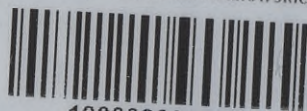




Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000299556



x  
1.069



# VORTRÄGE

## BRÜCKENBAU

gehalten in den

technischen Hochschulen in Paris, Wien und Berlin

von

DR. E. WINKLER

Professor an der Königl. technischen Hochschule zu Berlin



Hörsaal-Bücher

I. Teil. Balkenbrücken.

Zweite Auflage

WIEN

Verlag von Carl Gerold's Sohn

1887


VORTRÄGE  
über  
BRÜCKENBAU

gehalten an den  
technischen Hochschulen in Prag, Wien und Berlin

von

**DR. E. WINKLER**

Professor an der königl. technischen Hochschule in Berlin.



**Hölzerne Brücken.**

I. Heft. Balkenbrücken.

Zweite Auflage.

---

WIEN.

Druck und Verlag von Carl Gerold's Sohn.

1887.

Die  
**HÖLZERNEN BALKENBRÜCKEN.**

Von

**DR. E. WINKLER.**

Zweite Auflage.

Mit 262 Holzschnitten.

Das Recht der Uebersetzung in fremde Sprachen bleibt vorbehalten.



16507  
III C. 6  
WIEN.

Druck und Verlag von Carl Gerold's Sohn.

1887.



117830

Holzschritte geschnitten in der xylografischen Anstalt  
von C. Wlczek in Wien.

## Vorwort.

Obwohl heutzutage die hölzernen Brücken bei Weitem nicht mehr dieselbe Rolle spielen, wie ehemals, so haben sie immerhin noch Wichtigkeit genug, um eine eingehendere Behandlung in den Vorträgen an technischen Hochschulen zu verdienen. Das vorliegende Heft behandelt seinen Stoff, nämlich die „Konstruktionselemente, die Bahn- und die Balkenträger der hölzernen Brücken“ allerdings noch etwas eingehender, als es mir in den mündlichen Vorträgen mit Rücksicht auf die zu Gebote stehende Zeit möglich war, um auch noch etwas Material für Privatstudium zu bieten. Vielleicht war ich sogar etwas zu vollständig, indem ich auch Konstruktionen behandelte, welche weniger Anwendung fanden; jedoch möge dies durch das Streben nach Vollständigkeit entschuldigt werden.

Die beiden ersten Kapitel, welche das „Material und die Holzverbindungen“ behandeln, pflege ich in den mündlichen Vorträgen sogar ganz zu übergehen, da ja die vorausgehenden Vorträge über allgemeine Baukonstruktionslehre und Baumaterialienkunde diesen Gegenstand hinreichend behandeln; jedoch erschien es mir rathsam, auch diese Theile, soweit es für den Brückenbau erforderlich ist, mit aufzunehmen, um das für den Brückenbau Nothwendige vereinigt bei einander zu haben und in den weiteren Besprechungen darauf verweisen zu können.

Der gewählte Titel dieses Heftes: „Hölzerne Balkenbrücken“ soll natürlich nur den Hauptinhalt kennzeichnen.

In der vorliegenden zweiten Auflage (vor der ersten Auflage war das Heft bereits in drei Auflagen, die erste 1869, als Manuskript für meine Hörer gedruckt worden) sind grössere Aenderungen nicht vorgenommen worden; jedoch wurde Manches etwas eingehender oder zeitgemässer behandelt und auch die betreffende Literatur hinzugefügt. Die gemachten Ergänzungen beziehen sich namentlich auf die Elastizität und Festigkeit des Holzes, auf die Wirkung der Sattelhölzer ohne Kopfbänder und mit solchen, sowie auf die Bestimmung der Nebenspannungen in verzahnten und verdübelten Trägern und Klötzelholzträgern. Die Anzahl der Figuren wurde wesentlich vermehrt.

Möge auch diese neue Auflage eine freundliche Aufnahme finden.

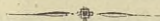
Berlin, im November 1886.

**E. Winkler.**

# INHALT.

---

	Seite
Einleitung . . . . .	1
<b>I. Abschnitt. Allgemeines . . . . .</b>	<b>3</b>
I. Kap. Das Material . . . . .	3
II. „ Elastizität und Festigkeit des Holzes . . . . .	13
III. „ Holzverbindungen . . . . .	47
<b>II. Abschnitt. Die Bahn . . . . .</b>	<b>67</b>
IV. Kap. Strassenbrücken . . . . .	67
V. „ Eisenbahnbrücken . . . . .	78
VI. „ Geländer und Gesimse . . . . .	86
<b>III. Abschnitt. Das Tragwerk . . . . .</b>	<b>96</b>
<b>I. Balkenbrücken . . . . .</b>	<b>96</b>
VII. Kap. Einfache Balkenbrücken . . . . .	96
VIII. „ Verstärkte Balkenbrücken . . . . .	111
IX. „ Brücken mit verzahnten und verdübelten Trägern . . . . .	143
X. „ Klötzeholzbrücken . . . . .	177
Anhang. Maximalspannweiten . . . . .	189
Literatur . . . . .	192





## Einleitung.

### §. 1. Theile und Eintheilung der hölzernen Brücken.

Die hölzernen Brücken haben gegenüber früheren Zeiten in Folge der Einführung des Eisens im Brückenbaue ungemein an Wichtigkeit verloren. Nie aber werden die hölzernen Brücken ihre Bedeutung ganz verlieren; denn es wird stets eine Reihe von Fällen geben, in welchen sich das Holz als das zweckmässigste Material erweist. In erster Linie wird das Holz bei zeitweiligen (provisorischen) Brücken in Betracht kommen, welche bei der Erbauung von Strassen, Eisenbahnen und Kanälen, als Nothbrücken beim Umbaue bestehender Brücken, sowie als Kriegs- oder Feldbrücken stets eine Rolle spielen werden. Vielfach, namentlich in Gegenden mit schlechten Wegen, in gebirgigen Gegenden, für Bahnen mit noch zweifelhaftem Erträgniss und zur Uebersetzung von Flüssen, deren Regulirung erst in Aussicht genommen ist, werden zeitweilige (interimistische) Holzbrücken am Platze sein. Selbst aber für bleibende Brücken in Dörfern und wenig kultivirten Gegenden kann das Holz eine Bedeutung behalten. Die eingehendere Behandlung der hölzernen Brücken erscheint hiermit sicher gerechtfertigt.

Wie bei jeder Brücke unterscheiden wir auch bei den hölzernen Brücken drei mehr oder weniger von einander unabhängige Theile, nämlich: 1. die Bahn, 2. das Tragwerk und 3. die Pfeiler. Wir werden hiernach auch die Haupteintheilung des Vortrages treffen. Fügen wir einen das Material und die allgemeinen Holzverbindungen behandelnden allgemeinen Theil, sowie die Herstellung der Brücken hinzu, so erhalten wir demnach die folgende Eintheilung:

- I. Allgemeines.
- II. Die Bahn.
- III. Das Tragwerk.
- IV. Die Pfeiler.
- V. Herstellung.

Was die Bahn anlangt, so haben wir besonders Bahnen für Strassen und Eisenbahnen zu unterscheiden; wir können zur Bahn aber auch

die zur Aufnahme des Wassers bestimmte Rinne der hölzernen Kanalbrücken und Wasserleitungsbrücken (Aquädukte) rechnen.

Hinsichtlich der Konstruktion des Tragwerkes treffen wir die folgende Eintheilung:

- A. Balkenträger,
- B. Gitterträger,
- C. Hängewerksträger,
- D. Sprengwerksträger,
- E. Bogenträger,
- F. Zusammengesetzte (kombinirte) Systeme.

Hinsichtlich der Pfeiler werden wir hier nur die hölzernen Pfeiler behandeln, da die für hölzerne Brücken bestimmten steinernen Pfeiler in Gemeinschaft mit denen für eiserne Brücken bestimmten unter den „Steinkonstruktionen für Brücken im Allgemeinen“ behandelt werden.

Wir werden hierbei hauptsächlich die festen Brücken im Auge haben. Die hölzernen beweglichen Brücken sollen in Gemeinschaft mit den eisernen beweglichen Brücken zur Behandlung gelangen. Nur die Schiff- und Kriegsbrücken werden, da man sie hauptsächlich aus Holz konstruirt, unter den hölzernen Brücken und zwar unter dem Abschnitte „Pfeiler“ zur Behandlung gelangen. Die sogenannten „fliegenden Brücken“ gehören nicht zu den Brücken, sondern zu den Wasserfahrzeugen oder Schiffen, sind hier also auszuschliessen.

## I. Abschnitt.

# Allgemeines.

## I. Kapitel.

### Das Material.

§. 2. **Angewendete Holzarten.** Die bei uns für den Brückenbau in Anwendung kommenden Hölzer sind:

#### A. Nadelhölzer.

1. Die Kiefer, Föhre (*pinus silvestris*, franz. *le pin astre*, engl. *the fir*) wächst hauptsächlich auf trockenem, sandigem, sonst unfruchtbarem Boden, bis zu 1800 Meter Meereshöhe; sie erreicht eine Höhe von etwa 30 Meter, selbst (indess selten) 58 Meter und einen Stammdurchmesser von 0,8, selbst 1,2 Meter. Sie wird gegen 200 Jahre alt, jedoch bei einem Alter über 128 Jahre als Bauholz unbrauchbar. Eine spezielle Art ist die österreichische Schwarzföhre. — Als Abarten, die als Bauholz dienen, sind zu nennen: Die Zirbelkiefer (Schweiz, Tirol, Sibirien), die Weymouthskiefer (Nordamerika, bei uns als Zierbaum) und die Pinienkiefer (Italien, Spanien, Nordafrika).

2. Die Fichte, Rothtanne (*pinus abies*, *abies excelsa*, franz. *le sapin rouge*, engl. *the pine*) wächst hauptsächlich in den Gebirgen bis zu 1500 Meter Meereshöhe, in feuchter Atmosphäre, auf feuchtem, selbst felsigem, aber nicht fettem Boden; sie erreicht eine Höhe von etwa 35 Meter, selten 52 Meter und einen Stammdurchmesser von 0,9 Meter, selbst 1,8 Meter. Sie vollendet ihren Wuchs erst in etwa 150 Jahren.

3. Die Tanne, Weiss- oder Edeltanne (*pinus picea*, *abies pectinata*, franz. *le sapin*, engl. *the deal*) wächst hauptsächlich in kühleren Gebirgsgegenden, auf einem etwas sandigen, nicht zu trockenen Humusboden, bis zu 1500 Meter Meereshöhe. Sie erreicht eine Höhe von 50 Meter, selbst 60 Meter und einen Stammdurchmesser von 0,9 bis 1,2 Meter, selbst 2,4 Meter. Sie wird bis gegen 500 Jahre alt, wächst indess nur bis zum etwa 200<sup>sten</sup> Jahre.

4. Die Lärche (*larix europaea*, franz. *le mélèze*, *le larix*, engl. *the larch*) wächst hauptsächlich auf trockenem, gutem, aber nicht fettem, besonders kalkigem Boden, im Gebirge und in der Ebene. Sie erreicht eine Höhe von 20, selbst 60 Meter und einen Stammdurchmesser von 1,2 Meter. Sie wird gegen 200 Jahre alt. Von allen Nadelhölzern ist die Lärche das werthvollste, weil sie bei grosser Festigkeit jeder Witterung und dem Wechsel zwischen Trockenheit und Nässe am meisten widersteht und dem Wurmfrasse am wenigsten ausgesetzt ist. — Der Lärche verwandt sind die Zeder (Syrien, Nordamerika) und die Zypresse (Südeuropa, Kleinasien, Nordafrika).

#### B. Laubhölzer.

5. Die Eiche (*quercus*, franz. *le chêne*, engl. *the oak*) wächst hauptsächlich auf trockenem, festem, gutem Boden, in nicht zu kalten Gegenden. Sie erreicht eine Höhe bis zu 60 Meter und einen Stammdurchmesser von 2,0, selbst 3,0 Meter. Sie wird ungefähr 600 bis 1000 Jahre alt. Man unterscheidet die Steineiche, Winter- oder Traubeneiche (*quercus robur*, *quercus sessiliflora*) und die Stiel- oder Sommereiche (*quercus pedunculata*); die erstere hat härteres, mehr knorriges, aber etwas weniger festes Holz. Die erstere zeigt sich bis etwa 1000 Meter, die letztere nur bis zu 600 Meter über dem Meere.

6. Die Buche oder Rothbuche (*fagus sylvatica*, franz. *le hêtre*, engl. *the beech*) wächst hauptsächlich auf sandigem, lehmigem, trockenem Humusboden in der Ebene und in Bergen bis zu geringer Höhe. Sie erreicht eine Höhe von 26, selbst 43 Meter und einen Stammdurchmesser von 0,9 Meter. Sie beendet den Wuchs nach etwa 120 Jahren, erreicht aber ein Alter von etwa 400 Jahren.

7. Die Erle (*alnus glutinosa*, franz. *l'aune*, *l'aulne*, engl. *the alder*) wächst auf nassem Boden bis zu einer Höhe von etwa 900 Meter über dem Meere. Sie erreicht eine Höhe von 21, selbst 33 Meter und einen Stammdurchmesser von 0,6, selbst 0,9 Meter. Sie ist vielfach zu Pfahlrosten angewendet worden.

Die übrigen Laubhölzer, wie Ahorn, Birke, Esche, Linde, Pappel, Platane, Ulme oder Ruster, Weide, Weissbuche u. s. w. finden im Brückenbau bei uns keine Verwendung.

Die Laubhölzer finden weniger Anwendung, als die Nadelhölzer, hauptsächlich, weil sie einen weniger geraden Wuchs zeigen und weniger astfrei sind. Von Bedeutung für den Brückenbau ist unter den Laubhölzern eigentlich nur die Eiche.

§. 3. Das Schwinden und Quellen des Holzes. Beim Verluste des Wassers vermindern sich die Dimensionen des Holzes, was man das Schwinden (*la retraite* — *the shrinking*) des Holzes nennt, während sich umgekehrt bei der Aufnahme von Wasser eine Vergrösserung der

Dimensionen, das sogenannte Quellen (*le goufler — the swelling*) des Holzes eintritt.

Die Grösse des linearen Schwindens ist im Ganzen durchschnittlich nach Laves und Nördlinger die folgende:

Holzarten	Lineares Schwinden in Prozent		
	Langholz	Radial	Richt. der Jahrringe
Kiefer . . . . .	0,09	3,8	5,3
Fichte . . . . .	0,08	2,2	5,1
Tanne . . . . .	0,12	2,5	5,3
Lärche . . . . .	0,12	2,1	5,4
Eiche . . . . .	0,18	2,9	6,6
Buche . . . . .	0,20	4,5	8,6
Erle . . . . .	0,37	3,7	5,8
Durchschnittlich . .	0,16	3,0	6,0

In radialer Richtung schwindet das Holz also gegen 18 mal, in der Richtung der Jahrringe 36 mal so stark als in der Längsrichtung. Das Schwinden, namentlich das ungleichmässige Schwinden, äusserst sich in verschiedener Weise nachtheilig und zwar:

1. Das Reißen des Holzes. Da das Holz in der Nähe der Oberfläche schneller trocknet, als im Innern, der innere feuchte Kern also

Fig. 1.



Fig. 2.



Fig. 3.

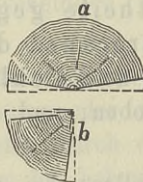


Fig. 4.

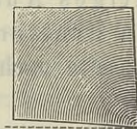
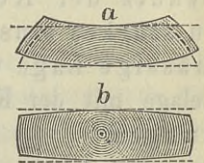


Fig. 5.



das Schwinden der äusseren Schichten in Richtung der Jahrringe hemmt, so entsteht eine Spannung in Richtung der Jahrringe, welche so weit gehen kann, dass sie die Festigkeit überwindet, so dass sogenannte Trockenspalten (*la gercure — the flaw, the crack*) entstehen (Fig. 1). Rechteckig beschlagenes Holz reisst hauptsächlich in der Mitte der Seiten (Fig. 2). Halb- und Viertelholz (Fig. 3 und 4) ist dem Reißen viel weniger ausgesetzt. Ein Brett schwindet auf der von der Mitte des Stammes mehr entfernten Seite mehr, als auf der näher liegenden, weil die erstere Seite mehr in die Richtung der Jahrringe fällt; es muss sich daher krümmen und zwar wird die dem Mittelpunkt zugekehrte Seite oder die Kernseite erhaben (konvex) (Fig. 5 a). Eine Ausnahme macht nur das Brett, welches den Mittelpunkt selbst enthält (Fig. 5 b). — An

der Hirnseite entstehen, da von hier aus das Trocknen schneller erfolgt, als vom Umfange aus, ebenfalls leicht Risse, sogenannte Kernrisse (*le cadran — the shake, the chink*).

Bei gleichmässiger Austrocknung in allen Theilen entstehen keine Risse.

Die Risse haben auf die Tragkraft des Holzes im Allgemeinen keinen sehr wesentlichen Einfluss; wohl aber wirken sie dadurch sehr nachtheilig, dass sie das Wasser aufnehmen und in das Innere führen, also das Faulen des Holzes begünstigen.

2. Das Windschiefwerden (*windschief, coffiné, déjeté — winding*) ist die Folge eines ungleichen Schwindens oder Anquellens, veranlasst durch die Verschiedenheit in dem Gefüge des Holzes. Dieses Windschiefwerden zeigt sich zwar mehr bei dünneren, aus einem Stamme geschnittenen Theilen, indess auch in geringerem Grade bei ganzen beschlagenen Stämmen und wirkt in Baukonstruktionen mannigfach störend.

3. Das Lockerwerden von Verbindungen in Folge des ungleichen Schwindens ist eine Erscheinung, welche viele Vorsicht in der Konstruktion, namentlich auch in der Unterhaltung einer Brückenkonstruktion fordert. Werden z. B. mehrere, nicht gehörig ausgetrocknete Hölzer durch Schrauben verbunden, so werden die Schrauben beim Schwinden locker und müssen deshalb wiederholt nachgezogen werden.

Vollständig lassen sich diese Uebelstände nicht beseitigen; die Mittel, sie möglichst zu mässigen, sind: zweckmässige Leitung des Austrocknens, Verwendung möglichst lufttrockenen Holzes, Schutz der Konstruktionstheile gegen Wasser und gegen zu starkes einseitiges Austrocknen durch die Sonne, zweckmässige Lage von Brettern und Bohlen, z. B. bei einem Bohlenbelage mit der Kernseite nach oben, und zweckmässige Verbindungen.

Die Grösse des linearen Quellens bei vollständiger Sättigung mit Wasser ist ungefähr dieselbe, wie die des Schwindens bei vollständiger Austrocknung. Jedoch wirkt das Quellen im Allgemeinen weniger ungünstig, wie das Schwinden; es wirkt z. B. ungünstig durch den seitlichen Druck eines zu dicht gelegten Belages des Holzpfisters, durch das starke Anspannen eingezogener Schraubenbolzen u. s. w.

**§. 4. Fehler des Holzes.** Die bei Brückenkonstruktionen in Frage kommenden Fehler des verwendeten Holzes sind, wenn wir vom krummen Wuchse desselben absehen:

1. Risse (*la crevasse — the crevice, the cleft*), insbesondere: a) Spiegelklüfte (*la crevasse naturelle — the natural split*), welche der Länge und dem Radius nach verlaufen und die in Folge des Saftleerwerdens des

Kernes mit zunehmendem Alter und des hierdurch veranlassten Schwindens (Waldrisse, Strahlenrisse oder in Folge zu grosser Kälte (Frostrisse, Eisrisse, Kaltrisse) entstehen; b) Ringklüfte (*la gercure annulaire — the annular cleft*), welche zwei benachbarte Jahrringe ganz oder theilweise trennen und die hauptsächlich in Folge unregelmässiger Anlagerung der Jahrringe, in Folge des Frostes und starker Hitze entstehen.

2. Drehwuchs, d. i. spiralförmiger Verlauf der Fasern; er zeigt sich oft bei Kiefern, Tannen, Eichen und Buchen. Zur Bildung vierkantiger Hölzer sind derartige Stämme nicht gut zu verwenden, da die Tragkraft durch das nothwendige Zerschneiden der Fasern geschwächt wird.

3. Morsches Holz. Nadelholz mit sehr breiten Jahrringen und weicher Zellenmasse oder Nadelholz mit sehr engen, sowie Laubholz mit sehr schmalen Jahrringen mit schwammigem Baue zeigt eine geringere Festigkeit, ist spröder, schwindet weniger und fault leichter. Man nennt es morsches, brüchiges, brausches oder sprockes Holz. Die Ursache ist wohl hauptsächlich in der Bodenbeschaffenheit zu suchen.

4. Mondringe (*le faux aulier — the false, the double sap*) nennt man mitten im Kernholze ihrer helleren, gelben oder weissen, dem Splinte ähnlichen Farbe wegen auffallenden Jahrringe, welche leichter und hygroskopischer sind, als das gesunde Holz, indess nahezu dieselbe Festigkeit zeigen. Sie wirken besonders dadurch schädlich, dass sie beim Trocknen des Stammes Ringklüfte verursachen. Sie kommen oft bei Eichen vor und sind wahrscheinlich ebenfalls eine Folge der Bodenbeschaffenheit.

