 1, 56 Textabb. — University of California Press Berkeley, California 1933. — Auszug daraus in Bautechn. 1934, S. 451 (W. H. Rabe). — Siehe auch Stahibau 1940, S. 47, (Krabbe), und Hütte I, 26. Aufl., S. 330/331 (M. Weber, Ähnlichkeitsmechanik oder Theorie der Modelle, a) statische Ähnlichkeit. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

und der waagerechten Wege der Auflager, der Knotenpunkte, der Kette und des Versteifungsträgers, der größten Quer- und Längsneigung der Fahrbahn und ihrer größten Krümmung sowie der Verschiebungsgrößen der Turmspitzen. Auch der Einfluß einer Verschiebung der Widerlager und der Senkungen der Kettenauflager an den Turmspitzen kann bestimmt werden.

Mit Hilfe von Modellmessungen kann nicht nur das „Nachrechnen“ einer Hängebrücke von gegebenen Abmessungen durchgeführt werden, es können auch die Grundlagen für die endgültige Entwurfsgestaltung und ein Überblick über die verschiedenen Möglichkeiten der Einzelausbildung gewonnen werden. Als Beispiel aus den vielen, beim endgültigen Entwurf zu treffenden Entscheidungen sei die über die Wahl des Trägheitsmoments des Versteifungsträgers herausgegriffen, der selbst wieder bei mehreren Öffnungen als Einzelbalken oder als durchlaufender Balken mit verschiedenen Möglichkeiten der Lagerung vorgesehen werden kann. Bei gegebenen Werten des Eigengewichts  $g$  (zunächst herrührend von dem Gewicht der Fahrbahn und des Fahrbahnrippes) und der Verkehrslast  $p$  oder an ihrer Stelle des Radlastzuges kann durch Versuche an einem Modell mit nacheinander eingebauten Versteifungsträgern verschieden großer Trägheitsmomente  $J$  die Abhängigkeit der größten Feldmomente des Versteifungsträgers sowie irgendwelcher Formänderungsgrößen, wie der größten Durchbiegung oder der größten Längsneigung der Fahrbahn, von dem jeweiligen Trägheitsmoment gefunden werden<sup>4)</sup> (Abb. 3). Dazu müssen vorher die Anteile des jeweiligen Versteifungsträgers an den Eigenlasten:  $G_0$  (Gewicht des Kabels, der Kabelschellen und der Hänger) und  $G_u$  zutreffend geschätzt werden. Die in Abb. 3 zur Anschauung gebrachten Abhängigkeiten geben die Unterlagen für den endgültigen Entwurf, bei dem im allgemeinen die Trägheitsmomente dem Verlauf der Linie der Größtmomente angepaßt werden und der modellmäßig weiter zu behandeln ist, wie oben an Hand von Abb. 2 geschildert worden ist.

Sobald man sich für eine bestimmte größte Durchbiegung oder eine andere Formänderungsgröße entschieden hat, erhält man aus dem Schaubild der Abb. 3 das zu wählende mittlere Trägheitsmoment und das diesem Trägheitsmoment entsprechende, dem endgültigen Entwurf zugrunde zu legende Biegemoment. Bei einer bestimmten Trägerhöhe  $h$

$$\text{erhält man die Beanspruchung } \sigma = \frac{M}{W_{\text{tr}}} = \frac{M}{k W} = \frac{M h}{2 J k}, \text{ worin } W_{\text{tr}}$$

$= k W$  das der Nietverschwächung entsprechende nutzbare Widerstandsmoment ist, wobei beispielsweise  $k = 0,85$  anzunehmen ist. Aus dieser Beziehung erhält man die Trägerhöhe, bei der die zulässige Beanspruchung gerade erreicht ist, zu  $h = 2 \sigma_{\text{zul}} k \cdot \frac{J}{M}$ . Beispielsweise wird für  $\sigma_{\text{zul}}$

$$= 1,4 \text{ t/cm}^2 \quad h = 2,38 \cdot \frac{J}{M}.$$

Bei der Festsetzung von  $\sigma_{\text{zul}}$  ist unter Umständen auf die Wirkung des Windes Rücksicht zu nehmen.

In Abb. 3 ist die Linie der  $h$ -Werte in Abhängigkeit von  $J$  ebenfalls eingetragen. Sie verläuft annähernd geradlinig. Wird die Trägerhöhe  $h$  kleiner gewählt, so ist die zulässige Beanspruchung nicht ausgenützt. Wird die Trägerhöhe größer gewählt, so ergeben sich Beanspruchungen, die größer sind als die zulässigen.

Man sieht aus dem Vorstehenden, daß jedem Entwurf die Ermittlung der in Abb. 3 dargestellten Abhängigkeiten vorzugehen muß. Durch planmäßige Modellmessungen können noch weitere für den Gesamt-

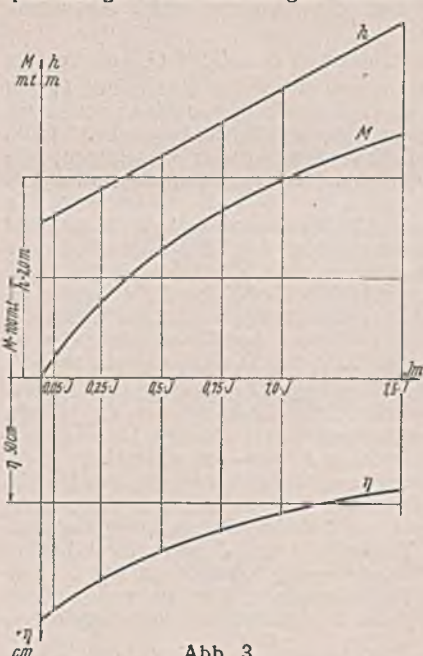


Abb. 3.

Abhängigkeit des Moments  $M$ , der Höhe  $h$  und der Durchbiegung  $\eta$  des Versteifungsträgers von der Größe seines Trägheitsmoments.

entwurf entscheidende Fragen beantwortet werden, wie z. B. der Einfluß, den verschieden große Werte  $g$  (leichte oder schwere Fahrbahntafeln), verschieden große Werte des Elastizitätsmaßes  $E$  des Kabels, verschiedene Pfeilverhältnisse oder verschiedene Lagerungsverhältnisse der einfachen oder durchlaufenden Versteifungsträger auf die Formänderungen haben und damit wieder auf die davon abhängigen statischen Werte, die für die Querschnittsbestimmung des Kabels, der Hänger und des Versteifungsträgers maßgebend sind. Nicht zuletzt erhalten der Entwurfsverfasser einer Hängebrücke und die für die endgültige Entscheidung Mitverantwortlichen durch Modellmessungen ein klares Bild über die entwickelten Formänderungen einer Hängebrücke, vor allem dann, wenn die Ergebnisse

<sup>4)</sup> M. Grüning, Bericht über die II. Internationale Tagung für Brückenbau und Hochbau, S. 629. Wien 1929, J. Springer.



der Modellmessungen ausgewertet und mit den Ergebnissen der bis heute bekanntgewordenen genauen Verfahren für die Berechnung der Hängebrücken verglichen werden. Ein solcher Vergleich zwischen dem Ergebnis von Modellmessungen und der Theorie führt zwangsläufig zu einer Verbesserung und Verfeinerung der bisher üblichen Berechnungsverfahren.

II. Modellabmessungen.

Das Verfahren, mit dessen Hilfe man von den wirklichen Abmessungen der Hauptträger einer Hängebrücke aus die Modellabmessungen bestimmen kann, soll in Anlehnung an das obengenannte Schrifttum<sup>2)3)</sup> an Hand der Abb. 4 erläutert werden. Es handelt sich um eine symmetrische dreifeldrige Hängebrücke mit den Spannweiten  $l_1 + l + l_1 = 270 + 750 + 270$  m und mit einem Pfeil von  $\frac{l}{10} = 75$  m in der mittleren Öffnung.

Die Kabel sind in Richtung des letzten Kettengliedes um rd. 114 m bis zu den Kabelverankerungspunkten verlängert. Der durchlaufende Verstiefungsträger liegt waagrecht. Die Hängerlänge in der Mitte ist 16,7 m, über den Endauflagern des Verstiefungsträgers 12,255 m. Die Hängerentfernung (Feldweite) beträgt durchweg  $a = 15$  m. Die Lasten wirken in den Anschlußpunkten der Hänger am Verstiefungsträger. Die Kettenform ist durch die durchweg gleich groß angenommenen Eigengewichtslasten  $G_o + G_u$  bestimmt. Auf 1 m Brückenlänge bezogen wiegen das Kabel 3,9 t/m und der Verstiefungsträger 7,2 t/m, das gesamte Eigengewicht ist  $g = 20,2 + 3,9 + 7,2 = 31,3$  t/m. Als Verkehrslast ist auf beliebige Längen des Hauptträgers 6,875 t/m angenommen. Dazu kommt noch eine zusätzliche Last von 3,10 t/m auf eine Strecke von 190 m oder weniger.

In Abb. 4a sind die Abmessungen und die Elastizitätszahlen  $E$  des Kabels, der Hänger und des Verstiefungsträgers eingetragen. Die Querschnittsabmessungen können, wenn man zunächst den Einfluß von  $E$  nicht berücksichtigt, durch die drei 450 cm breiten Bänder der Abb. 4b ersetzt gedacht werden. Dabei weisen die Rechteckquerschnitte für das Kabel und für die Hänger gleich große Werte auf wie in Abb. 4a. Der 450 cm breite und 200 cm hohe Ersatz-Verstiefungsträger hat ein Trägheitsmoment von  $3 \text{ m}^4$ , genau wie der Blechträger der Ausführung. Eine Hängebrücke mit den Abmessungen der Abb. 4b würde sich in den Formänderungen nahezu gleich verhalten wie eine Hängebrücke der Abb. 4a, wenn in beiden Fällen die Werte  $E$  gleich groß wären. Ein Unterschied besteht lediglich darin, daß der an und für sich nicht große Einfluß der Formänderungen infolge der Querkraften — z. B. auf die Durchbiegungen und damit auf die Momente — bei der Ausführung nach Abb. 4a etwas größer sein würde als im Falle der Abb. 4b.