5. Fäulniss. Rothfäule, ein hoher Grad der Zersetzung gibt sich durch braune, rothbraune oder rothe Farbe, Fäulnissgeruch und grosse Hygroskopicität, zuletzt durch den pulverförmigen Zustand kund. Sie zeigt sich oft im Innern bei hohem Alter. Weissfäule zeigt sich in den älteren, mehr aber in den jüngeren Theilen von Laubhölzern; das Holz wird heller und fosforescirend. Sie schreitet schneller fort, als die Rothfäule. Als ein Zeichen beginnender Fäulniss sind hellere oder dunklere Flecken mit starkem Wassergehalte und zuweilen dumpfigem Geruche zu betrachten. Je nach dem Orte des Auftretens der Fäulniss unterscheidet man Stockfäule, Kernfäule, Splintfäule und Astfäule. Das Absterben und Faulen von aussen nach innen in Folge von Verletzungen der Rinde nennt man auch Brand.

6. Krebs. Am Grunde von Aesten zeigen sich oft Auswüchse von Holz und Rinde, sogenannte Kröpfe, welche grosse Neigung zum Faulen haben; diese Fäulniss, der Krebs, dehnt sich stellenweise über einen grossen Theil des Stammes aus.

7. Wurmfrass oder Wurmstich (*la piqûre de vers, la vermoulure — the wormeatenness*), erzeugt von dem Eindringen von Thieren in das Holz, indem dieselben, das Holz zu Bohrmehl oder Wurmmehl verwandelnd, Gänge bohren. Es geschieht dies sowohl an lebenden, als auch an gefällten und bereits zu Bauholz verwendeten Bäumen. In lebenden Bäumen sind es nur die Larven (Holzwürmer) von Käfern, welche den Wurmfrass erzeugen, hauptsächlich von folgenden Käfergattungen: 1. Klopfkäfer, Pochkäfer oder Todtenuhr; 2. Bohrkäfer; 3. Bockkäfer oder Holzbock; 4. Borkenkäfer, der hauptsächlich nur zwischen Bast und Splint lebt.

§. 5. Die Dauer des Holzes. Unter allen Baumaterialien zeigt das Holz bei den im Freien befindlichen Konstruktionen die geringste Dauer. Die Zerstörung des Holzes erfolgt durch die folgenden Vorgänge:

1. Fäulniss (*la carie, la porriture — the rot*). Die Fäulniss entsteht, indem der mit Wasser gemengte Saft in Gährung übergeht und hierbei die Holzfaser in einen erdartigen Zustand überführt. Dass hierbei eine Pilzbildung auftritt, ist wohl festgestellt, jedoch ist es noch zweifelhaft, ob die Pilzbildung die Ursache oder eine Wirkung der Fäulniss ist. Zur Fäulniss ist das Vorhandensein von Feuchtigkeit und Luft, sowie einer gewissen, weder zu geringen noch zu hohen Temperatur (0° bis 100° C.) erforderlich. Man unterscheidet die nasse Fäulniss (*la porriture humide — the wet-rot*), welche bei einem Uebermaass von Nässe entsteht, z. B. beim Holze, welches sich in feuchter Erde befindet und trockene Fäulniss, das Vermodern, Vermorschen, Verstocken (*la porriture sèche — the dry-rot*), welche bei abwechselnd trockenem und feuchtem Zustande eintritt. Holz, welches sich stets im Wasser befindet, fault nicht, einestheils, weil das Wasser den Saft allmählich beseitigt und andertheils, weil das Wasser die Luft abschliesst. In freier Luft faulen am wenigsten leicht die Eiche; nach dieser die Lärche, Kiefer und Fichte; am leichtesten Buche und Erle; in der Nässe fault Eiche und Erle weniger leicht als Fichte und Buche. Eisenbahnschwellen zeigen z. B. die folgende Dauer:

Eiche . . . . .	14 bis 16 Jahre
Lärche . . . . .	9 " 10 "
Kiefer . . . . .	7 " 8 "
Tanne und Fichte . . . . .	4 " 5 "
Buche . . . . .	2½ " 3 "

Das äussere, weichere und saftreichere Holz, das Splintholz, fault leichter als das innere, härtere Holz, das Kernholz.

Als Mittel gegen die Fäulniss sind zu nennen: 1. Schutz der im Trockenen befindlichen Konstruktionstheile gegen

Wasser und zwar *a*) durch entsprechende Konstruktion; *b*) durch Abdeckung mit wasserdichten Stoffen, wie Dachpappe, Asfalholz, Dachleinwand u. s. w.; *c*) durch Ueberziehen mit einem geeigneten Anstriche, wie Theer, Oelfarbe, Cement mit Leinölfirniss u. s. w., nach gehöriger Austrocknung des Holzes. 2. Konstruktionen, welche der Luft zum Zwecke einer Austrocknung genügenden Zutritt verschaffen. 3. Fernhalten der Berührung mit feuchter Erde, feuchtem Mauerwerke u. s. w. 4. Oberflächliches Verkohlen (Karbonisiren) des in der Erde befindlichen oder der feuchten Luft ausgesetzten Holzes und 5. Tränken mit Fäulniss hindernden (antiseptischen) Stoffen, wie Kupfervitriol, Quecksilbersublimat, Zinkchlorid, Salzsoole, Kreosot u. s. w. Die beiden letzteren, beim Brückenbau nur ausnahmsweise angewendeten Mittel sind insbesondere für den Eisenbahnbau wichtig. Ueber den Einfluss der Fällungszeit sind die Meinungen noch getheilt; Thatsache ist, dass sich bei geeigneter Behandlung des Holzes sowohl die Winterfällung, als die Sommerfällung bewährt hat.

2. Holzschwamm (*la mérule, le champignon de maison — the merulius, the fungus*). Der Holzschwamm entsteht bei faulem Holze leicht an feuchten, von der Luft und dem Lichte abgeschlossenen Stellen und zerstört das Holz ungemein schnell. Als Mittel gegen den Holzschwamm sind die soeben erwähnten Mittel gegen die Fäulniss zu nennen. Bereits in Bildung begriffenen Holzschwamm beseitigen mehr oder minder vollständig verschiedene Chemikalien, wie Chlorzink, Sodakalk, Petroleum, ein Mischung von Karbolsäure und Natronlauge u. s. w. Eine weitere Behandlung gehört mehr in den Hochbau, wo der sogenannte „Hauschwamm“ eine wichtige Rolle spielt.

3. Wurmfrass (*la vermoulure, la piqûre des vers — the worm-eatenness*). Die Zerstörung durch die Larven gewisser Käfer (der schon im vorigen Paragrafe genannten Gattungen und des Holzbohr- oder Werftkäfers) erfolgt hauptsächlich nur bei altem, stöckig gewordenem Holze. Als Mittel dagegen ist daher besonders die Verhinderung der trockenen Fäulniss zu nennen. Die Tränkung mit Kupfervitriol, Quecksilbersublimat, Theer u. s. w. verhindert ebenfalls den Wurmfrass. Im Seewasser richtet aber auch die Bohrmuschel (Steinbohrer, Pfahlmuschel oder Bohrwurm u. s. w.) vielen Schaden an.

4. Mechanische Einflüsse, wie z. B. bei der Zerstörung des Bohlenbelages durch die Wagenräder, der Jochpfähle durch die Eischollen u. s. w.

Die wirkliche Dauer des Holzes in Brückenkonstruktionen ist sehr veränderlich je nach der Holzart, der Konstruktionsweise, der Behandlung des Holzes vom Fällen bis zur Verwendung, der Unterhaltung der Brücke, der mehr oder minder geschützten Lage des betreffenden Brückentheiles

u. s. w. Man kann für die im Trocknen befindlichen Theile beim Nadelholze eine 15- bis 20jährige, beim Eichenholze eine 30- bis 40jährige Dauer annehmen, welche sich indess durch gute Unterhaltung noch vermehren, selbst verdoppeln lässt; während anderseits so manche Fälle bekannt sind, in denen das Holz eine geringere Dauer zeigte, die aber wahrscheinlich einer zu geringen Vorsicht zuzuschreiben sind. Ein der unmittelbaren mechanischen Einwirkung der Räder ausgesetzter Bohlenbelag hält je nach dem Verkehre und dem Raddrucke nur 1 bis 15 Jahre, in unseren Städten selten länger als 3 Jahre. Hinsichtlich des Holzes, welches sich stets unter Wasser befindet, sind Fälle einer mehr als tausendjährigen Dauer bekannt. So z. B. haben sich die Eichenholzpfähle der wahrscheinlich im zweiten Jahrhundert nach Chr. Geburt erbauten Römerbrücke über den Rhein bei Mainz bis in die heutige Zeit vorzüglich erhalten.

**§. 6. Eintheilung des Bauholzes.** Je nach der Grösse und Form des Bauholzes unterscheidet man die folgenden Gattungen:

1. Rundholz (*le bois en grume — the round timber*). Je nach der Länge unterscheidet man wohl noch Lang- oder Stammholz, wenn die Länge grösser als 8 Meter ist und Blockholz in Stücken von 3 bis 8 Meter Länge. Je nach der Stärke unterscheidet man: extra starkes Bauholz von 0,35 bis 0,45 Meter Dicke am Zopfe, 12 bis 16 Meter Länge für starke Träger, starkes Bauholz, 0,30 bis 0,35 Met. am Zopfe stark, 10 bis 15 Met. lang für mittelstarke Träger, Pfähle u. s. w., mittelstarkes Bauholz 0,25 bis 0,30 Met. am Zopfe stark, 8 bis 12 Met. lang, für schwächere Konstruktionstheile. Der Durchmesser ändert sich auf 1 Met. Länge ungefähr beim Nadelholze um 6 bis 8 Millim., beim Eichenholze nur um 3 bis 4 Millim.

2. Kantholz (*le bois d'équarrissage — the squared timber*), mit rechteckigem Querschnitte, entweder durch Beschlagen oder mit der Säge hergestellt. Je nachdem aus einem Stamme 1, 2, 4 oder 6 Kanthölzer gebildet werden, unterscheidet man Ganzholz, Halbholz (*le bois miplat — the half-wood*), Kreuzholz und Sechstelholz; das letztere kommt beim Brückenbaue wenig in Anwendung. Die drei letzteren Arten heissen auch kantiges Schnittholz. Das Kreuz- und Sechstelholz heisst auch Riegelholz oder Stollen. Der Querschnitt ist entweder quadratisch oder rechteckig. Für Träger, welche auf Biegefestigkeit beansprucht werden, ist bekanntlich der kleinste Stammdurchmesser erforderlich, wenn man das Verhältniss der Breite  $b$  zur Höhe  $h$  wie  $\frac{1}{2}\sqrt{2} : 1 = 0,707 : 1$  oder ungefähr wie 5 : 7 wählt, was der bekannten Konstruktion (Fig. 6) entspricht, bei welcher der Durchmesser in drei gleiche Theile getheilt wird. Hierbei ist Ganzholz vorausgesetzt. Mit Rücksicht auf die Kosten des Beschlagens und des Abfalles wäre

ein etwas grösseres Verhältniss zweckmässig. Vom österr. Ingen.- und Aчит.-Vereine wurde für Hölzer, welche in den Handel kommen sollen, das Verhältniss  $3 : 4 = 0,75 : 1$  vorgeschlagen und zwar bei folgenden Dimensionen:

$b =$	9	12	15	18	21	24	Centimeter
$h =$	12	16	20	24	28	32	"

Fig. 6.

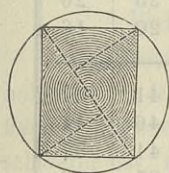


Fig. 7.

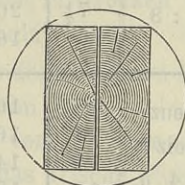


Fig. 8.

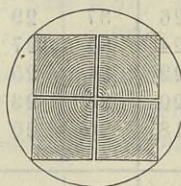
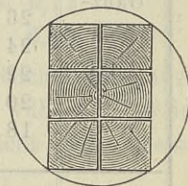


Fig. 9.



Setzt man Halbholz (Fig. 7) voraus, so ergibt sich der kleinste Stammdurchmesser, wenn man  $\frac{b}{h} = \frac{1}{4}\sqrt{2} = 0,353$  wählt, wofür man dem Ganzholze entsprechend, am besten  $\frac{b}{h} = \frac{3}{8} = 0,375$  setzen würde. In Amerika wird Holz mit diesen Verhältnissen in der That vielfach angewendet.

Für den Brückenbelag bedarf man, die Wirkung von Einzeldrücken vorausgesetzt, theoretisch das kleinste Volumen von Stammholz, wenn das Verhältniss  $\frac{b}{h}$  für Ganzholz  $= \sqrt{2} = 1,414$ ; für Halbholz  $2\sqrt{2} = 2,828$  ist, wofür man, dem Vorigen entsprechend, am besten  $\frac{4}{3}$  und  $\frac{5}{3}$  setzen würde. Dasselbe Verhältniss, welches für einen Träger am zweckmässigsten ist, ist daher auch zum Belage einer gegebenen Fläche zweckmässig, wenn man hier das Holz nicht hochkantig, sondern flachkantig anwendet.

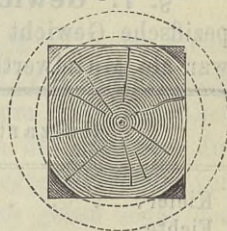
Das Halbholz mit dem Verhältnisse  $3 : 8$  ist indess auch zu manchen anderen Konstruktionstheilen, wie Zangen, Windstreben u. s. w. verwendbar.

Mit den so entstandenen Verhältnissen  $\frac{b}{h} = 1$ ,  $\frac{3}{4}$  und  $\frac{3}{8}$  wird man meist auskommen.

Zur Ersparniss an Material wendet man nicht immer vollkantiges, sondern häufig baumkantiges Holz an (Fig. 10).

In folgender Tabelle sind die Dimensionen, welche sich nach dem Gesagten für die gangbaren Holzsorten ergeben, sowie die erforderlichen Durchmesser des hierzu nöthigen Rundholzes zusammengestellt:

Fig. 10.



Bezeichnung	Breite	Höhe	Durchmesser am Zopfende		Bezeichnung	Breite	Höhe	Durchmesser am Zopfende	
			vollkantig	baumkantig				vollkantig	baumkantig
Ganzholz 1 : 1	32	32	45	36	Halbholz 3 : 8	12	32	40	32
	30	30	42	34		10 $\frac{1}{2}$	28	35	28
	28	28	40	32		9	24	30	24
	26	26	37	29		7 $\frac{1}{2}$	20	25	20
	24	24	34	27		6	16	20	16
	22	22	31	25					
	20	20	28	23	Kreuzholz 3 : 4 u. 1 : 1	12	16	41	37
	18	18	25	20		16	16	46	41
						14	14	41	37
						12	12	35	32
Ganzholz 3 : 4	27	36	45	36	10	10	29	26	
	24	32	40	32	Sechstelholz 3 : 4 u. 1 : 1	12	16	49	44
	21	28	35	28		14	14	51	46
	18	24	30	24		12	12	44	41
	15	20	25	20		10	10	37	33
	12	16	20	16					
Centimeter					Centimeter				

**3. Schnittholz** im engeren Sinne. Je nach der Dicke und Breite unterscheidet man:

a) Bohlen oder Pfosten (*le madrier — the plank*) von 5 bis 15 Centim. Dicke bei 20 bis 35 Centim. Breite. In Preussen sind die Dicken 5, 6 $\frac{1}{2}$ , 8, 9, 10 $\frac{1}{2}$  Centim. zugelassen.

b) Bretter (*le planche — the deal, the plank*) von 1 $\frac{1}{2}$  bis 4 $\frac{1}{2}$  Centim. Dicke bei 20 bis 32 Centim. Breite. In Preussen sind die Dicken 1 $\frac{1}{2}$ , 2, 3, 3 $\frac{1}{2}$ , 4 Centim. zugelassen.

c) Latten (*la latte — the lath*) von 2 $\frac{1}{2}$  bis 5 Centim. Dicke, 5 bis 10 Centim. Breite.

**§. 7. Gewicht des Holzes.** Die folgende Tabelle gibt das spezifische Gewicht des frischen (grünen) und luftgetrockneten Holzes und zwar als Mittelwerthe für grössere Holzstücke:

Holzart	Frisches Holz		Luftgetrocknetes Holz	
	Grenzen	Mittel	Grenzen	Mittel
Kiefer . . . . .	0,80—1,15	0,90	0,46—0,76	0,60
Fichte . . . . .	0,79—1,00	0,90	0,38—0,60	0,54
Tanne . . . . .	0,77—1,20	0,86	0,46—0,75	0,60
Lärche . . . . .	0,69—0,92	0,82	0,47—0,62	0,55
Eiche . . . . .	0,89—1,20	1,00	0,63—0,92	0,78
Buche . . . . .	0,85—1,10	0,98	0,59—0,85	0,75
Erle . . . . .	0,78—0,93	0,84	0,54—0,85	0,62

Bei der Gewichtsberechnung von Brücken kann man für das gegen Nässe vollkommen geschützte Holz das Gewicht des lufttrockenen Holzes einführen, während das nicht gegen Nässe geschützte Holz, z. B. Bohlen, nach dem Gewichte des frischen Holzes berechnet werden kann. Für die nicht vollkommen geschützten Theile, z. B. freistehende Gitterträger, kann ein Mittelwerth eingeführt werden. Durchschnittlich kann man das spezifische Gewicht annehmen:

Nadelholz, lufttrocken **0,57**; nass **0,87**; Mittel **0,72**.

Eichenholz " **0,78**; " **1,00**; " **0,90**.

Das Gewicht des gedörrten Holzes kann durchschnittlich beim Nadelholze auf 0,46, beim Eichenholze auf 0,66 herabgehen, während das im Freien liegende, vom Wasser durchdrungene Holz nicht oder wenig schwerer ist, als das frische Holz.

Der Wassergehalt beträgt beim frischen Holze 35 bis 45 Prozent des Gewichtes, während das lufttrockene Holz nur 10 bis 20 Prozent hat. Durch das völlige Durchnässen, z. B. durch längeres Liegen im Wasser, kann das Gewicht des Nadelholzes um durchschnittlich 110 Prozent, das Eichen- oder Buchenholz um 75 Prozent, das Erlenholz sogar um 150 Prozent zunehmen.

## II. Kapitel.

### Elastizität und Festigkeit des Holzes.

§. 8. **Elastizität.** Derjenige Theil der Längenänderung, welcher nach dem Aufhören der Kraftwirkung wieder verschwindet, d. i. die elastische Längenänderung, ist der Kraft proportional. Der bleibende Theil der Längenänderung nimmt im stärkeren Verhältnisse, als die Kraft zu und ist ausserdem sehr wesentlich von der Dauer der Einwirkung abhängig.

Der Elastizitätskoeffizient  $E$  für Zug und Druck ist nahe gleich gross. Die unmittelbaren Zug- und Druckversuche von Jenny und Bauschinger geben den Werth von  $E$  für Druck um durchschnittlich 19 Prozent kleiner als für Zug (wahrscheinlich wegen der grösseren Zusammendrückung in Folge seitlicher Ausbiegung). Biegungsversuche von Bornemann mit Stäben von dreieckigem Querschnitte geben sogar den Werth von  $E$  für Druck beim Fichtenholze um ungefähr 5 Prozent grösser, als für Zug. Durch Biegungsversuche mit Stäben von rechteckigem und kreisförmigem Querschnitte müsste man für  $E$  das arithmetische Mittel aus den Werthen von  $E$  für Zug und Druck erhalten,

wie es auch den Versuchen von Bauschinger entspricht. Manche Versuche, z. B. die von Lamarle, Chevandier und Wertheim lassen einen Unterschied in den Werthen von  $E$  für Zug und Biegung fast nicht erkennen. (Mikolaschek findet  $E$  für Biegung wesentlich kleiner als für Zug, meist auch kleiner als für Druck.)

Der Wassergehalt hat auf den Elastizitätskoeffizienten keinen grossen Einfluss. Bei zunehmendem Wassergehalte nimmt  $E$  etwas ab und zwar nach Chevandier und Wertheim um 5 bis 17 Prozent, wenn der Wassergehalt um 10 Prozent (des ganzen Holzgewichtes) wächst.

Folgende Tabelle gibt eine Reihe von Beobachtungsergebnissen und Annahmen<sup>1)</sup>:

Holzart und Beobachter, bezügl. Autor*)	Elastizitätskoeffizient $E$ Tonnen pro □ <sup>cm</sup>			Grenzkoeffizient $G$ Tonnen pro □ <sup>cm</sup>		
	Minim.	Maxim.	Mittel	Minim.	Maxim.	Mittel
<b>Kiefer.</b>						
Tetmajer, Zug . . . . .	103	137	120	—	—	—
„ Biegung . . . . .	69	103	86	0,13	0,28	0,19
Bauschinger, Zug . . . . .	39	157	123	—	—	—
„ Druck . . . . .	72	116	100	0,11	0,21	0,16
„ Biegung . . . . .	92	117	105	0,14	0,26	0,21
Rankine *) . . . . .	103	134	118	—	—	—
Hagen . . . . .	—	—	120	—	—	—
Winkler . . . . .	110	140	124	—	—	—
Rebhann *) . . . . .	—	—	129	—	—	0,32
Leslie . . . . .	—	—	145	—	—	—
Morin *) . . . . .	—	—	150	—	—	—
<b>Fichte.</b>						
Chevandier u. Wertheim	30	93	54	—	—	0,16
Buchanan . . . . .	42	85	81	—	—	—
Bauschinger, Zug . . . . .	39	143	114	—	—	—
„ Druck . . . . .	44	147	91	0,05	0,20	0,12
„ Biegung . . . . .	67	131	99	0,13	0,29	0,20
Tetmajer, Zug . . . . .	82	186	129	0,16	0,52	0,31
„ Druck . . . . .	77	153	111	0,11	0,15	0,13
„ Biegung . . . . .	59	114	90	0,15	0,29	0,21

<sup>1)</sup> Die Angaben verschiedener Autoren beziehen sich auf folgende Werke: Karmarsch, mechanische Technologie, neue Aufl. von Hartig, 1875. — Morin, *Leçons de mécanique pratique*, Paris, 1858. — Deutsch unter dem Titel: Widerstandsfähigkeit der Baumaterialien; Förster's Bang. 1854. — Moseley, die mechanischen Prinzipien der Ingenieurbaukunst und Architektur, deutsch von Scheffler, 1845. — Pressel, Normalien der österr. Südbahn für hölzerne Brücken, 1867. — Rankine, *a manual of civil engineering*, IV. ed. London 1865. — Rebhann, Theorie der Holz- und Eisenkonstruktionen, 1856. — Redtenbacher, Resultate des Maschinenbaues, IV. Aufl. 1860. — Scheffler, Theorie der Gewölbe, Futtermauern und eisernen Brücken, 1857. — Vose, *manual for railroad engineers and engineering students*, Boston, 1874.

Holzart und Beobachter, bezügl. Autor*)	Elastizitätskoeffizient $E$ Tonnen pro $\square$ cm			Grenzkoeffizient $G$ Tonnen pro $\square$ cm		
	Minim.	Maxim.	Mittel	Minim.	Maxim.	Mittel
	Rankine*) . . . . .	98	127	112	—	—
Jenny, Zug . . . . .	54	184	113	0,20	0,42	0,31
„ Druck . . . . .	54	212	120	0,08	0,31	0,12
Rebhann*) . . . . .	—	—	121	—	—	—
Barlow . . . . .	—	—	129	—	—	—
Ebbels u. Tredgold . . . . .	110	161	132	—	—	—
Hagen . . . . .	—	—	133	—	—	—
Scheffler*) . . . . .	—	—	144	—	—	0,21
Lamarle . . . . .	—	—	155	—	—	—
Gerstner . . . . .	146	182	165	—	—	—
Karmarsch*) . . . . .	—	—	—	—	—	0,25
<b>Tanne.</b>						
Barlow . . . . .	43	101	77	—	—	—
Ardant . . . . .	—	—	94	—	—	—
Tetmajer, Zug . . . . .	92	166	102	0,19	0,39	0,29
„ Druck . . . . .	77	132	100	0,09	0,13	0,12
„ Biegung . . . . .	61	110	85	0,12	0,36	0,22
Redtenbacher*) . . . . .	—	—	100	—	—	—
Paccinotti u. Peri . . . . .	94	116	105	—	—	—
Jenny, Zug . . . . .	66	153	116	0,23	0,43	0,34
„ Druck . . . . .	54	166	99	0,08	0,25	0,19
Dupin . . . . .	108	174	110	—	—	—
Chevandier u. Wertheim . . . . .	20	165	111	—	—	0,22
Ebbels u. Tredgold . . . . .	98	127	115	—	—	—
Hagen . . . . .	—	—	120	—	—	—
Leslie . . . . .	—	—	127	—	—	—
Rebhann*) . . . . .	—	—	129	—	—	—
Lamarle . . . . .	—	—	136	—	—	—
Rondelet . . . . .	—	—	143	—	—	—
Gerstner . . . . .	134	208	171	—	—	—
Redtenbacher*) . . . . .	—	—	184	—	—	0,22
Karmarsch*) . . . . .	—	—	—	—	—	0,25
<b>Lärche.</b>						
Barlow . . . . .	43	74	64	—	—	—
Rankine*) . . . . .	63	96	80	—	—	—
Morin*) . . . . .	—	—	90	—	—	0,17
Ebbels u. Tredgold . . . . .	88	107	95	—	—	—
Leslie . . . . .	—	—	104	—	—	—
Jenny, Zug . . . . .	90	165	131	0,29	0,35	0,31
„ Druck . . . . .	65	127	89	0,08	0,16	0,11
Tetmajer, Zug . . . . .	99	166	130	0,24	0,66	0,40
„ Druck . . . . .	93	129	114	0,11	0,15	0,12
„ Biegung . . . . .	53	129	105	0,14	0,26	0,21
Gerstner . . . . .	100	122	111	—	—	—

Holzart und Beobachter, bezügl. Autor*)	Elastizitätskoeffizient <i>E</i>			Grenzkoeffizient <i>G</i>		
	Tonnen pro □cm			Tonnen pro □cm		
	Minim.	Maxim.	Mittel	Minim.	Maxim.	Mittel
Rebhann*) . . . . .	—	—	129	—	—	—
Karmarsch*) . . . . .	—	—	—	—	—	0,14
<b>Eiche.</b>						
Lamarle . . . . .	—	—	81	—	—	—
Barlow . . . . .	61	154	93	—	—	—
Chevandier u. Wertheim	50	157	195	—	—	0,24
Gerstner . . . . .	90	118	102	—	—	—
Rankine*) . . . . .	84	123	104	—	—	—
Tetmajer, Zug . . . . .	90	126	108	—	—	0,48
„ Druck . . . . .	102	104	103	—	—	0,15
„ Biegung . . . . .	87	123	100	—	—	0,22
Duhamel . . . . .	79	119	105	—	—	—
Leslie . . . . .	—	—	105	—	—	—
Hagen . . . . .	—	—	105	—	—	—
Ebbels u. Tredgold . . . . .	62	141	109	—	—	—
Ardant . . . . .	—	—	118	—	—	—
Morin*) . . . . .	—	—	120	—	—	0,20
Redtenbacher*) . . . . .	—	—	120	—	—	—
Rebhann*) . . . . .	—	—	121	—	—	—
Scheffler*) . . . . .	—	—	123	—	—	0,21
Minard u. Desormes . . . . .	—	—	134	—	—	0,21
Rondelet . . . . .	—	—	137	—	—	—
Paccinotti u. Peri . . . . .	130	151	140	—	—	—
Dupin . . . . .	—	—	188	—	—	—
Karmarsch*) . . . . .	—	—	—	—	—	0,27
<b>Buche.</b>						
Leslie . . . . .	—	—	92	—	—	—
Morin*) . . . . .	—	—	93	—	—	0,16
Redtenbacher . . . . .	—	—	93	—	—	—
Rankine*) . . . . .	—	—	95	—	—	—
Barlow . . . . .	—	—	96	—	—	—
Chevandier u. Wertheim	51	151	98	—	—	0,23
Jenny, Zug . . . . .	92	155	122	0,52	0,59	0,57
„ Druck . . . . .	63	125	83	0,06	0,13	0,09
Paccinotti u. Peri . . . . .	—	—	107	—	—	—
Dupin . . . . .	—	—	125	—	—	—
Hagen . . . . .	—	—	148	—	—	—
Karmarsch*) . . . . .	—	—	—	—	—	0,16
Tetmajer, Zug . . . . .	—	—	180	—	—	0,58
„ Druck . . . . .	—	—	169	—	—	0,10
„ Biegung . . . . .	121	130	126	0,21	0,26	0,24
<b>Erle.</b>						
Mikolaschek, Zug . . . . .	88	135	111	0,10	0,15	0,12
„ Druck . . . . .	91	168	108	0,11	0,14	0,13
„ Biegung . . . . .	60	75	66	0,12	0,18	0,14
Chevandier u. Wertheim	73	127	111	—	—	0,16

Obwohl nach diesen Zahlen der Elastizitätskoeffizient ausserordentlich verschieden sein kann (20 bis 200), so zeigen doch die Mittelwerthe für die einzelnen Holzgattungen keine wesentlichen Unterschiede. Man erhält z. B. als Mittelwerth der angegebenen mittleren Elastizitätskoeffizienten bezüglich 110, 116, 117, 104, 115, 116, 103, so dass man für alle Gattungen des Bauholzes ungefähr

$$E = 110 \text{ Tonnen pro } \square \text{ Centim.}$$

setzen kann.

Die Elastizitätsgrenze ist sehr unbestimmt, indess auch noch zu wenig studirt. Bauschinger fand durch Versuche, dass der Grenzkoeffizient für Zug mit dem Festigkeitskoeffizienten für Zug ganz zusammenfällt oder doch nur wenig davon abweicht; dagegen wird der Grenzkoeffizient für Zug von Jenny zu 0,56 bis 0,70, durchschnittlich zu 0,62, von Tetmajer zu 0,44 bis 0,56, durchschnittlich zu 0,52 der Festigkeitskoeffizienten für Zug gefunden. Indess der Grenzkoeffizient für Druck wird von Jenny, Bauschinger und Tetmajer ziemlich übereinstimmend zu 0,23 bis 0,53, durchschnittlich zu 0,38 des Festigkeitskoeffizienten für Druck oder zu 0,15 des Festigkeitskoeffizienten für Zug angegeben. Bei der Biegung würden hiernach zuerst bleibende Formänderungen entstehen, wenn die Elastizitätsgrenze in den gedrückten Fasern überschritten ist. Da indess beim Ueberschreiten dieser Grenze sich immer noch der grösste Theil der Fasern innerhalb der Elastizitätsgrenze befindet, so werden bleibende Formänderungen erst später bemerkbar, es wird also der Grenzkoeffizient für Biegung etwas höher gefunden. Von Bauschinger und Tetmajer wird derselbe zu 0,36 bis 0,53, durchschnittlich zu 0,44 des Festigkeitskoeffizienten für Bruch oder zu 0,29 des Festigkeitskoeffizienten für Zug angegeben.

Der Elastizitätskoeffizient senkrecht zur Faserrichtung ist nach vielen Versuchen von Chevandier und Wertheim durchschnittlich in Richtung des Radius  $= 0,165 E$ , in Richtung der Jahrringe  $= 0,091 E$ , während nach Hagen dieser Koeffizient  $= 0,02$  bis  $0,07 E$  ist.

**§. 9. Zugfestigkeit.** Ueber die Zugfestigkeit sind eine grosse Anzahl von Versuchen angestellt worden; bei den meisten ist aber der Versuch sogleich bis zum Zerreißen fortgesetzt, also der Einfluss der Zeit oder wiederholter Beanspruchungen nicht festgestellt worden, während uns einzelne Versuche zeigen, dass der Einfluss der Zeit kein unwesentlicher ist. Mit abnehmendem Wassergehalte nimmt die Festigkeit etwas zu. Kernstücke haben in der Regel eine kleinere Festigkeit, als Stücke aus der Nähe des Umfanges. Die Festigkeit steigt und fällt im Allgemeinen mit dem Elastizitätskoeffizienten, jedoch im stärkeren Verhältnisse. Die folgende Tabelle gibt eine Reihe von Beobachtungen und Annahmen:

Holzart und Beobachter, bezügl. Autor*)	Anzahl der Ver- suche	Zugfestigkeit Z in Kilogr. pro □ <sup>cm</sup>		
		Minim.	Maxim.	Mittel
<b>Kiefer.</b>				
Bauschinger . . . . .	12	146	1560	693
Tetmajer . . . . .	6	210	990	720
Moseley *) . . . . .	—	—	—	877
Rankine *) . . . . .	—	44	984	914
Muschenbroek . . . . .	2	—	—	1000
Rebhann *) . . . . .	—	—	—	1050
Laves . . . . .	?	1008	1279	1140
Eytelwein . . . . .	10	1252	1463	1382
Karmarsch-Hartig *) . . . . .	—	144	1278	—
<b>Fichte.</b>				
Jenny . . . . .	28	220	740	490
Rondelet . . . . .	?	—	—	517
Chevandier u. Wertheim . . . . .	27	357	820	550
Tetmajer . . . . .	33	290	1340	602
Muschenbroek . . . . .	2	—	—	705
Bauschinger . . . . .	36	180	1475	715
Scheffler *) . . . . .	—	—	—	752
Vose *) . . . . .	—	703	844	773
Karmarsch-Hartig *) . . . . .	—	746	867	806
Rebhann *) . . . . .	—	—	—	807
Rankine *) . . . . .	—	—	—	872
Moseley *) . . . . .	—	—	—	877
Bevan . . . . .	?	935	1005	970
Eytelwein . . . . .	2	—	—	1053
<b>Tanne.</b>				
Chevandier u. Wertheim] . . . . .	58	298	844	503
Tetmajer . . . . .	24	178	870	534
Jenny . . . . .	15	370	720	570
Eytelwein . . . . .	2	—	—	741
Muschenbroek . . . . .	2	—	—	826
Morin *) . . . . .	—	—	—	850
Barlow . . . . .	12	789	946	858
Pressel *) . . . . .	—	—	—	900
Rebhann *) . . . . .	—	—	—	968
Karmarsch-Hartig *) . . . . .	—	111	1048	—
<b>Lärche.</b>				
Jenny . . . . .	6	370	740	550
Bevan . . . . .	?	—	—	627
Rankine *) . . . . .	—	683	703	663
Tetmajer . . . . .	15	199	1370	710

Holzart und Beobachter, bezügl. Autor*)	Anzahl der Ver- suche	Zugfestigkeit $Z$ in Kilogr. pro $\square^{\text{cm}}$		
		Minim.	Maxim.	Mittel
Rondelet . . . . .	?	—	—	719
Tredgold . . . . .	?	682	1195	938
Morin *) . . . . .	—	—	—	940
Rebhann *) . . . . .	—	—	—	1130
<b>Eiche.</b>				
Chevandier u. Wertheim . . . . .	59	250	891	570
Minard u. Desormes. . . . .	?	600	605	603
Morin *) . . . . .	—	—	—	700
Barlow . . . . .	6	625	844	730
Scheffler *) . . . . .	—	—	—	752
Moseley *) . . . . .	—	—	—	804
Rebhann *) . . . . .	—	—	—	807
Vose *) . . . . .	—	703	984	844
Tetmajer . . . . .	6	672	1080	914
Bevan . . . . .	?	541	1392	972
Rondelet . . . . .	7	960	985	976
Rankine *) . . . . .	—	703	1392	1046
Laves . . . . .	?	727	1450	1090
Muschenbroek . . . . .	2	—	—	1292
Eytelwein . . . . .	8	1000	1819	1460
Karmarsch-Hartig *) . . . . .	—	223	1451	—
<b>Buche.</b>				
Chevandier u. Wertheim . . . . .	37	357	820	550
Morin *) . . . . .	—	—	—	800
Barlow . . . . .	3	—	—	806
Rankine *) . . . . .	—	—	—	808
Jenny . . . . .	4	660	1000	810
Moseley *) . . . . .	—	—	—	877
Laves . . . . .	?	806	1529	1168
Tetmajer . . . . .	3	570	1720	1340
Muschenbroek . . . . .	2	—	—	1447
Eytelwein . . . . .	2	—	—	1530
Karmarsch-Hartig *) . . . . .	—	111	1527	—
<b>Erle.</b>				
Chevandier u. Wertheim . . . . .	—	—	—	454
Eytelwein . . . . .	2	—	—	1692
Karmarsch-Hartig *) . . . . .	—	314	460	—

Als Mittelwerth der angegebenen mittleren Festigkeiten ergeben sich für die einzelnen Holzgattungen bezüglich  $Z = 970, 750, 750, 790, 900, 1020, 1010$ , durchschnittlich  $Z = 885$ . Wir werden indess zur

Aufstellung noch mehr verlässlicher Mittelwerthe später noch die über die Biegefestigkeit angestellten Versuche benützen.

Die Zugfestigkeit senkrecht zur Faserrichtung ergibt sich nach Chevandier und Wertheim durchschnittlich in Richtung des Radius und der Jahrringe zu 0,16 Z.

**§. 10. Druckfestigkeit.** Ueber die Druckfestigkeit sind der hier zu überwindenden Schwierigkeiten halber leider noch viel zu wenig Versuche angestellt. Erst in neuerer Zeit hat man der Druckfestigkeit mehr Aufmerksamkeit geschenkt. Auch die Druckfestigkeit nimmt mit abnehmendem Wassergehalte zu. Folgende Tabelle enthält eine Reihe von Beobachtungen und Annahmen:

Holzart und Beobachter, bezügl. Autor*)	Anzahl der Ver- suche	Druckfestigkeit <i>D</i> in Kilogr. pro $\square$ cm		
		Minim.	Maxim.	Mittel
<b>Kiefer.</b>				
Tetmajer . . . . .	6	—	—	246
Bauschinger . . . . .	24	213	333	300
Rankine *) . . . . .	—	378	436	407
Moseley *) . . . . .	—	—	—	460
Rebhann *) . . . . .	—	—	—	525
<b>Fichte.</b>				
Rennie . . . . .	?	—	—	113
Bauschinger . . . . .	72	136	374	243
Tetmajer . . . . .	33	206	378	277
Jenny . . . . .	35	290	492	396
Moseley *) . . . . .	—	—	—	400
Rebhann *) . . . . .	—	—	—	404
Hodgkinson . . . . .	?	—	—	410
Vose *) . . . . .	—	373	471	422
Scheffler *) . . . . .	—	—	—	547
<b>Tanne.</b>				
Rennie . . . . .	?	—	—	136
Tetmajer . . . . .	27	185	394	283
Jenny . . . . .	24	290	514	385
Hodgkinson . . . . .	?	—	—	470
Rebhann *) . . . . .	—	—	—	480
Rondelet . . . . .	?	—	—	505
Pressel *) . . . . .	—	—	—	520
<b>Lärche.</b>				
Hodgkinson . . . . .	?	—	—	225
Tetmajer . . . . .	15	195	416	321

Holzart und Beobachter, bezügl. Autor *)	Anzahl der Ver- suche	Druckfestigkeit <i>D</i> in Kilogr. pro □ <sup>cm</sup>		
		Minim.	Maxim.	Mittel
Rankine *) . . . . .	—	—	—	392
Fowke . . . . .	10	420	447	435
Jenny . . . . .	6	407	590	480
Rebhann *) . . . . .	—	—	—	565
<b>Eiche.</b>				
Rennie . . . . .	?	—	—	241
Fowke . . . . .	8	310	380	340
Tetmajer . . . . .	6	304	358	343
Hodgkinson . . . . .	?	—	—	380
Lamandé . . . . .	2	—	—	410
Vose *) . . . . .	—	—	—	418
Rondelet . . . . .	?	385	463	424
Moseley *) . . . . .	—	336	716	526
Rebhann *) . . . . .	—	—	—	538
Rankine *) . . . . .	—	541	703	622
Scheffler *) . . . . .	—	—	—	684
<b>Buche.</b>				
Tetmajer . . . . .	3	—	—	320
Jenny . . . . .	4	353	492	417
Hodgkinson . . . . .	?	—	—	553
Moseley *) . . . . .	—	—	—	640
Rankine *) . . . . .	—	—	—	656
<b>Erle.</b>				
Hodgkinson . . . . .	?	—	—	480
Moseley *) . . . . .	—	—	—	519

Bei den Versuchen von Rondelet, Rennie und Tetmajer sind würfelförmige Holzstücke angewendet. Hodgkinson und Jenny wendeten Cylinder an, deren Länge bezüglich gleich dem 2- oder 5fachen Durchmesser war; die Resultate des letzteren sind daher entsprechend dem §. 14 um 7 Prozent vergrößert. Bauschinger wendete Prismen von 9<sup>cm</sup> Seite im Quadrat, 15<sup>cm</sup> Länge an.

Nach den Versuchen von Jenny ist für Fichte, Tanne, Lärche und Buche bezüglich  $D = 0,76 Z$ ,  $0,63 Z$ ,  $0,82 Z$  und  $0,48 Z$ , durchschnittlich  $D = 0,65 Z$ . Nach den Versuchen von Bauschinger ist für Kiefer und Fichte  $D = 0,43 Z$  und  $0,34 Z$ , durchschnittlich  $D = 0,38 Z$ . Nach den Versuchen von Tetmajer ist für Kiefer, Fichte, Tanne, Lärche, Eiche, Buche  $D = 0,42 Z$ ,  $0,46 Z$ ,  $0,53 Z$ ,  $0,45 Z$ ,  $0,38 Z$ ,  $0,24 Z$ , durchschnittlich  $D = 0,45 Z$ , so dass die Versuchsergebnisse noch sehr von

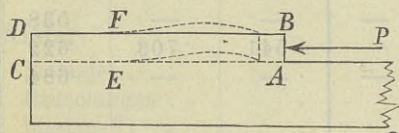
einander abweichen. Rebhann nimmt für Nadelhölzer  $D = \frac{1}{2}Z$ , für Eiche  $D = \frac{2}{3}Z$ , was mit den Versuchen Jenny's nahezu übereinstimmt; auch Rankine setzt  $D = \frac{1}{2}Z$  bis  $\frac{2}{3}Z$ .

Als Mittelwerthe der Versuchsergebnisse ergeben sich aus vorstehender Tabelle, wenn man die offenbar zu niederen Zahlen von Rennie weglässt, für Kiefer  $D = 273$ , Fichte  $D = 332$ , Tanne  $D = 380$ , Lärche  $D = 410$ , Eiche  $D = 380$ , Buche  $D = 430$ , im Mittel  $D = 326$ .

Wir wollen für alle Hölzer dem Durchschnittsergebnisse der Versuche von Jenny, Bauschinger und Tetmajer entsprechend  $D = \frac{1}{2}Z$  setzen.