In Abb. 4b sind die Eigengewichtslasten  $G = G_o + G_u$ , die von der Kette aufgenommen werden, eingetragen, ebenso die Einzelasten  $P_1$  und  $P_2 - P_1$ . Als Modellmaßstab ist  $n = 125$  gewählt, d. h. die Abmessungen des Modells sind  $1/n$  der Abmessungen der wirklichen Ausführung. Dementsprechend sind in Abb. 4c Rechteckabmessungen eingetragen, die durchweg  $1/n$  der Abmessungen der Abb. 4b sind. Wenn man mit diesen Abmessungen ein Modell bauen würde, bei dem die Querschnitte des Kabels und der Hänger  $1/n^2$  der wirklichen Querschnitte wären und das Trägheitsmoment des Verstiefungsträgers  $1/n^4$  des Trägheitsmoments des wirklichen Verstiefungsträgers, und wenn man alle Knotenlasten durch  $n^2$  teilen würde, so würde man mit dem Modell Formänderungen erhalten, z. B. Durchbiegungen des Verstiefungsträgers oder der Kette, die  $1/n$  derjenigen wären, die sich im Fall einer Ausführung nach Abb. 4b bei gleich großem  $E$  unter den Lasten  $G, P_1$  und  $P_2 - P_1$  ergeben würden.

Dies läßt sich am einfachsten folgendermaßen begründen. Ein auf Zug beanspruchter, mit  $P: n^2$  belasteter Modellstab mit dem Querschnitt  $F: n^2$  erfährt dieselbe Beanspruchung und damit dieselbe Dehnung wie ein Bauwerksstab mit dem Querschnitt  $F$ , der von einer Last  $P$  beansprucht ist. Die Längenänderung des Modellstabes ist also  $1/n$  der Längenänderung des Stabes im Bauwerk. Ebenso läßt sich nachweisen, daß ein auf Biegung beanspruchter, als einfacher Balken gelagerter Stab von der Länge  $l$  und mit dem Trägheitsmoment  $J$  unter einer Lastengruppe  $P$  eine  $n$ -mal so große Durchbiegung erleidet als ein Modellstab, dessen Länge  $l/n$ , dessen Trägheitsmoment  $J/n^4$  ist und auf den eine Lastengruppe  $P/n^2$  wirkt, die der des Bauwerksstabes entspricht.

Die Breite der Bänder der Abb. 4c ist  $\frac{450}{125} = 3,6$  cm oder 36 mm.

Man kann sich, wie in Abb. 4c angedeutet ist, die Bänder in  $m$  gleiche Teile aufgeteilt denken und einen Modellträger bauen, dessen Bänder gleich groß wie in Abb. 4c sind bei einer Streifenbreite, die  $1/m$  der Breiten der Abbildung beträgt. Wenn man einen solchen Modellträger mit Lasten  $P/(n^2 m)$  belastet, so erhält man dieselben Form-

änderungen wie bei einem Modellträger der Abb. 4c, also z. B. Durchbiegungen, die  $1/n$  der Durchbiegungen des wirklichen Trägers betragen, wenn dieser durch Lasten  $P$  beansprucht ist.

Bei den bisherigen Darlegungen ist angenommen, daß das Modell genau aus demselben Baustoff besteht wie der wirkliche Träger. Tatsächlich sind die Elastizitätszahlen  $[E]$  der einzelnen Teile eines Modells anders als die wirklichen Werte  $E$ . Wenn die Modellstäbe eine Elastizitätszahl  $[E]$  aufweisen gegenüber den Werten  $E$  der Bauwerksstäbe, so sind die entsprechenden Querschnittsflächen und Trägheitsmomente des Modells  $\frac{E}{[E]}$ -mal so groß zu wählen wie die des Streifenmodells der Abb. 4c, wenn man die  $1/n$ -fachen Formänderungen wie beim wirklichen Träger erzielen will.

Um dies zu veranschaulichen, sind in Abb. 4d unter Beibehaltung der Streifenflächen der Abb. 4c die Streifenbreiten  $36/m$  zunächst gegenüber Abb. 4c vergrößert aufgetragen und nachträglich auf  $\frac{E}{[E]}$  umgerechnet.

Bei dem Modell ist angenommen, daß sowohl für das nachgeahmte Kabel als auch für die Hänger und den Verstiefungsträger Baustoffe mit  $E = 2,1 \cdot 10^8 \text{ kg/cm}^2$  verwendet wurden. Dementsprechend ergeben sich die in Abb. 4d eingetragenen Werte von  $[F_K], [F_H], [J_T]$ . Diesen Werten sind die wirklichen Modellabmessungen in Abb. 4e gegenübergestellt.

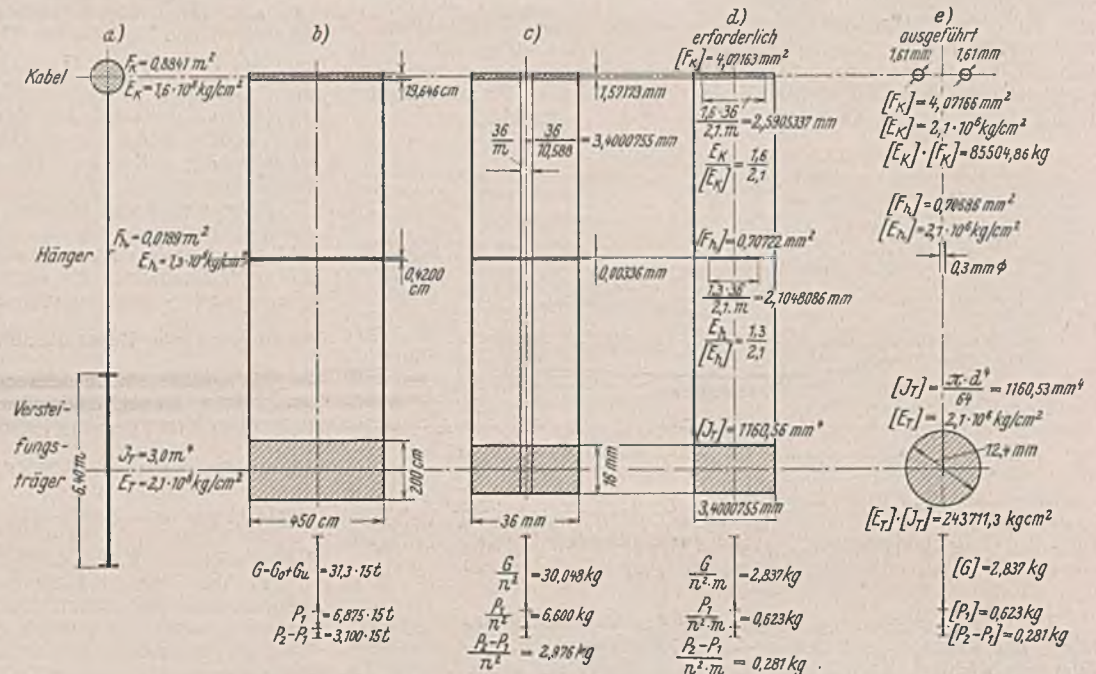


Abb. 4a bis e. Abmessungen des Bauwerks und des Modells. Modellmaßstab  $n = 125$ , Bänderteilung  $m = 10,588$ .

Dort sind auch die Werte  $[G], [P_1], [P_2 - P_1]$ , die bei den Modellmessungen Verwendung finden, eingetragen. Für die Lasten  $[G]$  ist zu beachten, daß die auf ein Feld, also auf 12 cm entfallenden Modellgewichte des Kabels, der Hänger und des Verstiefungsträgers in Abzug zu bringen sind. Die aus Abb. 4d hervorgehende Art der Bemessung der Modellabmessungen beruht auf der Tatsache, daß zwei Zugstäbe von denselben Abmessungen, aber mit verschiedenen Elastizitätszahlen  $E$  unter denselben Lasten dieselbe Verlängerung erleiden, wenn man die Querschnitte entsprechend den verschiedenen Werten von  $E$  aufeinander abstimmt.

Zusammenfassend ist zu sagen, daß man mit einem Modell der Abmessung der Abb. 4e Formänderungsgrößen erhält, die  $1/n$  der Formänderungen des wirklichen Trägers betragen. Unterschiede bestehen lediglich darin, daß der Einfluß der Formänderungen infolge der Querkraften nicht genau erfaßt ist. Zu beachten ist, daß auch die Krümmungshalbmesser des Verstiefungsträgers des Modells  $1/n$  der Krümmungshalbmesser des wirklichen Trägers betragen. Setzt man, wie es bisher schon geschehen ist, die Abmessungen des Modells in eckige Klammern, so bestehen zwischen dem Bauwerk und dem Modell folgende Beziehungen:

$$\begin{aligned} \text{Länge } [l] &= \frac{l}{n} \\ \text{Querschnitt } [F] &= \frac{F}{n^2 m} \cdot \frac{E}{[E]} \\ \text{Trägheitsmoment } [J] &= \frac{J}{n^4 m} \cdot \frac{E}{[E]} \\ \text{Knotenlast } [P] &= \frac{P}{n^2 m} \\ \text{Moment } M &= [M] n^3 m \\ \text{Winkeländerung } \Delta \varphi &= [\Delta \varphi] \\ \text{Durchbiegung } \eta &= n [\eta] \\ \text{Dehnung } e &= [e]. \end{aligned}$$







mit auch den waagerechten Weg des Punktes 3 (und zugleich aller vorhergehenden) hätte man nach Abb. 6e auch mit Hilfe eines Ergänzungsverschiebungsplans aus den gegebenen Längenänderungen der Kettenstäbe und den Durchbiegungen  $\eta$  finden können, z. B.  $0,3'$  ist  $=v_T$ . Ebenso findet man den waagerechten Weg des Punktes B an Hand der Abb. 6c mit Hilfe der waagerechten Kraft 1 in B aus der Beziehung  $\sum S' \Delta s$ , wobei sich die Summe auf alle Stäbe des gedachten Fachwerks bezieht. Die Kräfte  $S_K'$  treten in den Kettenstäben auf und die Kräfte  $S_V'$  in den gedachten lotrechten Stäben. Man beachte, daß in den beiden Fällen der Abb. 6c u. d in den einzelnen Stäben die Kräfte  $S'$  gleich groß sind mit Ausnahme der gedachten Stabkraft des lotrechten Stabes bei 3, die in Abb. 6d mit  $[S_V']$  bezeichnet ist.