Die Druckfestigkeit senkrecht zu den Fasern gibt Gauthier für Eichenholz zu 160, Tredgold für Eichenholz zu 108, für Fichte zu 70 Klgr. pro  $\square^{\text{cm}}$  an, d. i. ungefähr  $= 0,3D$ . Ein besonderer Fall der Druckfestigkeit tritt ein, wenn der Druck auf die Achsel  $AB$  (Fig. 11) eines Holzeinschnittes wirkt. Ist die Länge  $AC$  so gross, dass nicht das Holzstück  $ABCD$  abgeschoben wird, so splittert ein Theil  $ABFE$  ab und staucht sich entweder zusammen, oder biegt sich seitlich aus.

Fig. 11.



Leider sind über diesen für Verbindungen nicht unwichtigen Fall noch

keine Versuche angestellt. Nur bei einem Versuche von Minard und Desormes mit zwei Stäben von Eichenholz, deren Enden durch eine einfache Verzahnung zusammengefügt und durch eiserne Bänder gehalten wurden, entstand ein Zerdrücken der Fasern bei einem Drucke von 500 Klgr. pro  $\square^{\text{cm}}$ .

**§. 11. Biegungsfestigkeit.** Die meisten Versuche wurden wohl über die Biegungs- oder Bruchfestigkeit angestellt. Bei dem rechteckigen und kreisförmigen Querschnitte erfolgt der Bruch dadurch, dass zuerst die Druckfestigkeit der gedrückten Fasern überwunden wird, indem sich hier eine an einem oder mehreren Wulsten erkennbare Stauchung bildet, ohne dass hierdurch ein eigentliches Zerbrechen des Stabes eintritt, und dass schliesslich ein wirklicher Bruch durch Zerreißen der gezogenen Fasern entsteht.

Unter dem Festigkeitskoeffizienten  $B'$  für Biegung verstehen wir diejenige Spannung pro Flächeneinheit, welche im Momente des Bruches im Maximum herrschen müsste, wenn das Elastizitätsgesetz bis zum Bruche gelten würde. Ist  $M$  das Maximalmoment der äusseren Kräfte,  $I$  das Trägheitsmoment des Querschnittes für die auf der Kraftebene senkrechte Schweraxe,  $e$  der Abstand der gespanntesten Fasern von dieser Schweraxe, so ist bekanntlich  $B'I = Me$ , also

$$1. \quad B' = \frac{Me}{I}.$$

Wenn das Elastizitätsgesetz wirklich bis zum Bruche gelten würde, so wäre  $B'$  gleichbedeutend mit  $Z$  oder  $D$ . Da dies aber nicht der Fall ist, so muss sich durch die Versuche für  $B'$  ein von  $Z$  oder  $D$  abweichender Werth ergeben, welcher nicht für alle Querschnittsformen konstant ist. Mit Hölzern mit rechteckigem Querschnitte, für welchen wir den Festigkeitskoeffizienten für Biegung mit  $B$  bezeichnen wollen, sind viele Versuche angestellt. Eine Reihe von Versuchsergebnissen enthält folgende Tabelle:

Holzart und Beobachter, bezügl. Autor*)	Anzahl der Ver- suche	Biegefestigkeit $B$ in Kilogr. pro $\square$ cm		
		Minim.	Maxim.	Mittel
<b>Kiefer.</b>				
Tetmajer . . . . .	8	364	484	460
Bauschinger . . . . .	8	376	535	462
Nördlinger . . . . .	6	471	597	535
Muschenbroek . . . . .	4	455	611	548
Rankine *) . . . . .	—	499	682	590
Winkler . . . . .	4	780	1338	940
Burg . . . . .	2	—	—	1286
<b>Fichte.</b>				
Bauschinger . . . . .	24	270	535	380
Fowke . . . . .	10	270	695	410
Buchanan . . . . .	6	359	473	420
Tetmajer . . . . .	27	297	598	434
Bauschinger . . . . .	10	260	720	438
Vose *) . . . . .	—	—	—	506
Barlow . . . . .	1	—	—	577
Peake u. Bavailler . . . . .	?	—	—	608
Rankine *) . . . . .	—	696	865	780
Tredgold u. Ebbels . . . . .	1	—	—	834
<b>Tanne.</b>				
Fowke . . . . .	5	316	348	337
Barlow . . . . .	7	358	494	436
Tetmajer . . . . .	27	296	580	439
Peake u. Bavailler . . . . .	2	—	—	469
Chevandier u. Wertheim . . . . .	13	371	619	476
Ardant . . . . .	1	—	—	564
Burg . . . . .	?	—	—	592
Redtenbacher *) . . . . .	—	—	—	600
Tredgold u. Ebbels . . . . .	8	498	1003	722
Barlow . . . . .	51	643	795	724
Rondelet . . . . .	1	—	—	1247

Holzart und Beobachter, bezügl. Autor*)	Anzahl der Ver- suche	Biegefestigkeit $B$ in Kilogr. pro □ <sup>cm</sup>		
		Minim.	Maxim.	Mittel
<b>Lärche.</b>				
Fowke . . . . .	9	284	458	404
Barlow . . . . .	4	358	494	436
Peake u. Bavailler . . . . .	?	—	—	494
Rankine*) . . . . .	—	352	703	528
Tetmajer . . . . .	15	363	673	542
Tredgold u. Ebbels . . . . .	3	410	802	707
<b>Eiche.</b>				
Fowke . . . . .	6	395	533	453
Chevandier u. Wertheim . . . . .	11	268	1055	600
Tetmajer . . . . .	6	558	662	600
Buffon . . . . .	39	509	751	634
Barlow . . . . .	5	508	760	643
Bizo . . . . .	82	520	780	658
Vose*) . . . . .	—	—	—	675
Muschenbroek . . . . .	6	656	1220	680
Redtenbacher*) . . . . .	—	—	—	700
Belidor . . . . .	6	695	771	740
Tredgold u. Ebbels . . . . .	6	635	1220	866
Rondelet . . . . .	6	721	1385	923
Burg . . . . .	?	—	—	1129
Nördlinger . . . . .	4	1098	1197	1149
<b>Buche.</b>				
Barlow . . . . .	1	—	—	669
Tetmajer . . . . .	3	—	—	670
Redtenbacher*) . . . . .	—	—	—	710
Rankine*) . . . . .	—	633	844	738
Burg . . . . .	?	694	839	767
Tredgold u. Ebbels . . . . .	1	—	—	859
<b>Erle.</b>				
Tredgold u. Ebbels . . . . .	1	—	—	672

Als Mittelwerthe für  $B$  ergeben sich hiernach bezüglich die Zahlen 700, 560, 600, 520, 750, 740, 670, als Mittel für alle Holzgattungen 665.

Setzt man dem vorigen Paragrafe entsprechend  $D = \frac{1}{2}Z$ , so wird nahezu  $B = \frac{3}{4}Z = \frac{3}{2}D$  oder  $B$  gleich dem arithmetischen Mittel aus  $Z$  und  $D$ .

§. 12. Abhängigkeit der Koeffizienten für Biegung von denen für Zug und Druck. Zur Bestimmung der Abhängigkeit

der Biegungsfestigkeit  $B$  von den Festigkeiten  $Z$  und  $D$  für Zug und Druck würde die genaue Kenntniss des Gesetzes gehören, nach welchen die spezifische Spannung  $N$  von der relativen Längenänderung  $\sigma$  abhängt, und zwar innerhalb und ausserhalb der Elastizitätsgrenze. Wir wollen als Näherungsregeln innerhalb der Elastizitätsgrenze  $N = A\sigma$ , ausserhalb derselben  $N = A_1\sigma + B_1$  annehmen. Wenn man ausserdem noch die Annahme macht, dass die relative Längenänderung  $\sigma$  der Fasern proportional dem Abstände von der neutralen Axe ist, so lässt sich die spezifische Spannung  $N$  in einem Querschnitte im Momente des Bruches durch eine gebrochene Linie  $A'D'E'B'$  (Fig. 12) darstellen. Wenn wir annehmen, dass das Brechen eines Balkens mit rechteckigem Querschnitte gleichzeitig durch Zerreißen und Zerdrücken erfolgt, so würde  $AA' = Z$ ,  $BB' = D$ ,  $DD' = Z_0$ ,  $EE' = D_0$ , wenn  $Z_0$  und  $D_0$  die Grenzkoeffizienten für Zug und Druck bedeuten. Für das Gleichgewicht gegen Verschiebung müssen die Flächen  $AA'D'C$  und  $BB'E'C$  gleich sein. Dies gibt, wenn man  $AC = a_1$ ,  $BC = a_2$ ,  $CD = c_1$ ,  $CE = c_2$  setzt,

$$(Z + Z_0)(a_1 - c_1) + Z_0c_1 = (D + D_0)(a_2 - c_2) + D_0c_2.$$

Nun aber verhält sich  $c_1 : c_2 = Z_0 : D_0$ , also ist  $c_2 = c_1 \frac{D_0}{Z_0}$ ; ausserdem ist  $a_2 = h - a_1$ . Setzen wir noch  $c_1 = m_1 a_1$ , wobei  $m_1$  das Verhältniss der relativen Längenänderung an der Elastizitätsgrenze für Zug zu derjenigen beim Zerreißen bezeichnet, so gibt die Rückführung obiger Gleichung auf das Verhältniss  $\frac{a_1}{h}$ :

$$2. \quad \frac{a_1}{h} = \frac{(D + D_0) Z_0}{(Z + Z_0 + D + D_0) Z_0 - (Z Z_0 - D D_0) m_1}.$$

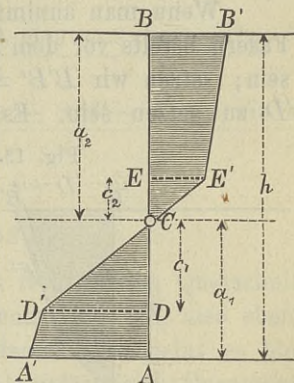
Wir wollen nahezu den Versuchsergebnissen Bauschinger's entsprechend  $D = \frac{1}{2}Z$ ,  $D_0 = \frac{1}{2}D = \frac{1}{4}Z$  und  $Z_0 = Z$ ,  $m_1 = 1$  annehmen. Alsdann erhält man

$$3. \quad a_1 = 0,4h, \quad a_2 = 0,6h, \quad c_1 = a_1 = 0,4h, \quad c_2 = \frac{1}{6}a_2 = 0,1h.$$

Es wird nun ferner das Moment  $M$  gleich der Summe der statischen Momente der Flächen  $AA'D'C$  und  $BB'E'C$  multipliziert mit der Breite  $b$  für einen beliebigen Punkt von  $AB$ , z. B.  $C$ . Ausserdem aber ist  $M = \frac{1}{6}Bbh^2$  zu setzen. Dies gibt

$$4. \quad Bh^2 = 2Z_0c_1^2 + Z(a_1 - c_1)(2a_1 + c_1) + Z_0(a_1 - c_1)(a_1 + 2c_1) \\ + 2D_0c_2^2 + D(a_2 - c_2)(2a_2 + c_2) + D_0(a_2 - c_2)(a_2 + 2c_2).$$

Fig. 12.



Führt man für  $a_1, a_2, c_1, c_2$  die Werthe 3 ein, so ergibt sich  $B = 0,32 Z_0 + 0,65 D + 0,42 D_0$  oder für  $Z_0 = Z, D = \frac{1}{2} Z, D_0 = \frac{1}{4} Z$ :

$$5. \quad B = \frac{3}{4} Z = \frac{3}{2} D = \frac{Z + D}{2},$$

was auch mit den Versuchsergebnissen nahezu übereinstimmt.

Wenn man annimmt, dass ein Zusammenstauchen der gedrückten Fasern bereits vor dem Zerreißen eintritt, so würde  $BB'$  grösser als  $D$  sein; setzen wir  $BB' = mD$ , so würde in Formel 2 und 4  $mD$  statt  $D$  zu setzen sein. Es ergibt sich alsdann für  $m = 1,0, 1,2, 1,4, 1,6$  bezüglich  $a_1 = 0,400h, 0,425h, 0,447h, 0,467h$  und dem entsprechend  $B = 0,75 Z, 0,81 Z, 0,87 Z, 0,91 Z$ , so dass für  $m > 1$  eine weniger gute Uebereinstimmung mit den Versuchsergebnissen eintritt. Jedenfalls fehlt es für eine genauere Theorie noch an hinreichenden Messungen, namentlich der Längenänderungen ausserhalb der Elastizitätsgrenze.

Für den kreisförmigen Querschnitt (Fig. 13) ergibt sich in gleicher Weise, wenn man  $AA' = Z = Z_0, BB' = D, EE' = D_0$  setzt und wenn man den einem beliebigen Punkte  $F$  entsprechenden Centriwinkel  $FOB$  mit  $\varphi$  und den dem Punkte  $E$  entsprechenden Centriwinkel  $EOB$  mit  $\alpha$  bezeichnet, aus der Gleichgewichtsbedingung gegen Verschiebung

$$\frac{1}{1 - \cos \alpha} \int_0^{\alpha} [D_0 - D \cos \alpha + (D - D_0) \cos \varphi] \sin^2 \varphi d\varphi \\ + \frac{1}{1 + \cos \alpha} \int_{\alpha}^{\pi} [D_0 - Z \cos \alpha + (D_0 + Z) \cos \varphi] \sin^2 \varphi d\varphi = 0.$$

Die Ausführung gibt für  $D = \frac{1}{2} Z, D_0 = \frac{1}{4} Z$ :

$$6. \quad (1 + \cos \alpha) [3 (1 - 2 \cos \alpha) (\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) + 2 \sin^3 \alpha] \\ + (1 - \cos \alpha) [3 (1 - 4 \cos \alpha) (\pi - \alpha + \sin \alpha \cos \alpha) - 10 \sin^3 \alpha] = 0.$$

Die Auflösung durch fortgesetzte Näherung gibt fast genau  $\alpha = 85^\circ$ . Die Gleichgewichtsbedingung gegen Drehung um den Mittelpunkt  $O$  gibt nun

$$B = \frac{8}{\pi(1-\cos\alpha)} \int_0^\alpha [D_0 - D \cos\alpha + (D - D_0) \cos\varphi] \sin^2\varphi \cos\varphi d\varphi$$

$$+ \frac{8}{\pi(1+\cos\alpha)} \int_\alpha^\pi [D_0 - Z \cos\alpha + (D_0 + Z) \cos\varphi] \sin^2\varphi \cos\varphi d\varphi.$$

Für  $D = \frac{1}{2}Z$ ,  $D_0 = \frac{1}{4}Z$  gibt die Ausführung

$$7. \quad \frac{B}{Z} = \frac{3(\alpha + \sin\alpha \cos\alpha - 2 \sin\alpha \cos^3\alpha) + 8(1 - 2 \cos\alpha) \sin^3\alpha}{12\pi(1 - \cos\alpha)}$$

$$+ \frac{15(\pi - \alpha - \sin\alpha \cos\alpha + 2 \sin\alpha \cos^3\alpha) - 8(1 - 4 \cos\alpha) \sin^3\alpha}{12\pi(1 + \cos\alpha)}.$$

Wenn man  $\alpha = 85^\circ$  einführt, so ergibt sich

$$8. \quad B = 0,776 Z = 1,552 D,$$

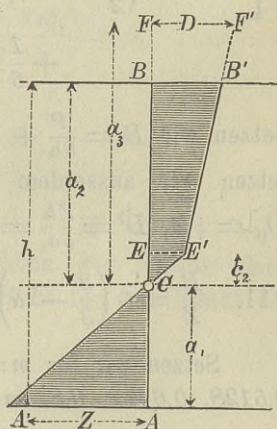
d. i. nur um 3,4 Prozent grösser, als für den rechteckigen Querschnitt. Wenn man  $\alpha = 90^\circ$  einführt, so ergibt sich genau  $B = \frac{3}{4}Z$ , also ebenso gross, als beim rechteckigen Querschnitt. Jedenfalls erscheint es hier nach zulässig,  $B$  für den rechteckigen und kreisförmigen Querschnitt gleich gross einzuführen.

**§. 13. Biegungsfestigkeit unter Wirkung von Axialkräften.** Es würde noch zu untersuchen sein, welche Werthe für die zulässige Inanspruchnahme anzunehmen sind, wenn die Biegung von Axialkräften begleitet ist. Wir wollen das im vorigen Paragrafe angewendete Prinzip auch hier anwenden. Die spezifische Spannung wird sich dann auch hier durch eine gebrochene Linie  $A'E'B'$  darstellen lassen, nur wird der neutrale Punkt  $C$  hier eine andere Lage haben. Wir unterscheiden, indem wir uns auf den rechteckigen Querschnitt beschränken, die folgenden beiden Fälle:

1. Wirkung eines axialen Zuges. Die Zugspannungen werden dann vorwiegend sein und  $BB'$  (Fig. 14) ist nicht mehr  $= D$ , sondern  $< D$ . Setzen wir den gedachten Abstand  $CF$ , in welchem die spezifische Spannung  $= D$  sein würde,  $= a_3$  und wieder  $CA = a_1$ ,  $BC = a_2$ ,  $CE = c_2$  und die spezifische Spannung  $BB' = D'$ , so ergibt sich leicht

$$D' = D_0 + (D - D_0) \frac{a_2 - c_2}{a_3 - c_2}.$$

Fig. 14.



Nun aber verhält sich  $a_3 : a_2$  wie  $a_2 : a_1$  im vorigen Falle, d. i. wie  $3 : 2$ , also ist  $a_3 = \frac{3}{2} a_1$ ; ferner ist  $c_2 = \frac{1}{8} a_3 = \frac{1}{4} a_1$  und  $D_0 = \frac{1}{2} D$ . Dies eingesetzt gibt

$$9. \quad D' = \frac{2Dh}{5a_1} = \frac{Zh}{5a_1}.$$

Es muss nun  $P$  gleich der Fläche  $AA'C$  weniger der Fläche  $CBB'E'$  multipliziert mit  $b$  sein. Setzen wir  $P = mbhZ$ , so ergibt sich

$$mZh = \frac{1}{2} Za_1 - \frac{1}{2} D_0 c_2 - \frac{D' + D_0}{2} (a_2 - c_2)$$

oder, wenn wir  $D_0 = \frac{1}{2} Z$ ,  $D' + D_0 = 2D - \frac{2}{5} D \frac{h}{a_1} = Z - \frac{1}{5} Z \frac{h}{a_1}$  und  $c_2 = \frac{1}{4} a_1$ ,  $a_2 = h - a_1$  setzen,

$$mh = \frac{5}{8} a_1 - \frac{h^2}{10a_1}$$

oder

$$10. \quad \left(\frac{a_1}{h}\right)^2 - \frac{8m}{5} \frac{a_1}{h} - \frac{4}{25} = 0.$$

Hiernach ergibt sich für einige Werthe von  $m$ :

$$\begin{cases} m = 0 & \frac{1}{8} & \frac{2}{8} & \frac{3}{8} \\ a_1 = 0,4 & 0,5128 & 0,6472 & 0,8 \cdot h \end{cases}$$

Es muss nun ferner  $M - P(\frac{1}{2}h - a_1)$  gleich der Summe der Momente der Flächen  $AA'C$  und  $CBB'E'$  für den Punkt  $C$  multipliziert mit  $b$  sein. Dies gibt

$$\begin{aligned} \frac{1}{b} \left[ M - P \left( \frac{1}{2} h - a_1 \right) \right] &= \frac{1}{3} Za_1^2 + \frac{1}{3} D_0 c_2^2 \\ &+ \frac{1}{6} D_0 (a_2 - c_2) (a_2 + 2c_2) + \frac{1}{6} D' (a_2 - c_2) (2a_2 + c_2). \end{aligned}$$

Setzen wir  $B = \frac{P}{bh} + \frac{6M}{bh^2} = mZ + \frac{6M}{bh^2}$ , also  $M = \frac{1}{6} (B - mZ) bh^2$ ; setzen wir ausserdem  $a_1 = \alpha h$ ,  $c_2 = \frac{1}{4} a_1 = \frac{1}{4} \alpha h$ ,  $a_2 = (1 - \alpha) h$ ,  $D_0 = \frac{1}{2} Z$ ,  $D' = \frac{Zh}{5a_1} = \frac{Z}{5\alpha}$ , so ergibt die Rückführung auf  $\frac{B}{Z}$

$$11. \quad \frac{B}{Z} = 6 \left( \frac{2}{3} - \alpha \right) m + \frac{65}{32} \alpha^2 + \left( 1 - \frac{5}{4} \alpha \right) \left( \frac{2}{5\alpha} - \frac{1}{8} \alpha - \frac{1}{10} \right).$$

Setzen wir für  $m = 0, \frac{1}{8}, \frac{2}{8}, \frac{3}{8}$  nach dem Obigen bezüglich  $\alpha = 0,4, 0,5128, 0,6472, 0,8$ , so ergibt sich

$$\begin{aligned} m &= 0 & \frac{1}{8} & \frac{2}{8} & \frac{3}{8} \\ B &= 0,7500 & 0,8706 & 0,9636 & 1 \cdot Z. \end{aligned}$$

Wenn  $m > \frac{3}{8}$  oder  $P > \frac{3}{8}bhZ$  ist, so wird die spezifische Spannung durch eine einzige Gerade dargestellt, es findet also das Elastizitätsgesetz auch beim Bruche statt und dementsprechend ist  $B = Z$ .