Ist bei Untersuchung des Formänderungszustandes der Kette der Einfluß je eines gegebenen waagerechten und senkrechten Weges des Punktes A zu berücksichtigen, so ist dieser mit Hilfe zweier Stützstäbe mit bekannten Längenänderungen  $\Delta s$  aufgelagert zu denken. Sind die beiden Punkte A und B fest, so gilt für eine derartige Kette die wichtige „Formänderungsbeziehung“:

$$(2) \quad \sum S_K' \Delta s_K = \sum S_V' \eta.$$



Abb. 7. Bei A und B fest gelagerte Kette.

Die Formänderungsbeziehung der Gl. (2) gilt ganz allgemein, z. B. auch für die bei A und B fest gelagerte Kette der Abb. 7, wenn man unter  $S'$  die Stabkräfte versteht, die die in B wirkend gedachte waagerechte Kraft  $P=1$  hervorruft.

b) Sonderfall der gleichmäßig durch Eigengewicht belasteten Kette. Formänderungen durch Belastung und Temperaturänderung.

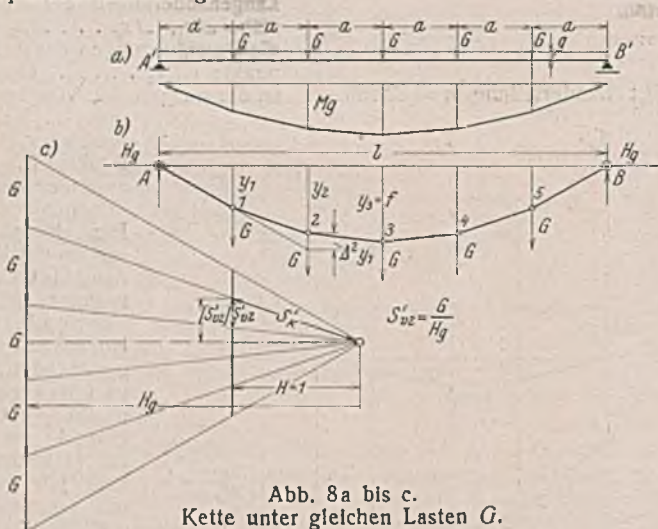


Abb. 8a bis c. Kette unter gleichen Lasten G.

In Abb. 8 ist der wichtige Sonderfall der in gleichen Abständen a mit Lasten G belasteten Kette dargestellt. Die Kette hat die Form eines Seileckes. Die Ordinaten y liegen auf einer Parabel mit dem Pfeil f ( $=y_3$ ). Denkt man sich die Lasten zunächst auf einen Balken A'B' wirkend und bezeichnet man das Balkenmoment an irgendeiner Stelle mit  $M_g$ , so ist dort

$$(3) \quad y = \frac{M_g}{H_g},$$

wobei  $H_g$  die waagerechte Seitenkraft der Kettenkräfte ist:

$$(3a) \quad H_g = \frac{g l^2}{8 f}.$$

In dem zu dem Seileck gehörenden Krafteck erscheinen die in der Formänderungsbeziehung der Gl. (2) vorkommenden gedachten Stabkräfte  $S_K'$ ,  $S_V'$ , außerdem der Wert  $[S_V']$ , der für die Auswertung der Gl. (1) gebraucht wird. Die Kettenform ist durch die Werte  $\Delta^2 y$  (Abb. 8b) geometrisch bestimmt. Allgemein kann aus Abb. 8 bei gleichen Hängerabständen abgelesen werden:

$$(4) \quad \Delta^2 y_m = 2 y_m - y_{m-1} - y_{m+1}$$

$$(5) \text{ u. } (5a) \quad \Delta^2 y_m = a \cdot \frac{G}{H_g} = a^2 \cdot \frac{g}{H_g}; \quad G = H_g \frac{\Delta^2 y}{a}$$

und mit Gl. (3a):

$$(5b) \quad \frac{\Delta^2 y_m}{a} = \frac{8 a f}{l^2}.$$

Lasten G, die auf den Balken A'B' (Abb. 8a) wirken, geben Balkenmomente  $M_g = H_g y$ . Unter Beachtung von Gl. (5) kann man also aussprechen, daß, wenn auf den Balken A'B' Lasten  $\frac{\Delta^2 y_m}{a}$  wirken, die Balkenmomente y entstehen:

$$(5c) \quad (M) = y.$$

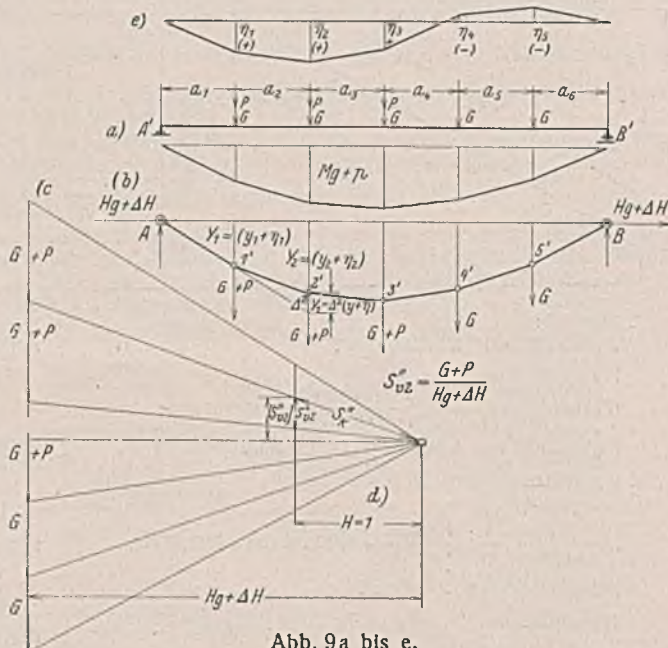


Abb. 9a bis e. Kette unter gleichen Lasten G und einzelnen Lasten P.

Kommen zu den Lasten G in den Punkten 1, 2 und 3 Lasten P hinzu (Abb. 9) und treten außerdem beliebige Temperaturänderungen der Kettenglieder ein, so nimmt die Kette eine neue Form an, wobei sich die ursprünglich gleichen Lastabstände, deren Summe l ist (Abb. 8), ändern und die Größen  $a_1, a_2 \dots$  annehmen. Die Änderungen der Hängerabstände rühren von den in Abb. 6e dargestellten waagerechten Wegen  $\delta_n$  der einzelnen Kettenpunkte her. Die Kettenform entspricht wieder einem Seileck, dessen Kräfteplan in Abb. 9c dargestellt ist. Die waagerechte Seitenkraft  $H_g$  der Kettenkräfte wird um  $\Delta H = \beta H_g$  größer, beträgt also  $H_g + \Delta H = (1 + \beta) H_g$ . Denkt man sich einen Balken A'B' mit den Lasten G und GP belastet und die entsprechende Linie der Momente  $M_{g+p} = M_g + M_p$  bestimmt, so ergeben sich die Ordinaten Y der neuen Kettenlinie zu  $\frac{M_{g+p}}{H_g + \Delta H} = \frac{M_g + p}{(1 + \beta) H_g}$ . Dabei ist  $Y = y + \eta$ .

Die Durchbiegungen  $\eta_1, \eta_2, \eta_3 \dots$  kann man sich von einer waagerechten Bezugsgeraden unter den ursprünglichen Kettenpunkten 1, 2, 3... oder über den neuen Kettenpunkten 1', 2', 3'... aufgetragen denken (Abb. 9e). Entsprechend Gl. (5) gilt:

$$(5d) \quad \Delta^2 y_m = a_{m+1} \cdot \frac{G + P}{H_g + \Delta H}.$$

c) Näherungsweise Bestimmung der Durchbiegungen der unversteiften Kette.

Die weitere Aufgabe besteht nun darin, die Durchbiegungen  $\eta_1, \eta_2, \eta_3 \dots$  der in Abb. 8 dargestellten Kette infolge der hinzutretenden Lasten P zu bestimmen (Abb. 9). Eine mathematisch genaue Lösung dieser für die Theorie der Hängebrücke grundlegenden Aufgabe besteht meines Erachtens nicht. Im folgenden wird zunächst eine erste Näherungslösung für die Berechnung der Werte  $\eta$  gegeben<sup>5)</sup>.

Die Entfernungen  $a_1, a_2 \dots$  der Abb. 9 werden wie die der Abb. 8 durchweg  $= a$  angenommen. Da die Ordinaten Y der Kettenpunkte der Abb. 9  $Y = \frac{M_{g+p}}{H_g + \Delta H}$  sind, ergeben sich die Ordinaten der Biegelinie zu:

$$(6I) \quad \eta_1 = Y - y = \frac{M_{g+p}}{H_g + \Delta H} - y = \frac{M_p - \beta M_g}{(1 + \beta) H_g},$$

bei  $M_p = 0$

$$(6I') \quad \eta = - \frac{\beta}{1 + \beta} \cdot y.$$

Dabei muß  $H_g + \Delta H$  der Formänderungsbeziehung der Gl. (2) entsprechen. Diese kann für den Sonderfall der Abb. 8 wie folgt umgeformt werden. Die Werte  $\Delta s$  in den Kettenstäben werden hervorgerufen durch die gegenüber dem Zustand der Abb. 8 zusätzlichen Kettenkräfte und durch Temperaturänderungen, also

<sup>5)</sup> s. z. B. H. H. Bleich, Die Berechnung verankerter Hängebrücken, S. 89. Wien 1935, J. Springer. Dort weitere Angaben über das Schrifttum.



$$(7) \quad \Delta s = \frac{\Delta H s}{a} \cdot \frac{s}{EF} + \alpha_t t s$$

$$(8) \quad S_k' = \frac{s}{a} \quad S_v' = \frac{\Delta^2 y}{a} = \frac{G}{H_g} = \frac{8 a f}{l^2}$$

Diese Werte in Gl. (2) eingesetzt, geben die besondere Formänderungsbeziehung:

$$(9) \quad \frac{\Delta H}{E_k F_k} \sum \frac{s^2}{a^2} \cdot s + \alpha_t t \sum \frac{s}{a} \cdot s = \sum \frac{\Delta^2 y}{a} \cdot \eta = \frac{8 a f}{l^2} \sum \eta$$

oder:

$$(9a) \quad \frac{\Delta H}{E_k F_k} \cdot L_s + \alpha_t t L_t = \frac{\Delta^2 y}{a} \sum \eta = \frac{8 a f}{l^2} \sum \eta$$

Dabei ist angenommen, daß alle Stäbe dieselbe Temperaturänderung gegenüber dem Anfangszustand erfahren.

Bei dicht nebeneinander in Entfernungen  $dx$  liegenden Hängern lautet die Beziehung<sup>9)</sup>:

$$(10) \quad \frac{\Delta H}{E_k F_k} \cdot L_s + \alpha_t t L_t = - \int \frac{d^2 y}{dx^2} \cdot \eta dx = \frac{8 f}{l^2} \int \eta dx,$$

wobei

$$(11) \quad L_s = \int \frac{d^2 s}{dx^2} \cdot ds \quad \text{und} \quad L_t = \int \frac{ds}{dx} \cdot ds \text{ ist.}$$

Setzt man  $\eta$  aus Gl. (61) in Gl. (9) u. (10) ein, so erhält man eine quadratische Gleichung zur Bestimmung von  $\Delta H$ . Mit diesem Werte von  $\Delta H$  erhält man aus Gl. (61) die gesuchten Durchbiegungen  $\eta_1$ .

Man kann  $\Delta H$  auch durch Proben finden. Dazu wählt man zunächst ein beliebiges  $\Delta H$ , berechnet dafür die  $\eta$ -Werte nach Gl. (61) und mit Hilfe von Gl. (9) die Temperaturänderung  $t$ , die dem angenommenen  $\Delta H$  entspricht. Durch Wiederholung der Rechnung mit einem neuen  $\Delta H$  und nach entsprechender Abschätzung findet man das richtige  $\Delta H$ , das einem bestimmten Temperaturzustand, z. B. dem  $t=0$  entspricht. Das richtige  $\Delta H$  muß die Gl. (9) oder (10) erfüllen.

d) Hängerkräfte.

Unter den in Abschnitt III, A, c dargelegten vereinfachenden Annahmen erhält man bei gegebenen (z. B. gemessenen) Werten der Durchbiegungen  $\eta$  irgendeiner Kette, z. B. auch einer versteiften Kette, eine wichtige Beziehung für die zu den Lasten  $G$  hinzutretenden zusätzlichen Hängerkräfte  $S$  (die Lasten  $P$  der Abb. 9), die die Kettendurchbiegungen  $\eta$  hervorgerufen.

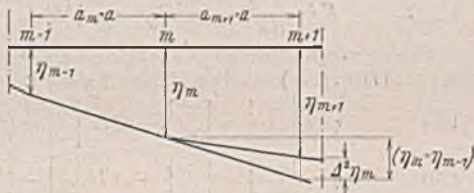


Abb. 10. Teil der Durchbiegungslinie.

Bezeichnet man entsprechend Gl. (4) mit  $\Delta^2 \eta_m$  den Abschnitt auf der Senkrechten durch  $m+1$  zwischen dem Endpunkt von  $\eta_{m+1}$  und dem Schnittpunkt der vorhergehenden Seite des Durchbiegungsvielecks mit der Senkrechten durch den Punkt  $m+1$ , so erhält man aus Abb. 10, wenn  $a_m = a_{m+1} = a$  ist:

$$(12) \quad \Delta^2 \eta_m = 2 \eta_m - \eta_{m-1} - \eta_{m+1},$$

allgemein:

$$(12a) \quad \Delta^2 \eta_m = \frac{a_m + a_{m+1}}{a_m} \cdot \eta_m - \frac{a_{m+1}}{a_m} \cdot \eta_{m-1} - \eta_{m+1}.$$

Aus Abb. 9 und entsprechend Gl. (5a) erhält man für durchweg gleiche Abstände  $a$ :

$$(13) \quad G + S = \frac{\Delta^2 Y_m}{a} (H_g + \Delta H)$$

mit  $\Delta^2 Y = \Delta^2 (y + \eta) = \Delta^2 y + \Delta^2 \eta$ ,  
und da nach Gl. (5)  $\Delta^2 y H_g = a G$ , ist

$$(14) \quad S = \frac{\Delta^2 y}{a} \cdot \Delta H + \frac{\Delta^2 \eta}{a} (H_g + \Delta H)$$

oder

$$(15) \quad S = \frac{\Delta H}{H_g} \cdot G + \frac{\Delta^2 \eta}{a} (H_g + \Delta H).$$

Für Hängerabstände  $dx = a$  und unter Beachtung, daß beim Grenzübergang  $\frac{\Delta^2 \eta}{a^2} = - \frac{d^2 \eta}{dx^2}$  ist, ergibt sich für  $s = \frac{S}{a}$  mit  $\beta = \frac{\Delta H}{H_g}$ ,

$$H_g (1 + \beta) = H_g + \Delta H, \quad g = \frac{G}{a}$$

$$(16) \quad s = \beta g - (1 + \beta) H_g \cdot \frac{d^2 \eta}{dx^2}.$$

Diese Gleichung bildet die Grundlage der „genauen“ Berechnung der versteiften Kette mit einer Hängerwand<sup>9)</sup>. Man beachte, daß ihr die-

<sup>9)</sup> Diese Beziehung wird auch bei den meisten der „genauen“ Verfahren zur Berechnung der versteiften Kette verwendet, s. z. B. Fußnote 5, S. 6.  
<sup>7)</sup> S. Timoshenko und S. Way, suspension bridges with a continuous stiffening truss. Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, 2. Bd. 1933/1934, S. 452 ff. Zürich 1934, AG. Gebr. Leemann & Co.

selben vereinfachenden Annahmen zugrunde liegen wie bei dem in Abschnitt III, A, c gegebenen Verfahren für die näherungsweise Berechnung der Durchbiegungen der unversteiften Kette. Die vorstehenden Werte  $\eta$  beziehen sich auf die Kettenknotenpunkte.

c) Beziehungen zwischen der versteiften und der unversteiften Kette.

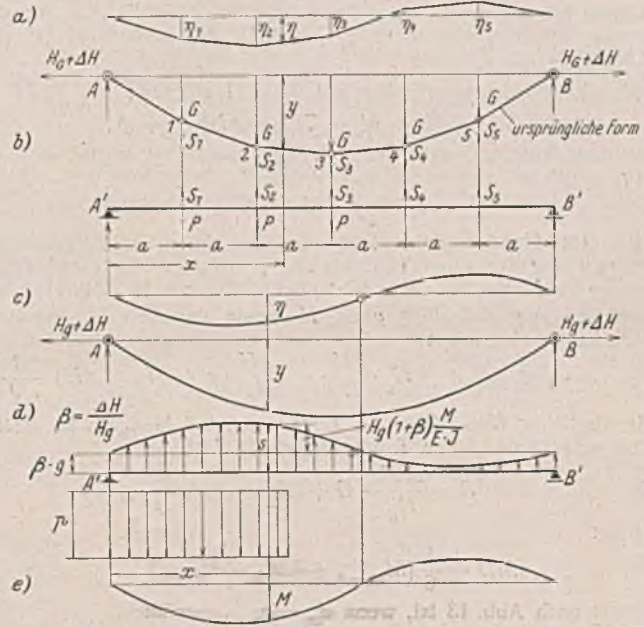


Abb. 11 a bis e. Kette mit Versteifungsträger (einfacher Balken).

$\alpha$ ) Wenn mit einer durch Eigenlasten  $G$  belasteten Kette  $AB$  (Abb. 11) ein als einfacher Balken gelagerter Versteifungsträger, an dem eine Lastengruppe  $P$  wirkt, durch Hänger verbunden ist und wenn man die Durchbiegungen der Kettenpunkte  $\eta_1, \eta_2, \dots$  z. B. aus Messungen an einem Modell kennt, so ergeben sich bei irgendeinem Temperaturzustand unter denselben Annahmen wie in Abschnitt c die Hängerkräfte  $S$  nach Gl. (15). Außer diesen Kräften wirken am Versteifungsträger die Lasten  $P$ . Diesen entspricht im Querschnitt mit der Entfernung  $x$  vom linken Auflager ein Balkenmoment  $M_0$ . Durch die Hängerkräfte werden ebenfalls, und zwar negative, Balkenmomente hervorgerufen, die sich entsprechend Gl. (15) aus zwei Anteilen zusammensetzen:

1. Momentenanteil durch die Lasten

$$- \frac{\Delta^2 y}{a} \cdot \Delta H = - \frac{\Delta H}{H_g} \cdot G = - \beta G.$$

Nach Gl. (5c) geben an einem Balken wirkende Lasten  $\frac{\Delta^2 y}{a}$  Balkenmomente  $y$ . Lasten  $-\frac{\Delta^2 y}{a} \cdot \Delta H$  geben also Balkenmomente

$$M_1 = -y \Delta H = -y \beta G.$$

2. Momentenanteil durch die Lasten  $-\frac{\Delta^2 \eta}{a} (H_g + \Delta H)$ .

Die Balkenmomente sind ebenso  $M_2 = -\eta (H_g + \Delta H)$ .