2. Wirkung eines axialen Druckes. Jetzt sind die Druckspannungen vorwiegend und es ist  $AA'$  (Fig. 15) nicht mehr  $= Z$ , sondern  $< Z$ . Setzen wir den gedachten Abstand  $CG$ , in welchem die spezifische Zugspannung  $= Z$  sein würde,  $= \alpha_4$  und die spezifische Spannung  $AA' = Z'$ , so ist

$$Z' = Z \frac{a_1}{a_4}.$$

Nun aber verhält sich  $a_4 : a_2 = a_1 : a_2$  im Falle des §. 12, also wie 2 : 3, also ist  $a_4 = \frac{2}{3} a_2 = \frac{2}{3} (h - a_1)$ , mithin

$$12. \quad Z' = \frac{3}{2} Z \cdot \frac{a_1}{h - a_1} = 3D \frac{a_1}{h - a_1}.$$

Es muss nun  $P$  gleich der Fläche  $CBB'E'$  weniger der Fläche  $AA'C$  multipliziert mit  $b$  sein. Setzen wir  $P = m_1 b h D$ , so ergibt sich

$$m_1 D h = \frac{D + D_0}{2} (a_2 - c_2) + \frac{1}{2} D_0 c_2 - \frac{1}{2} Z' a_1.$$

Nun ist aber  $a_2 = h - a_1$ ,  $c_2 = \frac{1}{6} a_2$ ,  $D_0 = \frac{1}{2} D$ . Dies eingesetzt, gibt

$$m_1 h = \frac{2}{3} (h - a_1) - \frac{3 a_1^2}{2 (h - a_1)}$$

oder

$$13. \quad \left(\frac{a_1}{h}\right)^2 + \frac{2(4 - 3m_1)}{5} \frac{a_1}{h} - \frac{2(2 - 3m_1)}{5} = 0.$$

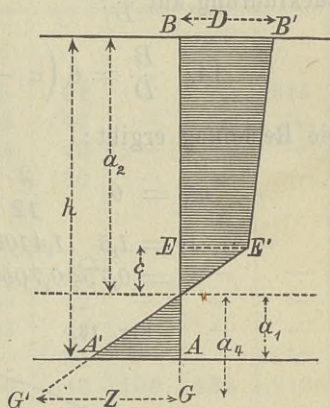
Hiernach ergibt sich für einige Werthe von  $m_1$ :

$m_1 = 0$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{3}{4}$
$a_1 = 0,4$	$0,3440$	$0,2718$	$0,1708$	$0$	$-0,2 \cdot h$ .

Es wird nun ferner  $M + P \left(\frac{1}{2} h - a_1\right)$  gleich der Summe der statischen Momente der Flächen  $AA'C$  und  $CBB'E'$  für den Punkt  $C$  multipliziert mit  $b$ . Dies gibt

$$\begin{aligned} \frac{1}{b} \left[ M + P \left( \frac{1}{2} h - a_1 \right) \right] &= \frac{1}{3} Z' a_1^2 + \frac{1}{3} D_0 c_2^2 \\ &+ \frac{1}{6} D_0 (a_2 - c_2) (a_2 + 2c_2) + \frac{1}{6} D (a_2 - c_2) (2a_2 + c_2). \end{aligned}$$

Fig. 15.



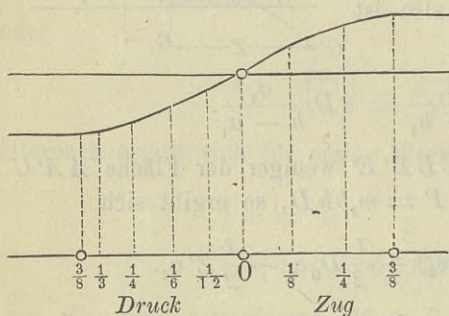
Setzen wir wieder  $B = \frac{P}{bh} + \frac{6M}{bh^2} = m_1 D + \frac{6M}{bh^2}$ ,  $a_1 = \alpha h$ ,  $a_2 = (1-\alpha)h$ ,  
 $c_2 = \frac{1}{6} a_2 = \frac{1}{6} (1-\alpha)h$ ,  $D_0 = \frac{1}{2} D$ ,  $Z' = 3D \frac{a_1}{h-\alpha_1}$ , so gibt die  
 Rückführung auf  $\frac{B}{D}$ :

$$14. \quad \frac{B}{D} = 6 \left( \alpha - \frac{1}{3} \right) m_1 + \frac{6\alpha^3}{1-\alpha} + \frac{43}{18} (1-\alpha)^2.$$

Die Rechnung ergibt:

$m_1 = 0$	$\frac{2}{12}$	$\frac{4}{12}$	$\frac{6}{12}$	$\frac{8}{12}$	$\frac{9}{12}$
$B = 1,5$	1,4109	1,3091	1,1910	1,0556	1 . D
	= 0,75	0,7054	0,6546	0,5955	0,5278 0,5 . Z.

Fig. 16.



Ist  $m_1 > \frac{3}{4}$ , so wird die Spannung im ganzen Querschnitte durch eine einzige Gerade dargestellt und dann ergibt sich  $B = D$ .

In Fig. 16 ist hiernach der Werth von  $B$  für verschiedene Werthe von  $P$  grafisch dargestellt. Man kann in Uebereinstimmung hiermit hinreichend genau  $B$  nach der Regel bestimmen:

$$15. \quad \begin{cases} \text{Zug: } B = (0,75 + 0,7m) Z = 0,75Z + 0,7 \frac{P}{bh}, \\ \text{Druck: } B = (1,50 - 1,4m_1) D = 1,50D - 1,4 \frac{P}{bh}. \end{cases}$$

Für  $m > 0,36$ ,  $m_1 > 0,36$  würde bezüglich  $B = Z$ ,  $B = D$  anzunehmen sein.

**§. 14. Schubfestigkeit.** Ueber die Schub- oder Scheerfestigkeit des Holzes, welche bei den Baukonstruktionen eine sehr wichtige Rolle spielt, sind erst in neuerer Zeit eingehendere Versuche angestellt worden. Die Resultate derselben sind in folgender Tabelle zusammengestellt:

Holzarten und Beobachter, bezügl. Autor*)	Anzahl d. Ver- suche	Schubfestigkeit in Kilogr. pro □ <sup>cm</sup>					
		parallel zu den Fasern			senkrecht zu den Fasern		
		Min.	Max.	Mittel	Min.	Max.	Mittel
<b>Kiefer.</b>							
Mikolaschek . . . . .	—	—	—	31	—	—	214
Rankine*) . . . . .	—	35	56	46	—	—	—
Bauschinger . . . . .	96	30	65	49	—	—	—
Tetmajer . . . . .	12	—	—	60	—	—	—
<b>Fichte.</b>							
Jenny . . . . .	35	29	51	41	—	—	—
Rankine*) . . . . .	—	—	—	42	—	—	—
Bauschinger . . . . .	288	23	103	42	—	—	—
Mikolaschek . . . . .	—	—	—	51	—	—	259
Bauschinger . . . . .	94	30	60	48	200	230	219
Tetmajer . . . . .	81	53	77	67	—	—	—
<b>Tanne.</b>							
Mikolaschek . . . . .	—	—	—	31	—	—	273
Jenny . . . . .	26	32	51	40	—	—	—
Barlow . . . . .	?	—	—	42	—	—	—
Karmarsch . . . . .	33	42	50	45	—	—	68
Vose*) . . . . .	—	35	70	52	—	—	—
Tetmajer . . . . .	81	46	75	63	—	—	—
<b>Lärche.</b>							
Mikolaschek . . . . .	—	—	—	43	—	—	247
Jenny . . . . .	6	48	63	56	—	—	—
Tetmajer . . . . .	30	57	81	72	—	—	—
Rankine*) . . . . .	—	68	120	94	—	—	—
<b>Eiche.</b>							
Tetmajer . . . . .	12	71	80	75	—	—	—
Karmarsch . . . . .	?	61	97	80	—	—	91
Mikolaschek . . . . .	—	—	—	81	—	—	270
Bevan . . . . .	?	—	—	—	—	—	148
Rankine*) . . . . .	—	—	—	162	—	—	—
Vose*) . . . . .	—	—	—	162	—	—	281
<b>Buche.</b>							
Karmarsch . . . . .	?	66	68	67	—	—	95
Jenny . . . . .	4	66	78	72	—	—	—
Mikolaschek . . . . .	—	—	—	81	—	—	391
Tetmajer . . . . .	6	—	—	85	—	—	—

Die Versuche von Bevan und Karmarsch wurden durch Ausreissen von Holzschrauben angestellt. Im Mittel ergibt sich nach den angegebenen Versuchen die Schubfestigkeit parallel zu den Fasern bezüglich 47, 51, 44, 57, 79, 76, im Mittel für Nadelholz 50, für Lanbholz 77 Klgr. pro  $\square^{\text{cm}}$ . Die Schubfestigkeit senkrecht zu den Fasern erhielt Mikolaschek durchschnittlich beim Nadelholze 6,5-, beim Eichenholze 3,3-, beim Buchenholze 4,8mal, Bauschinger beim Fichtenholze 4,6mal so gross; Karmarsch erhielt dieselbe allerdings bedeutend kleiner, jedoch sind die auf dem Ausreissen von Holzschrauben beruhenden Versuchsergebnisse zu unzuverlässig.

### §. 15. Zusammenstellung der Festigkeitskoeffizienten.

Nach den mitgetheilten Zahlen sind die Koeffizienten für Nadelhölzer sehr wenig variabel, so dass es genügt, einen gemeinschaftlichen Mittelwerth aufzustellen. Wenn wir die Beziehungen  $D = \frac{1}{2}Z$ ,  $B = \frac{3}{4}Z$  benützen, so ergeben sich aus den in §. 9 bis 12 mitgetheilten Versuchsergebnissen die folgenden Mittelwerthe für Nadel- und Eichenholz:

Beanspruchungsweise	Nadelholz	Eichenholz
Koeffizient der		
Zugfestigkeit $Z =$ . . . . .	<b>780</b>	<b>920</b>
Druckfestigkeit $D =$ . . . . .	<b>390</b>	<b>460</b>
Biegungsfestigkeit $B =$ . . . . .	<b>585</b>	<b>690</b>
Schubfestigkeit parallel zu den Fasern $S =$ . .	<b>50</b>	<b>77</b>
„ senkrecht zu den Fasern $S_1 =$ .	<b>250</b>	<b>250</b>
	Klgr. pro $\square^{\text{cm}}$	

In speziellen Fällen kann indess die Festigkeit wesentlich von diesen Zahlen abweichen. Besonders gutes Holz kann eine bis 60 Prozent grössere, ein schlechtes Holz eine bis 50 Prozent kleinere Festigkeit zeigen.

§. 16. Knickfestigkeit bei centraler Kraftwirkung. Hinsichtlich der Knickfestigkeit können wir die nöthigen Konstanten nicht angeben, ohne auf die Formeln selbst einzugehen. Wir unterscheiden folgende Fälle:

1. **Bewegliche Enden.** Wir nehmen an, dass die Enden frei (gelenkartig) beweglich sind, und dass der Druck genau in dem Schwerpunkte der Endflächen angreife. Es lässt sich diese Bedingung z. B. erreichen, wenn man die Enden der Säule mit eisernen Schuhen versieht und den Druck durch eine kleine centrale Fläche, z. B. einen Gelenkbolzen,

überträgt. Ist  $P$  die Kraft, welche den Bruch herbeiführt, und zwar  $P_1$  die Kraft, welche den Stab zerdrückt,  $P_2$  die Kraft, welche den Stab zerknickt,  $F$  die Querschnittsfläche,  $I$  das kleinste Trägheitsmoment des Querschnittes für eine Schweraxe,  $l$  die Länge des Stabes, so ist

$$16. \quad P_1 = DF, \quad P_2 = \frac{\pi^2 EI}{l^2} = 9,870 \frac{EI}{l^2}.$$

Von diesen beiden Werthen ist der kleinere beizubehalten. Ist  $l_1$  die Länge, für welche  $P_1 = P_2$  wird, so ist, wenn  $r$  den Trägheitsradius des Querschnittes bezeichnet, also  $I = Fr^2$  ist,

$$17. \quad \frac{Fl^2}{I} = \frac{l^2}{r^2} = \frac{\pi^2 E}{D}.$$

Für kleinere  $l$  ist  $P_1$ , für grössere  $P_2$  massgebend. Erfahrungsgemäss wird indess auch schon die Kraft  $P_1$ , welche die Säule zerdrückt, etwas kleiner, wenn die Länge der Säule wächst, indem das seitliche Ausweichen der Fasern beim Stauchen erleichtert wird, und weil die Schwerpunkte der einzelnen Querschnitte nicht genau auf einer Geraden, sondern auf einer Kurve liegen werden. Es scheint daher zulässig, für alle Längen eine einzige Formel anzuwenden. Soll dieselbe für sehr kleine Längen den Werth  $DF$ , für grosse Längen den Werth  $\frac{\pi^2 EI}{l^2}$  geben, so muss sie die Form

$$18. \quad P = \frac{DF}{1 + C \frac{Fl^2}{I}} = \frac{DF}{1 + C \left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

haben, welche unter dem Namen Rankine's Formel bekannt ist. Für  $l = 0$  gibt diese Formel immer  $P = DF$ . Soll sie für unendlich grosse Längen in  $P = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$  übergehen, so müsste

$$19. \quad C = \frac{D}{E\pi^2}$$

sein. Setzen wir im Mittel  $D = 425$ ,  $E = 110000$ , so würde  $C = 0,0004$ . Indess würde alsdann für die gewöhnlich vorkommenden Längen  $P$  zu klein. Es gibt die Formel 5 bei quadratischem Querschnitte, wenn die Länge ungefähr gleich der 30fachen Dicke ist, mit der ersten der Formeln 3 übereinstimmende Werthe, wenn man  $C = 0,0003$  annimmt. Wir wollen daher

$$20. \quad P = \frac{DF}{1 + 0,0003 \left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

setzen. Für den rechteckigen Querschnitt mit der Breite  $b$  und Höhe  $h$ , wobei  $h < b$  ist und für den kreisförmigen Querschnitt mit dem Durchmesser  $d$  wird:

$$21. \text{ Rechteck: } P = \frac{DFh^2}{h^2 + 0,0036l^2}$$

$$22. \text{ Kreis: } P = \frac{DFd^2}{d^2 + 0,0048l^2}$$

Für  $l = 0 \ 10 \ 20 \ 30 \ 40 \ 50$ .  $h$  oder  $.d$  wird hiernach bezüglich für das Rechteck  $P = 1, 0,735 \ 0,410 \ 0,236 \ 0,148 \ 0,100$ .  $DF$ , für den Kreis  $P = 1 \ 0,676 \ 0,343 \ 0,188 \ 0,115 \ 0,077$ .  $DF$ , während sich nach den rein theoretischen Formeln 15 für das Rechteck  $P = 1 \ 1 \ 0,521 \ 0,231 \ 0,133 \ 0,083$ .  $DF$ , für den Kreis  $P = 1 \ 1 \ 0,391 \ 0,174 \ 0,098 \ 0,063$ .  $DF$  ergibt.

**2. Eingespannte Enden.** Wenn beide Enden des Stabes als derart eingespannt anzusehen sind, dass sich die Richtung der Axe an den Enden nicht ändern kann, so ist in den vorigen Formeln  $\frac{1}{2}l$  für  $l$  oder  $\frac{1}{4}l^2$  für  $l^2$  zu setzen.

**3. Ein eingespanntes Ende.** Wenn das eine Ende  $A$  so eingespannt ist, dass sich die Richtung der Axe an diesem Ende nicht ändern kann, während das andere Ende  $B$  sich nur in der ursprünglichen Axe bewegen kann und die Axialkraft in diesem Ende genau zentral angreift, so ist in den vorigen Formeln  $0,708l$  für  $l$  oder  $0,5l^2$  für  $l^2$  zu setzen (Winkler's Lehre von der Elastizität und Festigkeit, Prag, 1867, S. 181).

Die zweite der Formeln 16 wurde zuerst von Euler (*Methodus inveniendi lineas curvas maxima minimive proprietate gaudentes, auctore L. Eulero. Additamentum: De curvis elasticis, 1744*) entwickelt und wird deshalb die Euler'sche Formel genannt.

Die wenigen Versuche, welche hierüber angestellt wurden, zeigen eine gute Uebereinstimmung, wenn die Bedingung, dass die Kraft in den Schwerpunkten der Endflächen angreift, möglichst genau erfüllt ist.

Euler zeigte zuerst, dass bei zentraler Wirkung der durch die zweite der Gleichungen 16 bestimmten Kraft Gleichgewicht bei jeder beliebigen Ausbiegung herrsche, dass also auch eine zum Bruche führende Ausbiegung eintreten könne. Vielfach ist dies als Widersinn bezeichnet worden, der es in der That nicht ist. So z. B. sagt Rühlmann in seiner „Geschichte der technischen Mechanik 1885“: „Für die Anwendung im Gebiete der Technik hat die Euler'sche Regel sehr wenig Werth; nebenbei ergibt sich nämlich das Paradoxon, dass bei verschiedenen Krümmungen des Stabes einerlei Kraft erfordert wird. Da es auch später nicht gelang, bessere Resultate zu erzielen, so mussten die rationellen Praktiker zu Versuchen ihre Zuflucht nehmen“. — Lang sagt in der Rigaischen Industriezeitung, 1883: „Mit der Euler'schen Formel lässt sich in der Praxis nichts anfangen u. s. w. In der That gibt die Formel auch keinen Aufschluss über die Spannungen im Stabe und sollte daher aus den Formelsammlungen für den praktischen Konstrukteur ganz verschwinden“.

### §. 17. Knickfestigkeit bei ebenen normalen Endflächen.

Wir setzen jetzt voraus, dass sich der Stab mit ebenen, zur Stabaxe senkrechten Endflächen anstemme. Wenn diese ebenen Endflächen eine Unveränderlichkeit der Richtung der Stabaxe an den Enden sichern würden, so würden die Formeln des Falles 1 im vorigen Paragrafe Giltigkeit

behalten, wenn man  $\frac{1}{2}l$  für  $l$  setzt. Es würde alsdann  $P$  für grössere Längen viermal so gross als in diesem Falle. Allein, da sich das Holz an den Enden verdrückt, so wird die Tragkraft jedenfalls eine kleinere.

Diese Verdrückung entsteht in folgender Weise. Bei nur schwacher Krümmung wird sich der Druck auf die ganze Endfläche vertheilen. Mit zunehmender Krümmung rückt der Druckmittelpunkt  $E$  (Fig. 17) nach der am meisten gedrückten Randfaser  $B$  hin; bei noch mehr zunehmender Krümmung rückt der Druckmittelpunkt  $E$  aus dem sogenannten Kerne des Endquerschnittes  $AB$  heraus und der Druck vertheilt sich dann überhaupt nicht mehr auf die ganze Fläche, sondern nur auf einen Theil  $BF$  derselben. Je länger die Stablänge  $l$  gegen den Trägheitsradius  $r$  ist, desto mehr wird sich  $E$  dem Rande  $B$  nähern. Eine genauere theoretische Behandlung dieses Falles scheidert an dem Umstande, dass das Gesetz der Formänderung des Stabendes für den Fall, dass sich der Druck nur über einen Theil der Endfläche vertheilt, bisher weder theoretisch noch durch Versuche untersucht wurde. Bei sehr grossem Verhältnisse von  $l$  zu  $r$  kann man voraussetzen, dass der Druck genau am Rande  $B$  wirkt (Fig. 18) und dann ist auch die weitere theoretische Behandlung unter der Voraussetzung einer Beanspruchung innerhalb der Elastizitätsgrenze möglich. Ist  $K$  die zulässige Inanspruchnahme für Druck,  $a$  der Abstand der Randfasern vom Schwerpunkte in der Biegeebene,  $k$  die zu  $a$  gehörige Kernweite,  $e$  die Exzentrizität der Axialkraft  $P$  und ist

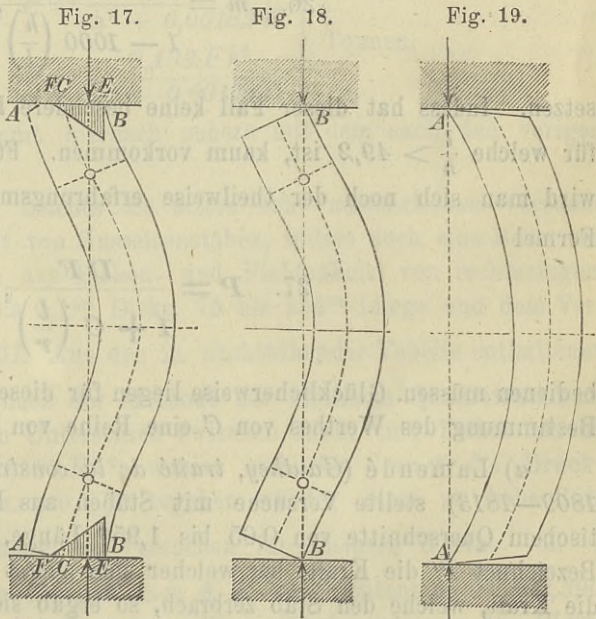
$$\alpha = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{P}{EI}},$$

so ergibt sich

$$23. \quad K = \frac{P}{F} \left( 1 - \frac{e}{k} \sec \alpha \right).$$

Im vorliegenden Falle würde  $e = a$  zu setzen sein. Für den Bruch würde man nur eine genäherte Formel erhalten, wenn man  $D$  für  $K$  setzt. Es ergeben sich hieraus verschiedene Werthe für  $P$ , insbesondere zwei Minimalwerthe; der kleinste Werth

von  $P$  entspricht dem Falle Fig. 19, der indess bei genauem An-



schlusse der Enden an die Lager nicht eintreten kann; der nächste, in der Regel in Betracht kommende Werth entspricht dem Falle Fig. 18. Für diesen Fall ergibt sich  $P'$  grösser, als bei zentraler Druckwirkung.