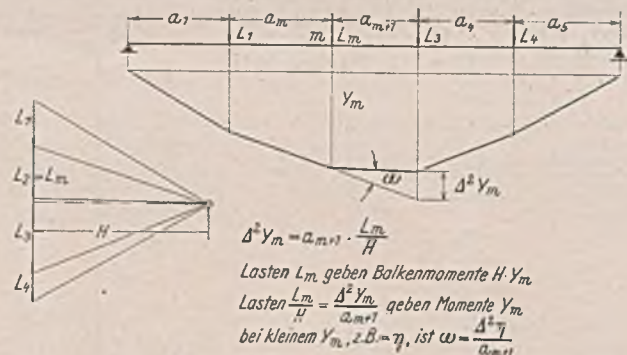


Abb. 12. Beziehungen zwischen der Momentenlinie eines Balkens und den Lasten  $L$ .

Diese für die Deutung von Momentenflächen wichtige Tatsache geht unmittelbar aus Abb. 12 hervor.

Im ganzen entsteht also am Versteifungsträger im Querschnitt  $x$  ein Moment

$$(17) \quad M_x = M_0 - y \Delta H - \eta (H_g + \Delta H).$$

Diese Gleichung gilt auch für Hängerabstände  $a = dx$  und gibt mit der weiteren Annahme, daß die Durchbiegungen  $\eta_T$  des Ver-



stiefungsträgers gleich denen der Kette  $\eta_k = \eta$  sind, die Grundgleichung der „genauen“ Hängebrückentheorie<sup>9)</sup>

$$(18) \quad EJ \cdot \frac{d^2 \eta}{dx^2} = -M = -M_0 + y \Delta H + \eta (H_g + \Delta H) \\ = -M_0 + y \beta H_g + \eta (1 + \beta) H_g.$$

Man beachte, daß auch Gl. (17) u. (18) an dieselben Voraussetzungen gebunden sind wie das Verfahren unter III, A, c für die Bestimmung der Durchbiegungen  $\eta_1$  [Gl. (6)] und außerdem Gl. (18) an die Voraussetzung  $\eta_k = \eta_T$ .

Man kann auch unmittelbar aus Abb. 11 ablesen:

$$M_x = M_g + M_0 - (H_g + \Delta H) (y + \eta).$$

Wenn man beachtet, daß nach Gl. (3)  $M_g = H_g \cdot y$ , ergibt sich wieder Gl. (17) mit

$$M_x = M_0 - y \Delta H - \eta (H_g + \Delta H).$$

Bei einer Hängerwand mit von der Kette (dem Seil) aufgenommenem Eigengewicht  $g$  und einer Teilbelastung  $p$  ergeben sich Durchbiegungen  $\eta_k = \eta_T = \eta$  wie in Abb. 9c und Hängerkräfte wie in Abb. 11d, die zusammen mit der Belastung  $p$  die Momente der Abb. 11e hervorrufen. Aus Gl. (16) u. (18) folgt:

$$(19) \quad s = \beta g + (1 + \beta) H_g \cdot \frac{M}{EJ} = \frac{\Delta H}{H_g} \cdot g + (H_g + \Delta H) \frac{M}{EJ}.$$

In ähnlicher Weise läßt sich zeigen, daß bei Hängern im Abstand  $a$  und bei unveränderlichem Trägheitsmoment  $J$  gilt:

$$(20) \quad S = \frac{\Delta H}{H_g} \cdot G + (H_g + \Delta H) \frac{M'a}{EJ},$$

dabei ist:

$$(21) \quad M_m' = \frac{1}{6} (M_{m-1} + 4M_m + M_{m+1}).$$

Denn nach Abb. 13 ist, wenn  $a_m = a_{m+1} = a$  ist:

$$\Delta^2 \eta = \delta_{m-1} + \delta_{m+1} = \frac{1}{EJ_m} \left( M_{m-1} \cdot \frac{a^2}{6} + M_m \cdot \frac{2a^2}{6} \right) \\ + \frac{1}{EJ_{m+1}} \left( M_{m+1} \cdot \frac{a^2}{6} + M_m \cdot \frac{2a^2}{6} \right) \\ = \frac{a^2}{6E} \left[ \frac{M_{m-1}}{J_m} + 2M_m \left( \frac{1}{J_m} + \frac{1}{J_{m+1}} \right) + \frac{M_{m+1}}{J_{m+1}} \right]$$

und mit  $J_m = J_{m+1} = J$

$$\frac{\Delta^2 \eta}{a^2} = \frac{1}{6EJ} (M_{m-1} + 4M_m + M_{m+1}) = \frac{M'}{EJ}.$$

$\beta$ ) Abb. 14 zeigt die Hauptträger einer Hängebrücke mit durchlaufendem Versteifungsträger. Auch in diesem Fall ergeben sich bei bekannten Durchbiegungen  $\eta$  die Hängerkräfte aus Gl. (14). Durch die am durchlaufenden Versteifungsträger angreifenden Lasten  $P$  (Abb. 14b) entstehen die Balkenmomente  $M_0$ . In Abb. 14c sind unter dem in der Entfernung  $x$  vom linken Hauptauflager liegenden Querschnitt die Werte  $M_0$  und  $M_0$  eingeschrieben. Man sieht, der Wert von  $M_0$  ist bestimmt einerseits durch das Moment des einfachen Balkens  $M_0$ , andererseits durch eine Schlußlinie, die durch die beiden Stützenmomente  $M_{01}$  und  $M_{02}$  des durchlaufenden Balkens bedingt ist.

Durch die Hängerkräfte werden ebenfalls Balkenmomente am durchlaufenden Träger hervorgerufen. Ihre Größen ergeben sich aus den

<sup>9)</sup> s. z. B. J. Melan, Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Brückenbau, 6. Bd., I. u. II. Kapitel, 4. Aufl., S. 55 u. f. Leipzig 1925, Engelmann. — Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, 2. Bd., II. Abschnitt, S. 293 u. f. Leipzig 1925. — Hoening, Bautechn. 1940, Heft 26/27, S. 307. — Lie, Stahlbau 1941, Heft 14/15, S. 65.

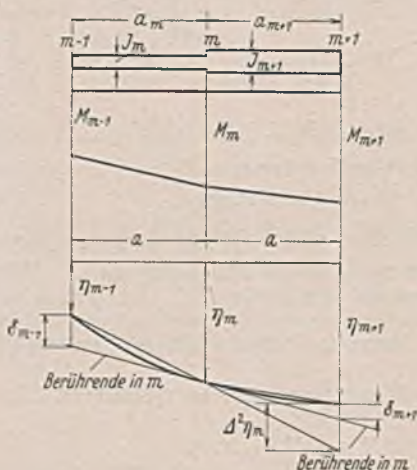


Abb. 13. Beziehung zwischen den Balkenmomenten und den Werten  $\Delta^2 \eta$ .

Balkenmomenten der einfachen Balken mit den Stützweiten  $l_1, l, l_1$  und einer Schlußlinie, die durch die entsprechenden Stützenmomente bedingt ist. Die Balkenmomente der einfachen Balken setzen sich genau so, wie oben an Hand der Abb. 11 erläutert wurde, zusammen aus:

$$1. \text{ Momentenanteile durch die Lasten} \\ - \frac{\Delta^2 y}{a} \cdot \Delta H = - \frac{\Delta H}{H_g} \cdot G = - \beta G \quad (M_1) = -y \Delta H = -y \beta G$$

2. Momentenanteile durch die Lasten

$$- \frac{\Delta^2 \eta}{a} (H_g + \Delta H) \quad (M_2) = -\eta (H_g + \Delta H).$$

Faßt man wie in Abb. 14d u. a die  $y$ - und  $\eta$ -Werte als Ordinaten von Momentenlinien der einfachen Balken mit den Stützweiten  $l_1, l, l_1$  auf, bestimmt die durch die Stützenmomente des durchlaufenden Balkens (auf den die Lasten  $\frac{\Delta^2 y}{a}$  und  $\frac{\Delta^2 \eta}{a}$  wirken) bedingten Schlußlinien und bezeichnet man mit  $y$  und  $\eta$  die diesen Belastungen entsprechenden Momente des durchlaufenden Balkens in der Entfernung  $x$  vom linken Hauptauflager, so geben am durchlaufenden Balken die Hängerkraftanteile  $-\frac{\Delta^2 y}{a} \cdot \Delta H$  und  $-\frac{\Delta^2 \eta}{a} (H_g + \Delta H)$  die Momentenanteile  $-y \Delta H$  und  $-\eta (H_g + \Delta H)$ .

Im ganzen entsteht also in einem beliebigen Querschnitt des Versteifungsträgers das Biegemoment<sup>9)</sup>:

$$(17a) \quad M_x = M_0 - y \Delta H - \eta (H_g + \Delta H).$$

Dieses Biegemoment ist bedingt durch die Lasten  $P$ , die an den Hängeranschlußpunkten wirkenden Lasten  $-\beta G - \frac{\Delta^2 \eta}{a} (H_g + \Delta H)$  und eine Schlußlinie, die den Stützenmomenten  $M_1$  und  $M_2$  entspricht. Dabei ist z. B.  $M_1 = M_{01} + y_{st} \Delta H + \eta (H_g + \Delta H)$ .

Faßt man die durch die Lasten  $P$ ,  $-\beta G$  und die durch die Schlußlinie aller Stützenmomente bedingten Momente zusammen und bezeichnet sie mit  $[M]$ , so kann man Gl. (17a) auch schreiben<sup>10)</sup>:

$$(17b) \quad M_x = [M] - \eta (H_g + \Delta H)$$

und entsprechend Gl. (18):

$$(18a) \quad EJ \cdot \frac{d^2 \eta}{dx^2} = -M_x = -[M] + \eta (H_g + \Delta H).$$

Es ist nicht unwichtig, zu bemerken, daß für die Durchbiegungen der Gl. (17) u. (17a) die Beziehungen gelten:

$$(22) \quad \eta = \left[ \frac{\eta}{M_x} \right] = \left[ \frac{\eta}{M_0} \right] - \Delta H \left[ \frac{\eta}{y} \right] - (H_g + \Delta H) \left[ \frac{\eta}{\eta} \right]$$

$$(23) \quad \eta = \left[ \frac{\eta}{M_x} \right] = \left[ \frac{\eta}{M_0} \right] - \Delta H \left[ \frac{\eta}{y} \right] - (H_g + \Delta H) \left[ \frac{\eta}{\eta} \right],$$

<sup>9)</sup> Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Abhandlungen, 2. Band, Zürich 1933/1934: D. B. Steinmann, Deflection theory for continuous suspension bridges, S. 403, Gl. (3). — Siehe Fußnote 5, S. 11, Gl. (21).

<sup>10)</sup> Siehe Timoshenko-Way, a. a. O. (Anm. 7); dort ist auch (S. 454 ff.) nachgewiesen, daß die in Gl. (18a) enthaltenen Durchbiegungen  $\eta$  gleichbedeutend sind mit denen eines durchlaufenden Balkens, auf den eine Längskraft  $(H_g + \Delta H)$ , außerdem die Lasten  $P$  und auf seine ganze Länge die Lasten  $-\beta G$  wirken. Diese Tatsache kann man auch versuchsstechnisch verwerten, wie es von Klöppel und Lie vorgeschlagen ist (Stahlbau 1940, S. 109). Dabei begnügt man sich mit der Genauigkeit, die der Berechnung der Durchbiegungen der unversteiften Kette nach Abschnitt III, A, c entspricht.

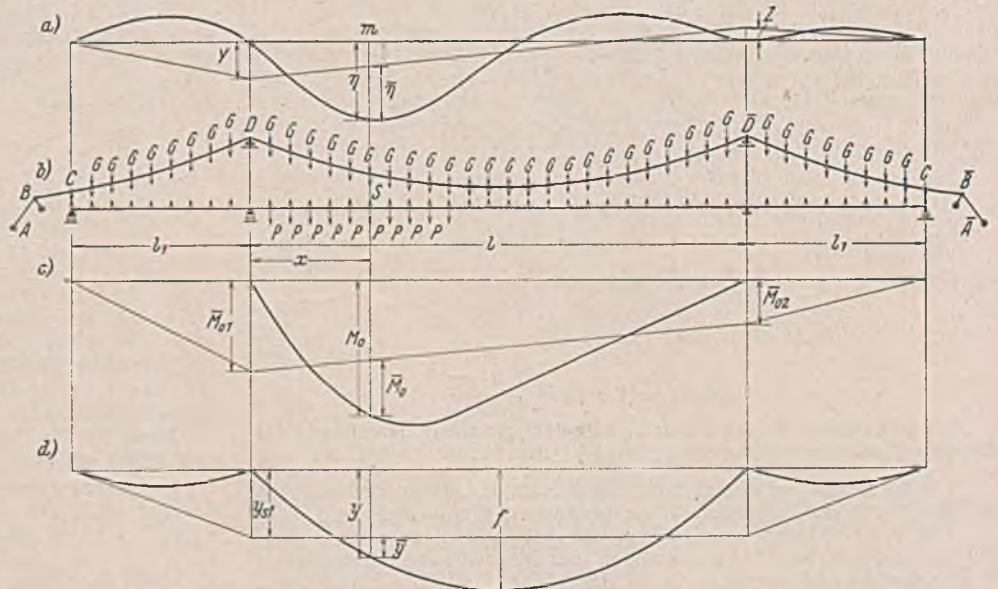


Abb. 14a bis d. Kette mit durchlaufendem Balken als Versteifungsträger.



wobei die Ausdrücke  $\left[ \frac{\eta}{M_0} \right] \dots$  Durchbiegungen infolge einer Momentenfläche mit den Ordinaten  $M_0 \dots$  bedeuten. Die Bemerkung nach Gl. (18) gilt auch für Gl. (17a), (18a), (22) und (23).

Soweit die in dieser Bemerkung genannten Voraussetzungen gelten, kann man die an einer versteiften Kette durch irgendeine Belastung und Temperaturänderung hervorgerufenen und gemessenen Werte  $\eta_T$  an der unversteiften Kette erzeugen, wenn man diese mit Lasten entsprechend Gl. (14) oder (15) belastet. Man kann damit  $\Delta H$  versuchsmäßig bestimmen. Dies gelingt auch mit Hilfe der Gl. (22) u. (23), wenn man für  $\eta$  die gemessenen Werte einsetzt und die Werte in  $[\ ]$  rechnerisch bestimmt. Denkt man sich am Versteifungsträger außer den Lasten  $P$  die nach Gl. (15) mit Hilfe von gemessenen Werten  $\eta$  berechneten Hängerkräfte wirkend, so müssen sich bei richtigem  $\Delta H$  wieder die gemessenen Werte  $\eta$  ergeben.

f) Genaues Verfahren zur Berechnung der Durchbiegungen der unversteiften Kette.

α) Bei der Berechnung der Durchbiegungen  $\eta_I$  mit Hilfe der Gl. (6I) und des entsprechenden Wertes  $\Delta H_I$  aus Gl. (9) nach dem in Abschnitt III, A, c beschriebenen näherungsweise Verfahren ist zweierlei nicht berücksichtigt:

1. die ursprünglichen Hängerefernungen  $a$  ändern sich um  $\Delta a$ ,
2. die Durchbiegungen  $\eta_I$  haben endliche Werte. Deshalb gelten Gl. (1), (2) u. (9) nur angenähert.

Die waagerechten Wege  $\delta_{hI}$  der einzelnen Kettenpunkte und damit die Abstandsänderungen  $\Delta a_I$  kann man in erster Annäherung mit Hilfe eines Ergänzungsverschiebungsplans (Abb. 6e) bestimmen. Dabei muß in Erfüllung der Formänderungsbeziehung der Gl. (2) der waagerechte Weg  $\delta_h$  des Punktes  $B$  zu Null werden, was zur Nachprüfung des Verschiebungsplans und als Probe für die Richtigkeit von  $\Delta H$  zu verwenden ist.

β) Man erhält verbesserte Werte  $\eta_{II}$  mit Hilfe der Momente  $M_{g+p}^{II}$ , die für die neuen Lastentfernungen  $a' = a + \Delta a_I$  berechnet werden, entsprechend Gl. (6I) zu

$$(6II) \quad \eta_{II} = \frac{M_{g+p}^{II}}{H_g + \Delta H_{II}} - y.$$

Dabei muß  $\Delta H_{II}$  einer Formänderungsbeziehung genügen, die gegenüber Gl. (9) nach folgenden Gesichtspunkten verfeinert werden kann.

Für Formänderungen nach Abb. 8 u. 9 lautet die Formänderungsbeziehung der Gl. (2) mit den Bezeichnungen der Abb. 8 u. 9

$$(24) \quad \sum S_k' \Delta s = \sum S_v' \eta \quad (\text{Abb. 8})$$

$$(25) \quad \sum S_k'' \Delta s = \sum S_v'' \eta \quad (\text{Abb. 9}),$$

im Mittel also:

$$(26) \quad \sum \frac{S_k' + S_k''}{2} \Delta s = \sum \frac{S_v' + S_v''}{2} \eta.$$

Für eine Kette mit undehnbaren Gliedern, bei der im Gegensatz zu einem stabilen Träger Formänderungen infolge des labilen Trägernetzes eintreten, gilt:

$$(27) \quad 0 = \sum (S_v' + S_v'') \eta.$$

Daß die Formänderungsbeziehungen der Gl. (26) u. (27) als Mittelwerte der für die ursprüngliche Form und für die endgültige Form geltenden Formänderungsbeziehungen gewählt werden, läßt sich mit folgender Überlegung begründen. Kommen zu den Lasten  $G$  der Kette der Abb. 8 die in Abb. 9 angegebenen Lasten  $P$  hinzu, wobei  $H_g$  um  $\Delta H$  anwächst, so entstehen Durchbiegungen  $\eta$  (Abb. 9e). Werden von den Lasten  $G + P$  der Abb. 9 die Lasten  $P$  weggenommen, so ändert sich ( $H_g + \Delta H$ ) um  $-\Delta H$ . Die Durchbiegungen  $\eta$ , die den Lasten  $G + P$  entsprechen, müssen dadurch, daß sie sich um  $-\eta$  ändern, wieder zu Null werden. Für den ersten Formänderungsvorgang gilt für kleine Formänderungen die Formänderungsbeziehung der Gl. (24), für den zweiten Formänderungsvorgang die Formänderungsbeziehung der Gl. (25).