Setzt man  $P = m \frac{\pi^2 EI}{l^2}$ , so wird

$$24. \quad \left(\frac{l}{r}\right)^2 = \frac{\pi^2 E}{K} m \left(1 - \frac{a}{k} \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{m}\right).$$

Beispielsweise wird für  $E = 110$ ,  $K = 0,44$  und für den rechteckigen Querschnitt mit der Höhe  $h$ , also für  $a = \frac{1}{2}h$ ,  $k = \frac{1}{6}h$ :

$$25. \quad \left(\frac{l}{h}\right)^2 = 205 m \left(1 - 3 \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{m}\right).$$

Hiernach kann dieser Fall überhaupt nur eintreten, wenn  $\frac{l}{h} > 49,2$  ist, da sich für kleinere Verhältnisse  $m$  imaginär ergibt. Wenn  $\frac{l}{h}$  unendlich gross ist, so muss  $\sec \frac{\pi}{2} \sqrt{m} = -\infty$ , also  $m = 1$  werden. In diesem Falle gibt also die zweite der Formeln 16 richtige Werthe.

Nach der Formel 24 ergeben sich für jeden Werth von  $\frac{l}{h}$  zwei verschiedene Werthe von  $m$ . Behält man nur den kleineren bei, so kann man annähernd

$$26. \quad m = \frac{1}{1 - 1000 \left(\frac{h}{l}\right)^2}$$

setzen. Indess hat dieser Fall keine besondere Bedeutung, weil Hölzer, für welche  $\frac{l}{h} > 49,2$  ist, kaum vorkommen. Für kleinere Verhältnisse wird man sich noch der theilweise erfahrungsmässigen Rankine'schen Formel

$$27. \quad P = \frac{DF}{1 + C \left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

bedienen müssen. Glücklicherweise liegen für diesen Fall zur annähernden Bestimmung des Werthes von  $C$  eine Reihe von Versuchen vor.

a) Lamendé (*Gauthey, traité de la construction des ponts, Paris, 1809—1813*) stellte Versuche mit Stäben aus Eichenholz mit quadratischem Querschnitte von 0,65 bis 1,95<sup>m</sup> Länge, 5 bis 11<sup>cm</sup> Breite an. Bezeichnet  $P'$  die Kraft, bei welcher sich zuerst eine Biegung zeigte,  $P$  die Kraft, welche den Stab zerbrach, so ergab sich:

$l =$	6	8	12	16	18	24	36	$\cdot b$	
$P' =$	0,255	0,236	0,193	0,141	0,091	0,083	0,045	$\cdot b^2$	}
$=$	9,2	15,1	28,8	36,1	29,4	49,3	58,8	$\cdot \frac{b^4}{l^2}$	
$P =$	0,384	0,353	0,241	0,251	0,259	0,186	0,122	$\cdot b^2$	
$=$	13,8	22,6	49,1	64,3	83,9	107,4	158,1	$\cdot \frac{b^4}{l^2}$	

Diese Resultate lassen sich annähernd ausdrücken durch die Formeln:

$$P' = \frac{0,33 F h^2}{h^2 + 0,0056 l^2}, \quad P = \frac{0,41 F h^2}{h^2 + 0,00194 l^2}.$$

b) Rondelet (*art de bâtir, Paris, 1812—1817*) machte Versuche mit Hölzern von quadratischem Querschnitte von 2,54<sup>cm</sup> Seite und 2,5 bis 91<sup>cm</sup> Länge. Er fand folgende Resultate:

Länge: $l =$	1	12	24	36	$\cdot b$	
Tanne: $P =$	0,530	0,447	0,241	0,158	$\cdot b^2$	}
$=$	0,53	64,4	138,8	204,8	$\cdot \frac{b^4}{l^2}$	
Eiche: $P =$	0,447	0,374	0,205	0,152	$\cdot b^2$	
$=$	0,45	53,9	118,1	197,0	$\cdot \frac{b^4}{l^2}$	

Diese Resultate lassen sich annähernd ausdrücken durch die Formeln:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Tanne: } P = \frac{0,505 F h^2}{h^2 + 0,00182 l^2} \\ \text{Eiche: } P = \frac{0,433 F h^2}{h^2 + 0,00150 l^2} \end{array} \right\} \text{Tonnen.}$$

Der Werth von  $C$  stimmt hiernach nahezu mit dem nach den vorigen Versuchen überein.

c) Hodgkinson machte die ersten sehr ausführlichen Versuche über die Knickfestigkeit von Gusseisenstäben, indess auch eine Reihe von Versuchen mit Stäben aus Eichen- und Fichtenholz von rechteckigem Querschnitte mit 2,6 bis 5,1<sup>cm</sup> Dicke, 75 bis 154<sup>cm</sup> Länge und dem Verhältnisse  $\frac{l}{h} = 17$  bis 51. Aus den in nachstehender Tabelle enthaltenen Resultaten ergibt sich nach der Methode der kleinsten Quadratsummen, wenn man dabei keinen Unterschied zwischen Eiche und Fichte macht,  $P(h^2 + 0,0027l^2) = 0,735 F h^2$ , woraus sich für  $l = 0$  die Druckfestigkeit zu 0,735 Ton. pro □<sup>cm</sup> ergeben würde; diese zu hohe Zahl ist wohl durch den Mangel an Versuchen für kleinere Werthe von  $\frac{l}{h}$  entstanden. Wenn man dagegen nach §. 15 für Fichtenholz  $D = 0,390$ , für Eichenholz  $D = 0,460$  Ton. pro □<sup>cm</sup> einführt, und nur den Werth von  $C$  bestimmt, so ergeben sich folgende Resultate:

Material	$\frac{l}{h}$	$\frac{P}{F}$	$12C$	Material	$\frac{l}{h}$	$\frac{P}{F}$	$12C$
Eiche	17,0	0,302	0,00181	Eiche	30,7	0,236	0,00101
"	17,3	0,329	0,00134	"	34,6	0,222	0,00090
"	27,4	0,212	0,00156	Fichte	40,9	0,135	0,00114
Fichte	29,0	0,218	0,00094	Eiche	45,2	0,121	0,00137
"	29,0	0,204	0,00109	"	45,2	0,121	0,00137
Eiche	30,7	0,252	0,00088	"	45,2	0,114	0,00149
"	30,7	0,252	0,00088	Fichte	50,6	0,077	0,00160

Als Mittelwerth ergibt sich hieraus

$$12C = 0,00124, \quad C = 0,000103.$$

Hodgkinson selbst leitet aus seinen Versuchen für grössere Längen die Regel:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Nadelholz: } P = 177 F \left(\frac{h}{l}\right)^2 \\ \text{Eichenholz: } P = 243 F \left(\frac{h}{l}\right)^2 \end{array} \right\} \text{Tonnen}$$

ab, und setzt für kleinere Längen

$$28. \quad P = \frac{P_0 P_1}{P_1 + \frac{3}{4} P_0},$$

wenn  $P_0$  die Druckfestigkeit, d. i.  $DF$  und  $P_1$  die Knickfestigkeit für grosse Längen bezeichnet.

d) Girard (*traité analytique de la résistance des solides, Paris, 1798*) machte Versuche mit Stäben von Eichenholz rechteckigen Querschnittes mit 1,95 bis 2,60<sup>m</sup> Länge, 12 bis 19<sup>cm</sup> Breite, 10 bis 16<sup>cm</sup> Dicke; das Verhältniss  $\frac{l}{h}$  betrug 19 bis 25; durchschnittlich 22. Es ergab sich

$$\left. \begin{array}{l} P = 0,057 \text{ bis } 0,108, \text{ im Mittel } 0,083 \cdot bh \\ = 21 \text{ " } 52, \text{ " } \text{ " } 41 \cdot \frac{bh^3}{l^2} \\ P = 0,172 \text{ " } 0,247, \text{ " } \text{ " } 0,195 \cdot bh \\ = 65 \text{ " } 148, \text{ " } \text{ " } 95 \cdot \frac{bh^3}{l^2} \end{array} \right\} \text{Tonnen,}$$

während nach den Versuchen von Hodgkinson, Rondelet und Lamendé für  $l = 22h$  bezüglich  $P = 0,28bh$ ,  $0,25bh$ ,  $0,22bh$  wird, so dass wesentliche Unterschiede dieser vier Versuchsreihen nicht vorkommen.

e) Aubry (*mémoire sur différentes questions de la science des constructions*) hat drei Versuche mit Eichenholzstäben rechteckigen Querschnittes angestellt. Die Versuche gaben:

$$\begin{array}{r}
 b = 2,54^{\text{cm}}, \quad l = 18b. P = 242^{\text{kg}} = 37,5b^2, \quad P = 290^{\text{kg}} = 44,5b^2 \\
 1,27 \quad 36b \quad 36 = 22,0b^2, \quad 93 = 58,0b^2 \\
 1,27 \quad 72b \quad 9 = 5,6b^2, \quad 25 = 15,0b^2,
 \end{array}$$

während nach den Versuchen von Hodgkinson, Rondelet und Lamendé durchschnittlich bezüglich  $P = 290 \text{ } 141 \text{ } 84 \cdot b^2$  Klgr. wird, so dass die Versuche von Aubry ganz wesentliche Abweichungen zeigen. Wir wollen dieselben deshalb nicht weiter in Rücksicht ziehen.

f) Brereton. Versuche mit Kiefer- und Fichtenhölzern von  $30^{\text{cm}}$  im Quadrate und 3 bis  $12^{\text{m}}$  Länge. Es ergab sich:

$$\begin{array}{r}
 \text{Länge } l = 10 \quad 15 \quad 20 \quad 25 \quad 30 \quad 35 \quad 40 \quad 45 \quad 50 \cdot b \\
 P = 0,132 \quad 0,130 \quad 0,127 \quad 0,110 \quad 0,099 \quad 0,092 \quad 0,088 \quad 0,085 \quad 0,082b^2.
 \end{array}$$

Hieraus folgt ungefähr die Regel

$$P = \frac{0,140b^4}{b^2 + 0,00035l^2},$$

die indess ebenfalls bedeutend von den Formeln der übrigen Autoren abweicht, so dass wir auch diese Versuche nicht in Rücksicht ziehen wollen.

g) Tetmajer machte Versuche mit prismatischen Stäben aus Kiefer, Fichte, Tanne, Lärche, Eiche und Buche mit 10, 50, 150 und  $200^{\text{cm}}$  Länge, 9,6 bis  $10,0^{\text{cm}}$  Dicke. Er fand dabei, dass der Einfluss der Lagerungsverhältnisse durch die Materialbeschaffenheit fast völlig verdeckt wurde. Die Zerstörung ging stets in der Nähe der Astknoten vor sich und bestand in einem Ineinanderschieben der Fasern; eine Zerstörung durch Zerreißen wurde nie beobachtet.

Durchschnittlich ergaben sich die folgenden Resultate:

$$\begin{array}{r}
 l = 0 \quad 5 \quad 10 \quad 15 \quad 20 \\
 P = 1 \quad 1,04 \quad 1,27 \quad 1,30 \quad 1,32 \text{ } Dbh \\
 C = - \quad 0,00013 \quad 0,00023 \quad 0,00011 \quad 0,000067,
 \end{array}$$

woraus Tetmajer schliesst, dass die Formel mit konstantem  $C$  überhaupt nicht anwendbar sei.

h) Bauschinger machte ausser Druckversuchen auch sechs Zerknickungsversuche mit prismatischen Stäben aus Fichtenholz von 200 bis  $250^{\text{cm}}$  Länge, 11,5 bis  $12,0^{\text{cm}}$  Dicke. Das Verhältniss  $\frac{l}{h}$  schwankt zwischen 18,0 und 20,9 und war durchschnittlich 19,5. Es ergab sich  $C = 0,000022$  bis  $0,000119$ , durchschnittlich  $= 0,00006$  oder  $P = 1,10$  bis  $1,54 \text{ } Dbh$ , durchschnittlich  $P = 1,27 \text{ } Dbh$ , was von dem Tetmajer'schen Resultate nicht sehr viel abweicht.

Nach den Versuchen von Hodgkinson, Rondelet und Lamendé kann durchschnittlich

$$29. \quad P = \frac{DF}{1 + 0,00013 \left(\frac{l}{r}\right)^2}$$

gesetzt werden. Hiernach wird speziell für den rechteckigen und kreisförmigen Querschnitt:

$$30. \quad \begin{cases} \text{Rechteck: } P = \frac{DFh^2}{h^2 + 0,0016l^2}, \\ \text{Kreis: } P = \frac{DFd^2}{d^2 + 0,0021l^2}. \end{cases}$$

Aus den Versuchsergebnissen von Tetmajer ergibt sich als Näherungsregel für kleine und grosse Längen:

$$31. \quad \begin{cases} l < 35r: P = \frac{DF}{1 + 0,00023 \left(\frac{l}{r}\right)^2} \\ l > 35r: P = \frac{DF}{1,25 + 0,000014 \left(\frac{l}{r}\right)^2} \end{cases}$$

und für den rechteckigen Querschnitt:

$$32. \quad \begin{cases} l < 10h: P = \frac{DFh^2}{h^2 + 0,0027l^2} \\ l > 10h: P = \frac{DFh^2}{1,25h^2 + 0,00017l^2}. \end{cases}$$

Hiernach ergibt sich beispielsweise für den rechteckigen Querschnitt nach Regel 30 und 31:

	$l = 0$	5	10	12,5	15	20	25	30 . h,
Nach Regel 30:	$DF = 1$	1,04	1,17	1,28	1,38	1,68	2,06	2,53 . P,
Nach Regel 31:	$DF = 1$	1,07	1,27	1,28	1,30	1,32	1,37	1,40 . P.

Hiernach finden für grössere Längen (etwa  $l > 18h$ ) ziemlich grosse Abweichungen statt, so dass weitere Versuche sehr erwünscht sind. Jedenfalls darf man, den Versuchen entsprechend, die Regeln 30 nicht für  $l > 170r$  oder  $l > 50h$  und die Regeln 31 nicht für  $l > 80r$  oder  $l > 24h$  anwenden.

**§. 18. Knickfestigkeit bei verschiedenen Endbefestigungen.** Ausser einer Anstimmung mit ebenen normalen Endflächen kommen verschiedene andere Anstimmungen vor, die eine genaue theoretische Behandlung ebensowenig oder noch weniger zulassen, mit denen man also ebenfalls hauptsächlich auf Versuche angewiesen ist. Leider liegen solche Versuche noch weniger vor, als für die Anstimmung mit ebener normaler Endfläche. Besonders wichtig ist die Anstimmung mittels einfacher oder mehrfacher Versatzung.

Wenn bei der einfachen Versatzung in Folge ungenauer Bearbeitung ein Klaffen bei  $B, B$  (Fig. 20) stattfindet, so wird sich der Druck  $P$  bei  $A, A$  übertragen. Durch die hierdurch erzeugte Krümmung des

Stabes schliesst sich die Fuge; bei fortgesetzter Krümmung entsteht in der Fuge  $AB$ ,  $AB$  eine von  $B$ ,  $B$  nach  $A$ ,  $A$  abnehmender Druck und ein Druck in  $B$ ,  $B$ ; es kann aber bei fortgesetzter Krümmung in  $A$ ,  $A$  kein Klaffen entstehen, weil alsdann sogleich ein Gleiten des Stabes längs der Fugen  $BA$ ,  $BA$  auftreten und sodann in  $A$ ,  $A$  wieder ein Druck entstehen würde. Es wird sonach hier die Resultante des auf die Endfläche wirkenden Druckes nicht durch  $B$  gehen können (wie in Fig. 18), sondern mehr zentral wirken, so dass sich dieser Fall mehr dem Falle mit zentraler Kraftwirkung nähern wird. Wenn dagegen eine ganz genaue Bearbeitung vorhanden ist, so ist die Krümmung des Stabes in Folge der durch den Druck entstehenden Verkürzung der Theile  $AC$  und  $AC$  die entgegengesetzte, wie im vorigen Falle. Bei fort-

gesetzter Krümmung wird sich dann der Druck mehr in  $B$ ,  $B$  konzentriren und schliesslich wird dieselbe Wirkung eintreten, wie bei ebenen Endflächen in Fig. 18. Dasselbe wird auch dann eintreten, wenn Anfangs in Folge ungenauer Bearbeitung ein Klaffen bei  $B$  stattfindet. Wenn an einem Ende ein Klaffen bei  $A$ , am anderen bei  $B$  stattfindet, so wird Anfangs eine wellenförmige Biegung ent-

stehen, was gegenüber der Ausbiegung nach einer Seite eine Vergrößerung der Knickfestigkeit zur Folge hat. Ebenso kann bei der Form Fig. 22 je nach der Genauigkeit der Bearbeitung eine wellenförmige oder einseitige Ausbiegung entstehen. Auch die Formänderung der Hölzer, gegen welche sich der Stab durch Versatzungen stemmt, wird natürlich einen Einfluss ausüben müssen.

So lange für derartige Anstimmungsweisen ohne eisernen Schuh oder mit solchem Versuche nicht vorliegen, wird man sich, eine verhältnissmässig gute Bearbeitung vorausgesetzt, wohl immer noch am besten der für die ebene normale Endfläche aufgestellten Regeln bedienen.

Fig. 20.

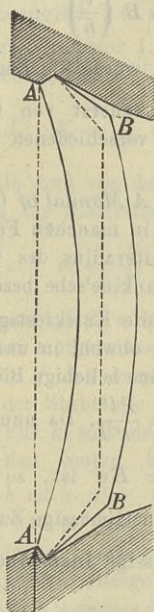


Fig. 21.

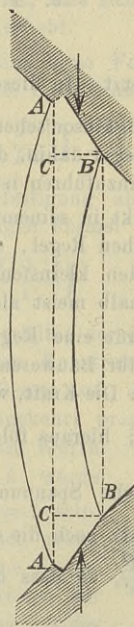
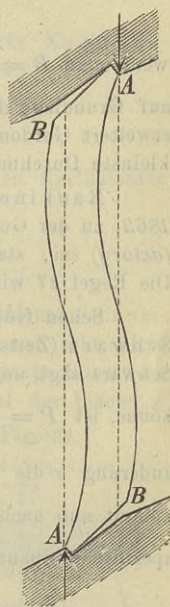


Fig. 22.



Zuerst hat wohl Hodgkinson (*Philosophical transactions*, 1840) versucht, eine Formel aufzustellen, welche mit den Resultanten seiner eigenen Versuche und denen Lamandé's eine bessere Uebereinstimmung zeigt, als die Euler'sche Formel; für sehr lange Holzstäbe mit rechteckigem Querschnitte wendet er die Euler'sche Regel in der Form

$$a. P = AF \left( \frac{h}{l} \right)^2$$

an, indem er statt des Faktors  $\frac{1}{\pi^2} \pi^2 E$  einen durch Zerknickungsversuche zu bestimmenden Koeffizienten  $A$  einführt (nur für Stäbe aus Eisen sucht er durch Aenderung der Exponenten eine bessere Uebereinstimmung mit den Versuchsergebnissen herbeizuführen). Für kurze Stäbe findet er durch eine allerdings wenig strenge Schlussfolgerung, indem er sich den Stab in zwei Theile zerlegt denkt, von denen der eine durch Zerdrücken, der andere durch reines Zerknicken zerbricht, die Regel 28. Setzt man in dieser Regel  $P_0 = DF$ ,  $P_1 = AF \left( \frac{h}{l} \right)^2$ , so erhält man die Regel

$$b. P = \frac{DF}{1 + B \left( \frac{l}{h} \right)^2},$$

wenn man  $B = \frac{3D}{4A}$  setzt. In dieser Form wurde die Regel für die Knickfestigkeit auf Grundlage der Hodgkinson'schen Arbeit zuerst von Gordon aufgestellt; nur erweitert Gordon die Regel dahin, dass bei verschiedenen Querschnitten statt  $h$  der kleinste Durchmesser einzuführen ist.

Rankine bemerkt in seinem Werke *A Manual of Civil Engineering*, London, 1862, zu der Gordon'schen Regel, dass es in manchen Fällen richtiger (*more satisfactory*) sei, statt  $h$  den kleinsten Trägheitsradius des Querschnittes einzuführen. Die Regel 27 wird deshalb meist als die Rankine'sche bezeichnet.

Schon früher wurde eine Regel für die Knickfestigkeit in dieser Form von Schwarz (*Zeitschrift für Bauwesen*, 1854), obwohl in unrichtiger Weise entwickelt. Schwarz sagt ungefähr: Die Kraft, welche eine beliebige Biegung des Stabes erzeugen könne, ist  $P = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$ ; hieraus folgt  $E = \frac{Pl^2}{\pi^2 I}$ . Da nun bei der relativen Längen-

änderung  $\sigma$  die spezifische Spannung  $N = E\sigma$  ist, so wird  $N = \frac{Pl^2\sigma}{\pi^2 I}$ . Hierzu kommt nun nach Schwarz noch die durch gleichmässige Zusammendrückung erzeugte spezifische Spannung  $\frac{P}{F}$ , so dass die zulässige Inanspruchnahme  $K = \frac{P}{F} + \frac{Pl^2\sigma}{\pi^2 I}$

zu setzen ist. Setzt man hierin  $\sigma = \frac{K}{E}$  und reduzirt auf  $P$ , so erhält man

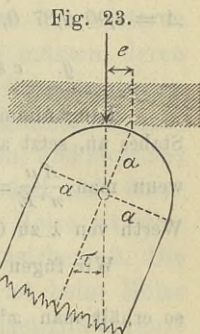
$$c. P = \frac{KF}{1 + \frac{K}{\pi^2 E} \frac{Pl^2}{I}} = \frac{KF}{1 + \frac{K}{\pi^2 E} \left( \frac{l}{r} \right)^2}.$$

Richtig ist dieser Beweis nur für  $l = \infty$  und  $l = 0$ .

Von mir (*Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit*, Prag, 1867) wurde deshalb die Formel 27 auch nur einigermassen durch den Umstand begründet, dass diese Formel sowohl für sehr kurze, als für sehr grosse Längen mit den hier theoretisch richtigen Formeln 16 übereinstimme.

Scheffler (*Theorie der Festigkeit gegen das Zerknicken*, Braunschweig, 1858) nimmt eine exzentrische Kraftwirkung an, entwickelt hiernach zunächst die Formel 23 und sucht nun diese Formel mit den Resultaten der Hodgkinson'schen Versuche

durch die Wahl der Exzentrizität  $e$  zu bringen. Er nimmt hierzu zunächst die Enden mit einem Radius  $= a$  abgerundet an (Fig. 23); alsdann ist  $e = a \sin \tau$ , wenn  $\tau$  den Winkel bezeichnet, welcher an den Enden die Tangente an die Axe mit Krafrichtung bildet. Aus der Gleichung der elastischen Linie findet er  $\tan \tau = ek \tan \frac{1}{2} kl$ , wenn  $k^2 = \frac{F}{EI}$  ist. Da die Elimination von  $\tau$  für  $e$  einen zu



verwickelten Ausdruck liefert, setzt er annähernd  $e = a \sin \frac{1}{2} kl$ , da diese Gleichung richtige Werthe für  $l = 0$  ( $\tau = 0$ ,  $e = 0$ ) und für  $\frac{1}{2} kl = \frac{1}{2} \pi$  ( $\tau = \frac{1}{2} \pi$ ,  $e = a$ ) liefert. Um nun diesen Ausdruck für  $e$  auch passend für andere Formen der Stabenden zu machen, setzt er  $e = \frac{1}{n} a \sin \frac{1}{2} kl$ , worin  $n$  eine durch Ver-

suche zu bestimmende konstante Zahl bedeuten soll. Er findet nun durch Vergleichung mit den Resultaten der Hodgkinson'schen Versuche bei ebenen Endflächen für Fichtenholz  $n = 3$ , für Eichenholz  $n = 6$ . Dies läuft auf die Annahme hinaus, dass die Exzentrizität  $e$  bei ganz kurzen Stäben  $= 0$  ist, dass sich aber mit zunehmender Länge  $e$  allmählig bis auf bezüglich  $\frac{1}{3} a$  und  $\frac{1}{6} a$  erhebt.

In neuester Zeit hat Professor Lang (Eine neue Formel für Knickfestigkeit, Rigaische Industriezeitung, 1883) die folgende Formel aufgestellt:

$$d. \quad K = \frac{P}{F} \left( 1 + \lambda \frac{Pl^2}{Fk^2} \right),$$

worin  $\lambda$  einen vom Materiale und von der Endbefestigung abhängigen Koeffizienten bezeichnet. Lang geht von der theoretisch richtigen Formel

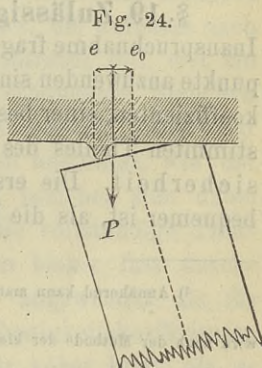
$$e. \quad K = \frac{P}{F} \left( 1 + \frac{f + e}{k} \right)$$

aus, in welcher  $f$  den Biegungspfeil,  $e$  die Exzentrizität der Kraft bedeutet. Er vernachlässigt nun  $e$ , weil  $e$  bei einigermaßen soliden Konstruktionen nur sehr klein bleiben werde und stellt für  $f$  das empirische Gesetz auf, dass  $f$  proportional der Kraft  $P$ , dem Quadrate  $l^2$  der Stablänge und umgekehrt proportional der Fläche  $F$  und der Kernweite  $k$  sei. Für  $k$  soll der kleinste Werth (für ein Rechteck mit den Seiten  $b$  und  $k$  würde  $6k \sqrt{b^2 + k^2} = bh$ , für  $b = h$  also  $6k \sqrt{2} = b$  sein) eingeführt werden. Später hat er die Formel noch weiter in folgender Weise gerechtfertigt: Die anfängliche Exzentrizität der Kraft in Folge von Unregelmässigkeiten der Form sei  $e_0$ . Durch die Verdrückungen der Enden bei der Biegung wird sich die Kraft allmählig nach der anderen Seite verschieben (Fig. 24), und zwar umso mehr, je grösser der Druck wird, so dass man  $e = e_0 - mP$  setzen kann, worin  $m$  einen konstanten Koeffizienten bezeichnet. Für  $e = 0$ , wenn also die Kraft  $P$  ohne Exzentrizität wirkt, muss, der Entwicklung der Euler'schen Regel entsprechend,

$P = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$  sein. Es wird daher  $0 = e_0 - m \frac{\pi^2 EI}{l^2}$  oder  $m = \frac{e_0 l^2}{\pi^2 EI}$ , also

$$f. \quad e = e_0 \left( 1 - \frac{Pl^2}{\pi^2 EI} \right) = - \frac{4\alpha^2 - \pi^2}{\pi^2} e_0.$$

Ferner setzt Lang für Winkel im dritten und vierten Quadranten annähernd  $(4\alpha^2 - \pi^2) \sec \alpha = -4A\alpha^2$ , wenn  $A$  einen konstanten Faktor bezeichnet (genau



würde sich beispielsweise für  $\alpha = 90 \ 120 \ 150 \ 180 \ 210 \ 240 \ 270$  Grad bezüglich  $A = 1,00 \ 0,87 \ 0,74 \ 0,75 \ 0,94 \ 1,72 \ \infty$  ergeben). Sonach würde annähernd

$$g. \quad e \sec \alpha = \frac{4 A \alpha^2 e_0}{\pi^2} = \frac{A e_0 P l^2}{\pi^2 E I} = \frac{A e_0 P l^2}{\pi^2 E F r^2} = \frac{A e_0 P l^2}{\pi^2 E F a k}.$$

Lang nimmt nun den Werth von  $e_0$  proportional der halben Breite  $a$  des Stabes an, setzt also  $e_0 = -\mu a$ . Dies in die Formel 23 eingesetzt, gibt die Formel d, wenn man  $\frac{A \mu}{\pi^2 E} = \lambda$  setzt. Aus den Hodgkinson'schen Versuchen bestimmt er den Werth von  $\lambda$  zu 0,0001 (Centimeter und Tonnen).

Wir fügen noch das Folgende hinzu. Wenn man in Formel d.  $\frac{FK}{P} = x$  setzt, so erhält man  $x^2 - x = \frac{\lambda K l^2}{k^2}$ , also

$$x = \frac{1}{2} \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{4 \lambda K l^2}{k^2}} \right].$$

Hinreichend genau lässt sich dafür setzen <sup>1)</sup>:

$$x = 1 + 0,86 \frac{\lambda K l^2}{k^2}.$$

Für  $\lambda = 0,0001$ ,  $K = 0,09$  und für den rechteckigen Querschnitt, also für  $k = \frac{1}{3} h$  würde hiernach  $\frac{FK}{P} = 1 + 0,00028 \left(\frac{l}{h}\right)^2$ , also

$$P = \frac{KF}{1 + 0,00028 \left(\frac{l}{h}\right)^2},$$

was der Form nach mit der Rankine'schen Regel übereinstimmt. Der wesentlich kleinere Koeffizient rührt daher, dass Lang für  $K$  die etwa zulässige Inanspruchnahme von 0,09 Tonnen pro  $\square_{\text{cm}}$  eingeführt hat. Für den Bruch wird  $K$  etwa 5mal so gross und alsdann ergibt sich 0,0014 statt 0,00028, was mit der Formel 31 ziemlich übereinstimmt.

**§. 19. Zulässige Inanspruchnahme.** Bei der Wahl der zulässigen Inanspruchnahme fragt es sich zunächst, welche der beiden üblichen Gesichtspunkte anzuwenden sind, nämlich die Wahl eines bestimmten Theiles des Grenzkoeffizienten, einer bestimmten Grenzsicherheit oder die Wahl eines bestimmten Theiles des Festigkeitskoeffizienten, einer bestimmten Bruchsicherheit. Die erstere Methode hat den Vortheil, dass sie wesentlich bequemer ist, als die letztere, weil sie der mathematischen Behandlung viel

<sup>1)</sup> Annähernd kann man  $\sqrt{1+x} = 1 + Ax$  setzen. Wenn hierbei  $x$  zwischen 0 und  $m$  variirt, so wird nach der Methode der kleinsten Quadratsumme, d. h. es wird  $\int_0^m (\sqrt{1+x} - 1 - Ax)^2 dx$  zum Minimum für

$$A = \frac{4 + 2(1+m)(3m-2)\sqrt{1+m}}{5m^3} - \frac{3}{2m}.$$

Für  $m = 0, 1, 2, 3, 4, 5$  wird bezüglich  $A = 0,500 \ 0,481 \ 0,389 \ 0,359 \ 0,336 \ 0,318$ . Da  $\frac{4 \lambda K l^2}{k^2}$  etwa zwischen 0 und 1 liegt, so würde hier  $A = 0,4$ , also  $\sqrt{1+x} = 1 + 0,43x$  zu setzen sein. Beispielsweise wird für  $x = 0 \ 0,25 \ 0,50 \ 0,75 \ 1,00$  genau  $\sqrt{1+x} = 1,000 \ 1,118 \ 1,225 \ 1,323 \ 1,414$ , nach der Näherungsregel  $\sqrt{1+x} = 1,000 \ 1,108 \ 1,215 \ 1,323 \ 1,430$ .

zugänglicher ist, da bei dieser Methode nur die auf dem Elastizitätsgesetze beruhenden Regeln in Anwendung kommen, während bei der letzteren Methode die Regeln für den Bruch in Anwendung kommen müssen, deren Aufstellung für die Biegungs- und Knickfestigkeit noch auf Schwierigkeiten stösst. Dennoch muss man doch wohl die Wahl einer bestimmten Bruchsicherheit als die grundsätzlich richtigere Methode anerkennen, und zwar aus folgenden Gründen: 1. Eine bestimmte Elastizitätsgrenze lässt sich überhaupt nicht bei allen Materialien beobachten und beim Holze ist dieselbe wenigstens nach dem in §. 8 Gesagten noch sehr unsicher. 2. Die Bestimmung der Elastizitätsgrenzen für Zug und Druck ist beim Holze schwierig durchzuführen. 3. Ein Ueberschreiten der Elastizitätsgrenze ist im Allgemeinen nicht mit einer Gefahr oder einer Aufhebung des brauchbaren Zustandes des Bauwerkes verbunden, und in der That bestehen viele Bauwerke, bei welchen die Elastizitätsgrenze überschritten ist. 4. Bei Wahl einer bestimmten Grenzsicherheit würde man nach den in §. 15 gemachten Angaben ein wesentlich anderes Verhältniss der Inanspruchnahme für Zug, Druck und Biegung erhalten, als in der Praxis bisher üblich war. 5. Der Uebelstand, dass die für den Bruch giltigen Formeln noch mangelhaft sind, wird sich durch fortgesetzte Versuche jedenfalls beheben lassen.

Indess wird man auch bei grundsätzlicher Annahme einer bestimmten Bruchsicherheit von der Wahl einer gleichen Bruchsicherheit für Zug, Druck und Biegung absehen können. Zunächst erscheint es zulässig, für den Druck einen etwas kleineren Sicherheitsgrad zuzulassen als für Zug, denn 1. haben gewisse Mängel, namentlich Aeste, auf die Zugfestigkeit einen grösseren Einfluss als auf die Druckfestigkeit und 2. wird beim Zerreißen eines wichtigen Theiles der Brücke in der Regel ein Einsturz eintreten, während beim Eintreten desjenigen Druckes, bei welchem nach den in §. 10 aufgestellten Zahlen ein Zerdrücken eintreten soll, erst ein mit einem Zerfasern und seitlichen Ausweichen verbundenes Stauchen eintritt, welches nicht unbedingt einen Einsturz der ganzen Brücke zur Folge hat. Der Begriff des Zerdrückens ist nicht so bestimmt, wie der des Zerreißens; die in §. 10 angegebenen Zahlen beziehen sich dabei meist auf den Beginn des Zerdrückens, nicht auf die vollständige Trennung. In der That hat man bei den Berechnungen bisher fast durchgehends für Druck einen kleineren Sicherheitsgrad angewendet als für Zug, oft allerdings wohl unbewusst, indem man die Festigkeitskoeffizienten für Druck oder den Grenzkoeffizienten für Druck für höher hielt, als er wirklich ist. Wir wollen dementsprechend den Sicherheitsgrad für Druck nur  $\frac{3}{4}$  des Sicherheitsgrades für Zug annehmen. Für die Bruchfestigkeit von Balken mit rechteckigem oder rundem Querschnitte dürfte dementsprechend ein  $\frac{7}{8}$  so grosser Sicherheitsgrad als für Zugfestigkeit anzunehmen sein.

Die Stösse der Fahrzeuge, Reiter und Fussgänger muss man, da es immer noch an hinreichend genauen Theorien und Versuchen fehlt, noch in der Weise berücksichtigen, dass man entweder die zufällige Last in einem bestimmten Verhältnisse (um das  $m$  fache) vermehrt oder die zulässige Inanspruchnahme um so kleiner wählt, je grösser die Stösse sind, also verschieden bei Fussgänger-, Strassen- und Eisenbahnbrücken. Die erstere Methode ist die richtigere, da bei der letzteren die unrichtige Annahme gemacht wird, dass durch die Stösse die vom Eigengewichte erzeugten Spannungen in dem gleichen Verhältnisse vermehrt werden, als die durch die Verkehrslast erzeugten. Wir wollen deshalb die erstere Methode zu Grunde legen. Allerdings müsste hier der Werth von  $m$  bei kleinen Spannweiten grösser genommen werden, als bei grossen; da indess der Einfluss der Spannweite noch sehr unbestimmt ist, muss man wohl bis auf Weiteres  $m$  konstant annehmen. Man wird etwa, bis Versuche oder die Theorie mehr Klarheit geschaffen haben, etwa folgende Zahlen annehmen können:

	Belastung:	mittelbar	unmittelbar
Fussgängerbrücken . . . . .		$m = 0,1$	$m = 0,2$
Strassenbrücken . . . . .		$m = 0,2$	$m = 0,3$
Eisenbahnbrücken für grosse Geschwindigkeit		$m = 0,3$	$m = 0,4$

Bezeichnet man die Spannung für das Eigengewicht mit  $P_0$ , die Maximalspannung eines Theiles für die Verkehrslast mit  $P_1$ , so wird die Querschnittsfläche  $F$  bei der zulässigen Inanspruchnahme  $K_1$

$$33. \quad F = \frac{P_0 + (1 + m)P_1}{K_1}$$

Nach der oben erwähnten gewöhnlichen Methode setzt man  $F = \frac{P_0 + P_1}{K_1}$ . Es ergeben sich nach beiden Methoden gleiche Werthe für  $F$ , wenn man

$$34. \quad K = \frac{P_0 + P_1}{P_0 + (1 + m)P_1} K_1$$

setzt. Man wählt nun  $K_1$  mit Rücksicht auf das oben Gesagte passend nach dem folgenden Sicherheitsgrade:

	Zeitweilige Konstruktionen	Bleibende Konstruktionen	
Zug- und Schubfestigkeit . . . . .	6,5 fache	7,5 fache	Bruchsicherheit
Druckfestigkeit . . . . .	5,0 "	5,5 "	"
Biegungsfestigkeit . . . . .	5,5 "	6,5 "	"

Bei der gewöhnlichen Berechnungsweise würde dies hinsichtlich der Zugfestigkeit für bleibende Strassenbrücken einer 8,3- bis 8,8 fachen, für zeitweilige Strassenbrücken einer 7,2 bis 7,6 fachen, für bleibende Eisenbahnbrücken einer 8,7- bis 9,4 fachen, für zeitweilige Eisenbahnbrücken einer 7,6- bis 8,1 fachen Bruchsicherheit entsprechen.

Nach den in §. 15 mitgetheilten Mittelwerthen für  $Z$ ,  $D$ ,  $B$  und  $S$  kann man hiernach folgende Werthe für  $K_1$  annehmen:

Beanspruchungsweise	Bleibende Konstruktionen		Zeitweilige Konstruktionen	
	Nadelholz	Eichenholz	Nadelholz	Eichenholz
Zugfestigkeit . . . . .	105	120	120	140
Druck- und Knickfestigkeit . . . . .	70	80	80	95
Biegungsfestigkeit für den rechteckigen und kreisförmigen Querschnitt . . . . .	90	105	105	120
Schubfestigkeit, parallel zu den Fasern . . . . .	6	10	7	12
Schubfestigkeit, senkrecht zu den Fasern . . . . .	35	35	40	40

Hierbei ist indess nicht ausgeschlossen, dass in besonderen Fällen, bei denen die Berechnung eine sehr unsichere ist, der Werth von  $K$ , noch kleiner anzunehmen ist.

Eine wiederholte Beanspruchung bewirkt bekanntlich den Bruch leichter, d. h. bei kleinerer Spannung, als eine einmalige oder eine konstante Beanspruchung, wie dies namentlich für Schmiedeeisen und Stahl durch die Versuche Wöhler's festgestellt worden ist. Für Holz liegen zwar derartige Versuche zur Zeit noch nicht vor; es ist aber wohl kein Zweifel, dass eine wiederholte Beanspruchung auch das Holz leichter zum Bruche bringt. Für Eisen wurde nun allerdings durch neuere Versuche von Bauschinger nachgewiesen, dass eine wiederholte Beanspruchung keine Festigkeitsveränderung herbeiführt, wenn die Beanspruchung innerhalb der Elastizitätsgrenze bleibt und nur in demselben Sinne wirkt, also nur in einem Zuge oder nur in einem Drucke besteht. Wenn dies, wie zu erwarten steht, sich auch für das Holz nachweisen lässt, so würde für Konstruktionen, welche nur auf Zug oder Druck beansprucht werden, eine Rücksichtnahme auf die Schwächung durch wiederholte Beanspruchung nicht gerechtfertigt sein, sofern sich voraussetzen lässt, dass eine Ueberschreitung der Elastizitätsgrenze in den Konstruktionen nicht stattfindet. Weitere Erfahrungen hierüber bleiben abzuwarten.

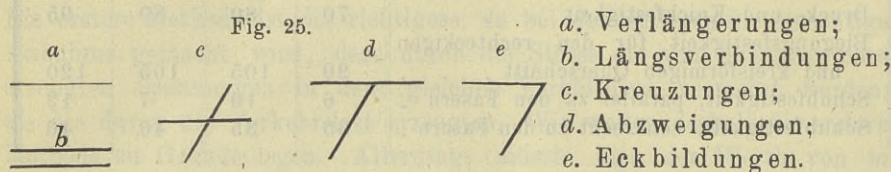
### III. Kapitel.

## Holzverbindungen.

§. 20. Begriff und Eintheilung. Unter einer Holzverbindung (*l'assemblage des bois* — *the joint, the fastening of timbers*) verstehen wir die Vereinigung von zwei oder mehreren Hölzern ohne Zuhilfenahme eines Klebemittels, wie Leim oder Kitt, also nur durch die

den Hölzern zu gebende Form oder durch Zuhilfenahme von eisernen Verbindungstheilen.

Die einfachen Verbindungen zweier Hölzer, welche bei verschiedenen Holzkonstruktionen vorzukommen pflegen, kann man je nach der Lage der Axe beider Hölzer, welche in Fig. 25 dargestellt ist, in folgende Arten eintheilen:



Ausserdem kommen aber eine Reihe von Verbindungen für besondere Zwecke vor, welche an der betreffenden Stelle ihre Besprechung finden werden.

§. 21. **Grundsätze.** Die allgemeinen Grundsätze, welche man bei der Konstruktion von Holzverbindungen zu befolgen hat, sind etwa:

1. Die Verbindung muss den besonderen Eigenschaften des Materiales angepasst werden, z. B. der leichten Bearbeitbarkeit, der verhältnissmässig geringen Schubfestigkeit, dem leichten Anfaulen u. s. w. entsprechend.

2. Die Verbindung muss der Richtung und Grösse der wirksamen Kräfte gemäss angeordnet sein. Es ist indess klar, dass die Wirkung der Verbindungen in dieser Hinsicht nicht allein von der Konstruktion, sondern namentlich auch von der Ausführung, insbesondere hinsichtlich der die Kräfte übertragenden Flächen abhängt.