In dem Ausdruck auf der rechten Seite der Gl. (24) bis (27) ist entsprechend der Abb. 8:

$$S_v' = \frac{G}{H_g}$$

und entsprechend der Abb. 9

im Bereich der Lasten  $G + P$ :

$$S_v'' = \frac{G + P}{H_g + \Delta H},$$

im Bereich der Lasten  $G$ :

$$S_v'' = \frac{G}{H_g + \Delta H}.$$

Damit ergibt sich, wenn der Ausdruck auf der linken Seite der Gl. (26) genügend genau der Gl. (9) entnommen wird,

$$(28) \quad \frac{\Delta H}{EF} \sum \frac{s^2}{a^2} \cdot s + \alpha_t t \sum \frac{s}{a} \cdot s = \frac{\Delta H}{EF} \cdot L_s + \alpha_t t L_t = \sum_I \frac{1}{2} \left( \frac{G}{H_g} + \frac{G + P}{H_g + \Delta H} \right) \eta + \sum_{II} \frac{1}{2} \left( \frac{G}{H_g} + \frac{G}{H_g + \Delta H} \right) \eta,$$

wobei sich  $\sum_I$  auf den Bereich der Lasten  $G + P$ ,  $\sum_{II}$  auf den Bereich der Lasten  $G$  erstreckt.

Für die Kette mit dehnbaren Gliedern gilt

$$(28a) \quad 0 = \sum_I + \sum_{II}.$$

In Gl. (28) ist

$$\sum \frac{1}{2} (S_k' + S_k'') \Delta s = \frac{\Delta H}{EF} \cdot L_s + \alpha_t t L_t$$

gesetzt. Dies ist genügend genau, wenn sich in jedem einzelnen Formänderungsfall nachweisen läßt, daß  $L_s$  und  $L_t$  sowohl für die ursprüngliche als auch für die endgültige Form Werte ergeben, deren Unterschiede in der Anwendung der Formänderungsbeziehung vernachlässigt werden dürfen. Der Beweis für die Zulässigkeit der Vernachlässigung wird an Hand der im Abschnitt III, B angeführten Beispiele erbracht.

γ) Gegenüber  $\eta_{II}$  verbesserte Werte  $\eta_{III}$  erhält man folgendermaßen:

Mit Hilfe der nach Abschnitt III, A, f, β bestimmten Werte  $\eta_{II}$  werden für die einzelnen Kettenpunkte entsprechend Gl. (1) neue Werte  $\delta_{hII} = \sum S' \Delta s = \sum S_k' \Delta s - \sum S_v' \eta$  bestimmt. Da für den Endpunkt  $B$  entsprechend der verfeinerten Formänderungsbeziehung der Gl. (28), der  $\Delta H_{II}$  genügt, sich  $\delta_h = 0$  ergeben muß, folgt, daß in Gl. (1) die Einzelwerte der Gl. (28) eingesetzt werden müssen. Für einen beliebigen Kettenpunkt  $m$  gilt:

$$(29) \quad \delta_h = \sum_1^m S_k' \Delta s - \sum_1^{m-1} \frac{S_v' + S_v''}{2} \cdot \eta - \frac{[S_v']_m + [S_v'']_m}{2} \cdot \eta_m.$$

Dabei ist (siehe auch Abb. 8 u. 9) genügend genau:

$$(30) \quad S_k' \Delta s = \frac{\Delta H}{EF} \cdot \frac{s^2}{a^2} \cdot s + \alpha_t t \cdot \frac{s}{a} \cdot s,$$

im Bereich der Lasten  $G + P$ :

$$(31) \quad \frac{S_v' + S_v''}{2} = \frac{1}{2} \left( \frac{G}{H_g} + \frac{G + P}{H_g + \Delta H} \right),$$

im Bereich der Lasten  $G$ :

$$(32) \quad \frac{S_v' + S_v''}{2} = \frac{1}{2} \left( \frac{G}{H_g} + \frac{G}{H_g + \Delta H} \right),$$

$$(33a) \quad [S_v']_m = \frac{y_m - y_{m-1}}{a},$$

$$(33b) \quad [S_v'']_m = \frac{(y_m + \eta_m) - (y_{m+1} + \eta_{m+1})}{a + \Delta a_m}.$$

Die Einzelwerte der Gl. (30), (31) u. (32) wurden schon bei der zur Berechnung von  $\Delta H_{II}$  ausgewerteten Gl. (28) verwendet. Den nach Gl. (29) berechneten Werten  $\delta_{hII}$  entsprechen Änderungen  $\Delta a_{II}$  der Feldweiten, neue Feldweiten  $a'' = a + \Delta a_{II}$  und diesen Momente  $M_{g+p}^{III}$ . Für die Durchbiegungen erhält man

$$(6III) \quad \eta_{III} = \frac{M_{g+p}^{III}}{H_g + \Delta H_{III}} - y,$$

wobei  $\Delta H_{III}$  der Formänderungsbeziehung der Gl. (28) genügen muß, in die die Werte  $\eta_{III}$  einzusetzen sind.

Durch Fortsetzung des unter α, β, γ geschilderten Verfahrens kann man die Genauigkeit beliebig weiter steigern.

Einen Maßstab für die erzielte Genauigkeit erhält man, wenn für zwei benachbarte Kettenpunkte  $m$  und  $n$  außer den Durchbiegungen  $\eta_{III}$  auch die dazugehörigen waagerechten Wege  $\delta_{hIII}$  und damit die neuen Lagen der Kettenpunkte  $m'$  und  $n'$  bestimmt werden. Der Unterschied der Strecken  $m'n'$  und  $mn$  muß sein:  $\Delta s = \frac{\Delta H}{\cos \alpha'} \cdot \frac{s}{EF} + \alpha_t t s$ . Die neue, endgültige Kettenform erfüllt dann die folgenden beiden notwendigen Bedingungen:

1. Die Kette ist ein Seileck für die Lasten  $G + P$  und  $G$ , die in Entfernungen  $a''' = a + \Delta a_{III}$  wirken. Die Ordinaten der Kettenpunkte sind entsprechend Gl. (6III):

$$y + \eta_{III} = \frac{M_{g+p}^{III}}{H_g + \Delta H_{III}}.$$

Die Feldweiten  $a''' = a + \Delta a_{III}$  (wobei die Werte  $\Delta a_{III}$  aus den Werten  $\delta_{hIII}$  zu errechnen sind) ändern sich gegenüber den Feldweiten  $a''$  nur verschwindend wenig.

2. Die einzelnen Kettenglieder haben eine Länge  $s + \Delta s$ .  $\Delta s = \frac{\Delta H}{\cos \alpha'} \cdot \frac{s}{EF} + \alpha_t t s$ , wobei  $\alpha'$  der Neigungswinkel des betreffenden Kettengliedes in der endgültigen Lage ist. (Fortsetzung folgt.)



## Vermischtes.

Die Holztagung des Fachausschusses für Holzfragen beim Verein deutscher Ingenieure und Deutschen Forstverein wird mit Rücksicht auf die Verkehrsverhältnisse in diesem Jahre auf drei Tagungsorte verteilt werden. Auf allen drei Tagungen werden die gleichen Vorträge gehalten, sie finden statt:

In Berlin am Freitag, dem 28. November 1941,  
in Stuttgart am Freitag, dem 5. Dezember 1941 und  
in Wien am Freitag, dem 16. Januar 1942.

Die Vorträge werden in Kürze bekanntgegeben werden.

**Übergang der Geschäfte auf dem Gebiete der Energiewirtschaft.** Der Reichswirtschaftsminister und der Generalinspektor für Wasser und Energie geben bekannt, daß der letztere mit Wirkung vom 1. Oktober 1941 die in Ziffer I des Führererlasses vom 29. Juli 1941 (S. 450 d. Bl.) umgrenzten energiewirtschaftlichen Angelegenheiten übernimmt. Die bisherige Abteilung Energiewirtschaft behält ihre Diensträume im Hause Charlottenstraße 46 (Fernspr. 16 43 51). Berichte u. dgl. sind jedoch ausschließlich an den Generalinspektor für Wasser und Energie, Berlin W 8, Pariser Platz 3, zu richten.

**Schwierigkeiten bei Ingenieurbauten in den Kolonien.** M. Crouzet, Ingénieur des Ponts et Chaussées, veröffentlicht in den Annales des Ponts et Chaussées, März 1940, Nr. 9, S. 293 bis 323, einen Aufsatz über die Schwierigkeiten, die dem in den Kolonien arbeitenden Bauingenieur erwachsen. Er berichtet dabei insbesondere über Erfahrungen, die er in Madagaskar gewonnen hat. Die nachfolgenden kurzen Mitteilungen sind diesem sehr ausführlichen Aufsatz entnommen.

Der Verfasser weist darauf hin, daß die Vertreter der Behörden sowohl wie die der Unternehmer einsam im Busch sitzen und mit Aufgaben aller Art sich zu befassen haben: mit politischen, technischen, wirtschaftlichen, rechtlichen Fragen usw., die dann gelegentlich etwas schlank erledigt werden müssen (solutions élémentaires). Die technischen Grundlagen sind in einem Lande, das erst seit einem halben Jahrhundert unter französischer Oberhoheit steht, sehr unzureichend. Die Angaben über Wasserstände der Flüsse z. B. sind äußerst mangelhaft und, wenn sie von Eingeborenen herrühren, unzuverlässig. Dabei handelt es sich für den Ingenieur häufig um ein Gebiet so groß wie zwölf Departements in Frankreich.

Bemerkenswert sind die gewaltigen Orkane, die man zu Hause nicht kennt. Man hat Windgeschwindigkeiten von 60 bis 70 m/sek gemessen und rechnet dabei mit einem Winddruck von 250 bis 750 kg/m<sup>2</sup>, aber diese Stürme treten nur ganz vereinzelt und natürlich unerwartet auf. Der Hafenort Tamatave z. B. ist 1927 verwüstet worden, aber weder vorher noch nachher ist dort jemals ein ähnliches Unwetter vorgekommen.

Natürlich bedingt das eine große Unsicherheit bei allen Entwurfsaufstellungen, man denke an Leuchttürme, hohe Schornsteine, Hängebrücken u. dgl. Welche zulässigen Inanspruchnahmen der Baustoffe soll man da wählen?

Eine weitere Schwierigkeit bieten die großen Wärmeschwankungen. Bei starker Sonnenbestrahlung hat man 70° bis 80°, treten dann nachmittags Gewitter auf, so hat das Regenwasser 20° bis 25° C. Derartige häufige und plötzliche Abkühlungen wirken auf alle Anstriche, müssen bei der Überdeckung der Stahleinlagen im Stahlbeton berücksichtigt werden und besonders bei allen statisch unbestimmten Bauwerken.

Die Wasserabflußverhältnisse in Madagaskar sind verwickelt. Der Boden der sehr zerklüfteten Insel besteht aus kristallinen Felsen mit einer dünnen Tonschicht darüber und ist sehr wasserundurchlässig. Die Abflüßmengen wechseln bei rasch ansteigenden Hochwassern mit geradezu wilden Ergüssen mit ganz geringen Mengen in trockenen Zeiten ab. An einer Talsperre bei Mantasoa ist nach dreijähriger Erfahrung zwischen Abfluß- und Niederschlagsmengen ein Verhältnis von 0,7 festgestellt worden, bei Wirbelstürmen zum Schluß der Regenzeit, wenn alles Gelände mit Wasser durchtränkt ist, wächst dieser Wert auf 1 an; man hat über 300 mm Regenhöhe in 36 Stunden gemessen.

An den Flußmündungen der Westküste entstehen durch die mitgeführten Sinkstoffe ausgedehnte Flußdeltas, oder richtiger gesagt, angehäufte Schuttkegel (cônes de déjection), wobei die Mündungsbetten ihre Lage fortwährend verändern. Hinzu kommen die gewaltigen Hochwassergeschwindigkeiten (5 bis 10 m/sek), die alles Bauen in diesem Gebiet unendlich erschweren. Von Pfeilerbrücken hatte man deshalb zunächst ganz abgesehen und sich mit weltgespannten Hängebrücken gehalten; schließlich versuchte man es mit Schraubenpfählen, denen man nach verschiedenen Mißerfolgen eine Eindringtiefe von 15 bis 20 m gegeben hat, wobei man sie noch durch besondere Schutzmaßnahmen gegen Stromwirbel und Unterwaschungen sichern mußte.

Einen weiteren Abschnitt widmet der Verfasser der Heranschaffung von Baustoffen und Geräten. Außer Sand und Steinschlag muß alles aus der Heimat bezogen werden. Dabei ergeben sich unendliche Verzögerungen: bei der Herstellung, bei der Fahrt zum Hafen, beim Einladen, auf der Seereise, nach der Ankunft, bei der Fahrt im Küstenfahrer, auf der Eisenbahn, auf dem Landweg. Die Kosten wachsen dadurch zu schwindelnder Höhe an. Rechnet man z. B. 200 frs. für eine Tonne Zement in Frankreich, so sind es 400 bis 500 frs. frei Anknüpfungshafen und 1000 bis 1200 frs. frei Baustelle nach einem Landweg von 300 bis 400 km. Mit all diesen Umständen muß der Unternehmer bei Abgabe seines Angebots bei den Ausschreibungen rechnen. Diesen Schwierigkeiten unterliegt auch die Beschaffung der Baugeräte, Bagger,

Rammen usw. für die Baustellen. Ist ein solches Gerät endlich zur Stelle, so wird es niemals wieder nach Hause geschafft, denn der Unternehmer wird stets sehen, es nach Gebrauch für die späteren Unterhaltungsarbeiten zu verkaufen.

Zum Schluß noch ein Wort über die Anstellung von Eingeborenen bei den Arbeiten. Einfache Arbeiter bekommen täglich 3 bis 5 frs., Handwerker 8 bis 15 frs. Bei diesen niedrigen Preisen liegt die Grenze, bei der die Maschinenarbeit anfängt, billiger zu werden, in den Kolonien an ganz anderer Stelle als zu Hause. Viele Unternehmer verwenden daher Maschinen nur dann, wenn es wirklich ganz dringend nötig ist. Das hat aber seine Nachteile, nicht nur wegen der schwierigen Beaufsichtigung, sondern auch, weil die Zahl der Arbeiter begrenzt ist. Der Eingeborene will nur zu seiner sonstigen Beschäftigung etwas hinzuverdienen, wenn dieses bei ihm meistens sehr bescheidene Bedürfnis befriedigt ist, läuft er davon. Beim Eisenbahnbau hat man daher schon zu dem Mittel gegriffen, die Eingeborenen wie zum Militärdienst zwangsweise auszuheben; seit 1937 ist das aber nicht mehr erlaubt, da es der freiwilligen Arbeitsleistung widerspricht. Bei großen Unternehmungen wird man daher zur Maschinenarbeit zurückkehren müssen, auch wenn sie teurer wird. Bei richtiger Anleitung sind die Eingeborenen übrigens durchaus gelehrt, man hat sie z. B. mit Erfolg bei elektrischen Anlagen angestellt, die durch Wasserkraft betrieben werden.

Zum Schluß gibt der Verfasser der Hoffnung Ausdruck, gezeigt zu haben, daß es der Arbeit des Ingenieurs in den Kolonien nicht an großen Gesichtspunkten fehlt und daß er dort mehr als an anderer Stelle das erfreuliche Bewußtsein hat, schöpferisch tätig zu sein.

Ministerialrat a. D. Lorenz-Meyer.

## Personalmeldungen.

**Deutsches Reich.** Die Große Staatsprüfung haben bestanden: der Regierungsbaureferendar Reinhold Valjavec (Hochbaufach); — die Reichsbahnbaureferendare Franz Wulf (Eisenbahn- und Straßenbau fach); Josef Gutkas, Erich Rihosek (Maschinenbau fach).

Reichsverkehrsministerium. Reichswasserstraßenverwaltung.

Ernannt: Oberregierungsbaurat Wolf bei der Wasserstraßendirektion Wien, z. Z. abgeordnet nach Orsova (Rumänien), zum Regierungsbaudirektor; — die Regierungsbauräte Bruger im Reichsverkehrsministerium, H. G. Gramberg bei der Wasserstraßendirektion Kiel, G. Müller bei der Wasserstraßendirektion Königsberg, Breuer bei der Wasserstraßendirektion Kiel, Appelt bei der Wasserstraßendirektion Stuttgart, Ruoff bei der Wasserstraßendirektion Königsberg und Regierungsbaurat Dr.-Ing. H. Mügge bei der Wasserstraßendirektion Wien zu Oberregierungs- und -bauräten; — Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Bahr beim Wasserstraßenamt Tönning und Regierungsbaurat Tode beim Wasserstraßenamt Pillau zu Oberbauräten; — Bauamtsdirektor Lippert, beurlaubt zur Rhein-Main-Donau-AG., zum Oberregierungsrat; — die Regierungsbauräte Wichert beim Wasserstraßenamt Landsberg a. d. W., Kossinna bei der Wasserstraßendirektion Breslau, Crackau bei der Wasserstraßendirektion Danzig, Krueger beim Wasserstraßenamt Tilsit, O. Schmidt beim Wasserstraßenamt Norden, F. Wiener beim Wasserstraßenamt Dulsburg-Rhein, Hampe beim Wasserstraßenneubauamt Staufstuf in Magdeburg, Keil beim Wasserstraßenamt Dulsburg-Meiderich, Dr.-Ing. Walther beim Wasserstraßenamt Lübeck und Dr.-Ing. Leppik bei der Wasserstraßen-Vorarbeitenabteilung Thorn zu Regierungs- und Bauräten; — die Regierungsbaussessoren Geiser beim Wasserstraßenamt I in Koblenz, Kempf beim Wasserstraßenamt Ratibor, Eckoldt beim Wasserstraßenneubauamt Eisenach, Deckers beim Wasserstraßen-schleppamt Emden, K. Besler beim Wasserstraßenneubauamt Cuxhaven, Epp beim Wasserstraßenamt Neuburg a. d. Donau, Schüler beim Straßen- und Flußbauamt Speyer sowie die Diplomingenieure Alpers beim Wasserstraßenneubauamt Münster und Meder bei der Wasserstraßendirektion Posen zu Regierungsbauräten.

Eingewiesen in eine Planstelle der Bes.-Gr. A 2 c 1: Regierungs- und Baurat Maubach beim Wasserstraßenamt Dessau, Regierungsbaurat E. Baumann beim Wasserstraßenamt Mannheim.

## Berichtigung.

In dem Aufsatz „Der Maastunnel zu Rotterdam“ in Heft 40/41 dieses Jahrganges sind die folgenden Einzelheiten richtigzustellen. Auf S. 429 muß es in der Überschrift der Tafel 1 „Tagesstunde“ statt „Tageszeit“ heißen, auf S. 431, rechte Spalte, Zeile 13: „Führungsschaufern“ statt „Führungsschaufler“ und auf S. 438, rechte Spalte, Zeile 9 von unten: „daher eine Spiegeländerung“ statt „keine Spiegeländerung“. Die Abb. 20 a und 20 b auf S. 440 sind zu vertauschen.

**INHALT:** Erfahrungen mit Stahlbahnen auf der Insel Syll. — Neue Berechnungsgrundlagen für hölzerne Brücken (DIN 1074). — Grundsätzliches über Modellmessungen der Formänderungen und Spannungen von verankerten Hängebrücken. — Vermischtes: Die Holztagung des Fachausschusses für Holzfragen. — Übergang der Geschäfte auf dem Gebiete der Energiewirtschaft. — Schwierigkeiten bei Ingenieurbauten in den Kolonien. — Personalmeldungen. — Berichtigung.

Verantwortlich für den Inhalt: Dr.-Ing. Erich Lohmeyer, Oberbaudirektor a. D., Berlin-Steglitz, Am Stadtpark 2. — Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin W 9. — Druck: Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.