3. Die Verbindung muss möglichst einfach sein; weniger einfache oder künstliche Verbindungen, wie sie früher sehr häufig angewendet wurden, sind sehr theuer, wenn sie genau gearbeitet sein sollen und setzen sehr geübte Zimmerleute voraus, ohne besondere Vortheile zu gewähren.

4. Da, wo eine Verbindung mit Holz allein nicht oder zu schwer zu erreichen ist, ist Eisen zu Hilfe zu nehmen. In der reichlicheren und sachgemässen Verwendung des Eisens unterscheiden sich unsere jetzigen Verbindungen sehr vortheilhaft von den früher üblichen.

5. Durch die Verbindung soll das Holz möglichst wenig geschwächt werden.

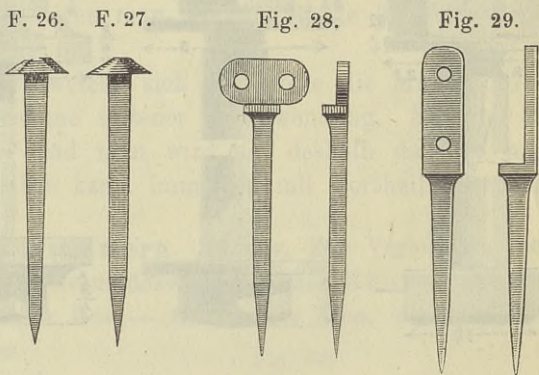
6. Durch die Verbindung sollen keine Räume zum Aufenthalte des Wassers, sogenannte Wassersäcke, entstehen. Besonders vorsichtig muss man in dieser Hinsicht mit Zapfenlöchern sein.

7. Der Luft ist zum Zwecke des Austrocknens möglichst Zutritt zu verschaffen.

8. Unter Umständen soll ein leichtes Auswechseln einzelner Theile möglich sein, da einzelne Theile einer stärkeren Abnützung oder einer schnelleren Zerstörung durch Fäulniss unterworfen sein können.

## A. Eiserne Verbindungstheile.

§. 22. **Nägel und Dübel.** Die Nägel (*le clou — the nail*) wendet man meist nur zur Befestigung dünnerer Hölzer, namentlich der Bretter und Bohlen an, wenn auf die Nägel keine grossen Kräfte wirken, wie beim Bohlenbelage der Brücken, bei der Verschalung von Brückenjochen und Brückenträgern, zur Verbindung von Hölzern zu vorübergehenden Zwecken u. s. w. Ihre Länge wählt man hier gleich der 2- bis 3fachen Dicke des anzunagelnden Theiles. Die Nägel führen je nach der Verwendungsweise verschiedene Namen; am häufigsten finden im Brückenbaue die Brückennägel oder Spitzbolzen, von 12 bis 30<sup>cm</sup> Länge mit quadratischem oder kreisförmigem Querschnitte und achteckigem oder kreisförmigem Kopfe (Fig. 26 und 27) Anwendung, von denen 1000 Stück von der Länge  $l^{cm}$  ungefähr  $0,0145l^3$  Klgr. wiegen. Auch finden die sogenannten Brettnägel von 7 bis 11<sup>cm</sup> Länge mit rechteckigem oder quadratischem Querschnitte im Gewichte von ungefähr  $0,012l^3$  Klgr. pro 1000 Stück Anwendung. Zur Befestigung von Schwellen auf Grundpfählen hat man Nägel mit kreisförmigem Querschnitte bis zu 1<sup>m</sup> Länge und 3<sup>cm</sup> Dicke angewendet.

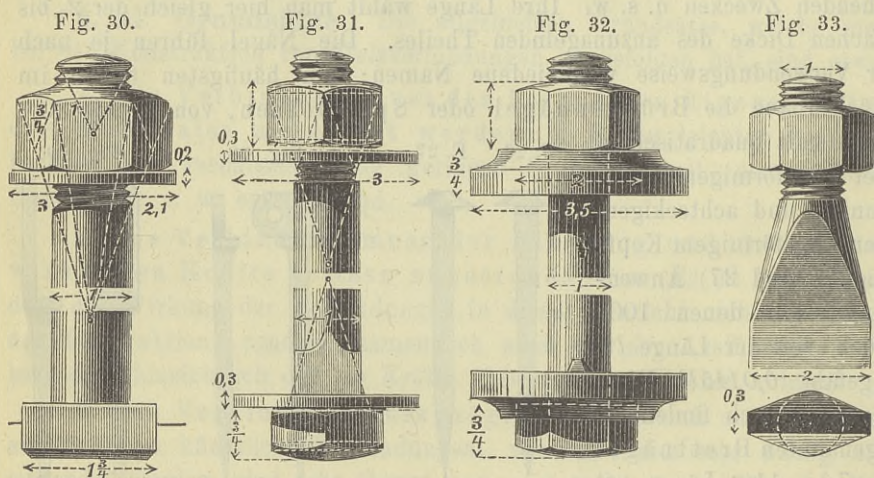


Die Bankstifte oder Bankeisen (*le crochet — the bench-hook*) sind Nägel, welche anstatt des Kopfes oder am Kopfe einen Lappen tragen, der mit Hilfe von zwei oder drei Nägeln an einem zweiten Holze zu befestigen ist (Fig. 28 und 29).

Die Dübel oder Dorne (*la chevillette, le gongon — the pin, the iron pin, the dowel*) sind cylindrische Eisenstücke von 2 bis 3<sup>cm</sup> Dicke, 6 bis 15<sup>cm</sup> Länge, welche an den Enden behufs Eintreibens in die ein

wenig enger gebohrten Löcher oft ein wenig verjüngt sind und angewendet werden, um das gegenseitige Verschieben zweier Hölzer oder eines Holzes gegen Mauerwerk zu verhindern.

§. 23. **Schrauben.** Die Schrauben (*la vis — the screw*) finden im Brückenbaue zur Verbindung zweier oder mehrerer Hölzer als Schraubenbolzen, d. h. als Schrauben mit Kopf und Mutter eine häufigere Verwendung, als die Nägel, da sie im Allgemeinen eine sicherere Befestigung gewähren. Die Mutter wird viereckig, besser aber sechseckig gestaltet; der Kopf wird meist viereckig gestaltet, da der viereckige, in das Holz eingelassene Kopf mehr gegen das Drehen beim Anziehen der Mutter sichert. Unter die Mutter ist stets eine Unterlagsscheibe zu legen; wenn aber die Schraube stärker angespannt werden muss, so werden Unterlagsscheiben unter Kopf und Mutter nöthig. Fig. 30 bezieht sich auf schwaches, Fig. 31 und 32 auf starkes Anziehen der Schrauben;



in Fig. 31 sind schmiedeiserne, in Fig. 32 gusseiserne Unterlagsscheiben angewendet. Hinsichtlich der Gewinde erwähnen wir nur, dass man in naher Uebereinstimmung mit dem Whitworth'schen Systeme die Ganghöhe zu  $0,1 + 0,08d$ , die Gangtiefe zu  $0,065 + 0,052d$ , also den Kern Durchmesser zu  $0,896d - 0,13$  Centim. annehmen kann.

Das Gewicht ist bei dem Durchmesser von  $d^{cm}$  und der Länge des Bolzens von  $l^{cm}$ , wenn man die in Fig. 30 bis 32 angegebenen Verhältnisse anwendet:

Schraubenbolzen:	$(0,055 + 0,0061l) d^2$	} Kilogr.
Unterlagsscheiben Fig. 30:	$0,0037 d^2$	
„ „ 31:	$0,0294 d^2$	
„ „ 32:	$0,1034 d^2$	



einzulassen, ausserdem aber eine Verschraubung anzuwenden (Fig. 36). Bei voller Beanspruchung des Bandes dürfte es am zweckmässigsten sein, zur Vergrösserung der Fläche, welche im Holze beim Losreissen des

Fig. 36.

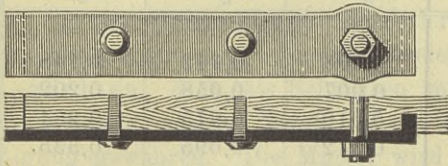
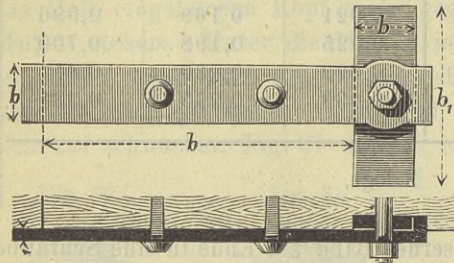


Fig. 37.



Bandes abgescheert werden muss, ein Flacheisenstück einzulegen (Fig. 37). Bezeichnen wir die Länge, Breite und Dicke des loszureissenden Holzes mit  $l$ ,  $\beta$ ,  $\delta$ , so ist die abzuschneidende Fläche  $(\beta + 2\delta)l$ , also, wenn  $P$  der wirksame Zug,  $K_1$  die zulässige Inanspruchnahme für Abscheeren ist,

$$K_1 (\beta + 2\delta) l = P.$$

Wenn das Band voll beansprucht wird, so ist bei der Breite  $b$  und Dicke  $\delta$  des Bandes und der zulässigen Inanspruchnahme  $K$ :  $Kb\delta = P$ , also

$$l = \frac{Kb\delta}{K_1(\beta + 2\delta)}.$$

Setzen wir bei  $b = 4,5\delta$  und für Fig. 36:  $\beta = b$ , für Fig. 37:  $\beta = 3b$ , sowie für Nadelholz  $K = 145K_1$ , für Eichenholz  $K = 95K_1$ , so ergibt sich:

Fig. 38.

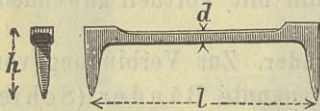


Fig. 36: Nadelholz  $l = 22b$ ,

Eichenholz  $l = 15b$ ;

Fig. 37: Nadelholz  $l = 9,3b$ ,

Eichenholz  $l = 6,2b$ .

**Klammern** (*le clameau, l'egrène — the cramp-iron*) (Fig. 38) finden namentlich Anwendung bei zeitweiligen Konstruktionen, insbesondere bei Arbeitsgerüsten, zuweilen aber auch bei dauernden Brücken zur Verbindung zweier Hölzer. Die spitzen Enden werden, ohne vorzubohren, in das Holz eingetrieben. Man macht  $l = 20$  bis  $35\text{cm}$ ,  $h = 5$  bis  $8\text{cm}$ ,  $\delta = 11$  bis  $16\text{cm}$ .

Die schmalen, nicht zum Verbinden zweier Theile, sondern zur Befestigung eines Eisentheiles dienenden Klammern (Fig. 35) nennt man auch Spitzklammern, Krampen oder Krammen (*le crampon, le dameau, la crampe — the cramp, the cramp iron*).

**§. 25. Eiserne Schuhe.** Die Schuhe (*le sabot — the shoe*) sind verschieden gestaltete eiserne, meist gusseiserne Theile, welche am Hirnende eines Holzes zur Verbindung mit anderen Hölzern oder mit Mauerwerk in folgenden Fällen angewendet werden:

a) Zur leichteren und dauerhafteren Verbindung der verschiedenen Holztheile, indem der Schuh leicht so zu formen ist, dass sich jedes einzelne Holzstück mit ihm verbinden lässt.

b) Wenn sich zwei Hölzer so berühren, dass Hirnholz auf Hirnholz, oder Hirnholz auf Langholz stösst, so drücken sich die Holzfasern nach und nach etwas ineinander ein (Einfressen), indem zufällig harte Fasern auf weiche stossen. Man verhindert dies durch eine eiserne Zwischenlage.

c) Wenn ein Holz *A* in das andere *B* eingelassen wird und eine Verschiebung des Holzes *A* in der Richtung des Holzes *B* zu verhüten ist, wobei die nur geringe Schubfestigkeit des Holzes *B* in Anspruch genommen wird, so lässt sich der Druck vertheilen und eine grössere Abscheerungsfläche erzielen, wenn man den Gusseisenschuh mit mehreren Rippen in das Holz eingreifen lässt.

d) Wenn Holz mit Mauerwerk zu verbinden ist, so verhindert der Schuh den Uebergang der Feuchtigkeit vom Mauerwerk in das Holz.

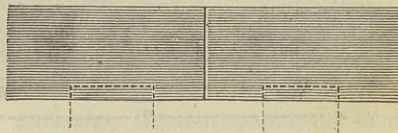
e) Um den Druck auf eine grössere Fläche des Mauerwerks zu vertheilen.

Andere besondere eiserne Verbindungsmittel werden wir in der Folge kennen lernen.

## B. Verbindungen.

§. 26. Verlängerungen. 1. Stumpfer oder gerader Stoss ohne weitere Verbindung (*le joint plat, le bout à bout — the butt joint, the butt and butt*). Wenn eine Kraft zur Verrückung beider Hölzer nicht vorhanden ist, so schneidet man die Enden senkrecht ab und lässt beide Hölzer ohne Verbindung (Fig. 39). Der zuweilen angewendete schräge Stoss hat meist keinen Werth.

Fig. 39.



2. Ueberblattung oder Anblattung (*la patte — the scarf, the halving*) und zwar a) das gerade Blatt (*la platte à mi-bois oder à demis-bois — the plain scarf, the*

Fig. 40.

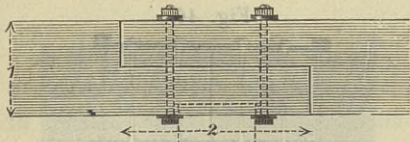
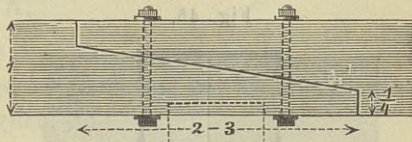


Fig. 41.



(*halving*) (Fig. 40 und b) das schiefe Blatt (*le sifflet — the skew-scarf*) (Fig. 41). Die Ueberblattung kommt in Anwendung, wenn kleine, mehr zufällige Kräfte auf Verschiebung senkrecht zur Richtung der Hölzer

wirken; hierbei ist aber ausserdem eine Verschraubung nöthig. Auch kommt diese Verbindung in Anwendung, wenn beide Hölzer am Stosse auf ein einziges Holz zu lagern sind (Fig. 41). Das schiefe Blatt ist meist vorzuziehen, weil jedes Blatt eine grössere Festigkeit hat, als beim geraden Blatte.

3. Das Hakenblatt, und zwar *a*) das gerade Hakenblatt (*l'entement à double patte* — *the tabled scarf*) (Fig. 42) und *b*) das schiefe Hakenblatt (*l'entement à flûte* — *the scaw tabled scarf*) (Fig. 43) kommt in Anwendung, wenn kleine Kräfte in der Längsrichtung wirken, welche beide Theile von einander zu entfernen streben. Sind

Fig. 42.

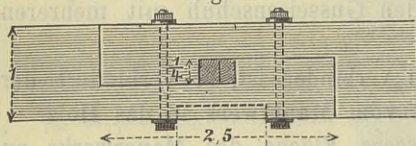
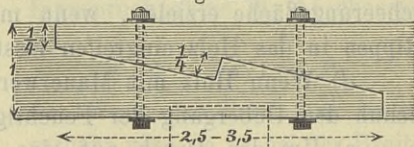


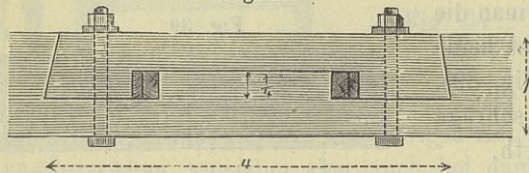
Fig. 43.



ausserdem kleine Kräfte vorhanden, welche eine senkrechte Verschiebung anstreben, so ist eine Verschraubung nöthig. Sind die ersteren überwiegend, so ist das gerade Blatt vorzuziehen, weil hier die abzuschneernde Fläche länger gemacht werden kann. Sind die letzteren Kräfte überwiegend, so ist das schiefe Blatt vorzuziehen. Zum genauen Schlusse treibt man wohl auch zwischen die Achseln beider Haken Keile ein (Fig. 42).

4. Der Stoss mit eingesetztem Haken, und zwar mit geradem

Fig. 44.



Haken, mit schräg geschnittenem Haken (Fig. 44) und ohne oder mit Keil hat gegen das Hakenblatt den Vortheil einer geringen Holzersparung.

5. Verklammerung und Verschienung. In demselben Falle, wo das Hakenblatt oder der eingesetzte Haken am Platze ist, wendet man in der Regel mit mehr Vortheil den stumpfen Stoss nebst einer Verbind-

Fig. 45.

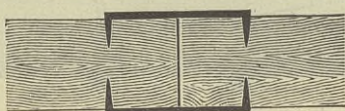
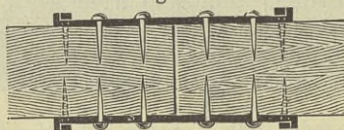


Fig. 46.



dung durch Klammern (Fig. 45) oder Schienen (*la bande de fer, le lien de fer* — *the string, the iron hoop*) (Fig. 46) an. Die Schienen werden in der in §. 24 gezeigten Weise befestigt. Je nach Bedarf

ordnet man nur eine oder zwei, selbst vier Klammern oder Schienen an. Diese Verbindung ist der Anwendung eines Hakenblattes meist vorzuziehen.

6. Die Verlaschung (*l'éclisage, l'éclisement — the fishing*). Wenn grössere Zugkräfte thätig sind, so wendet man zur Verbindung oder Kupplung gusseiserne (Fig. 47) oder schmiedeiserne (Fig. 48) Platten, sogenannte Laschenplatten (*l'éclisse, l'éclisse platte — the fish-plate, the fishing-plate*) an, welche mit Rippen in das Holz eingreifen und durch

Fig. 47.

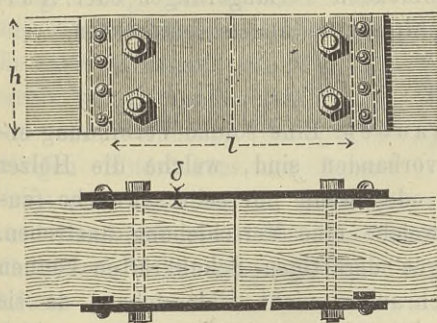
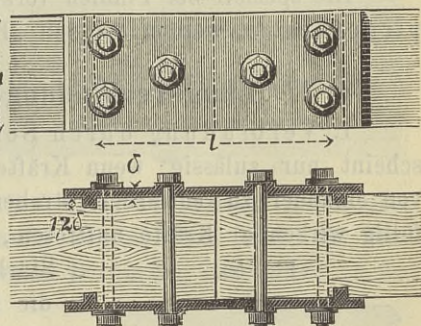


Fig. 48.



Schrauben festgehalten werden. Bei kurzer Länge erhält jede Platte nur zwei Rippen (Fig. 47 und 48), bei grösserer Länge aber besser vier Rippen. Bei der schmiedeisernen Platte werden die Rippen am besten angenietet (Fig. 47). Es sei  $P$  die wirksame Kraft,  $l$  die Länge der am Holze abzuschneerenden Fläche,  $\delta$  die Dicke,  $h$  die Breite der Laschenplatte,  $K$  die zulässige Inanspruchnahme für Zerreißen des Eisens,  $K_1$  die zulässige Inanspruchnahme für Abscheeren des Holzes; alsdann ist  $2Kh\delta = P$ ,  $2K_1lh = P$ , also

$$\delta = \frac{P}{2Kh}, \quad l = \frac{P}{2K_1h}.$$

Wird der Balken auf die volle zulässige Inanspruchnahme beansprucht, so ist, wenn  $K'$  die zulässige Inanspruchnahme für Zug,  $b$  die Breite,  $h$  die Höhe des Balkens bedeutet,  $P = Kbh$ , also

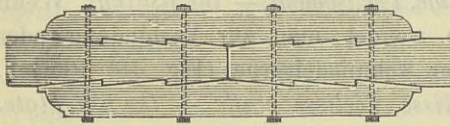
$$l = \frac{K'}{2K_1} b.$$

Im Mittel ist  $K' = 14K_1$ , also  $l = 7b$ . Diese Länge ist für die praktische Ausführung meist zu gross, so dass eine derartige Verbindung in diesem Falle überhaupt nicht möglich ist.

Sollte sich die Länge der Platte  $< 2h$  bis  $3h$  ergeben, so nimmt man die Länge indess zu etwa  $2h$  bis  $3h$  an. Dieselbe Länge ist auch anzuwenden, wenn die Hölzer auf Druck beansprucht werden. Hier entfernt man am besten auch beim Gusseisen die Rippen etwas vom Ende

der Platte (Fig. 48), um das Aufsplintern neben der Rippe besser zu verhüten. Die Dicke wählt man beim Gusseisen  $0,06h$  bis  $0,07h$ .

Fig. 49.



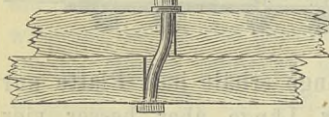
Die in früherer Zeit öfters in Anwendung gekommene Holzverlaschung (Fig. 49) ist höchstens für zeitweilige Konstruktionen zu empfehlen. Weiteres hierüber, sowie über die Verlaschung überhaupt bei Besprechung der „Gitterbrücken“.

Die speziell bei Pfählen vorkommenden Verlängerungen oder Aufpfropfungen werden bei den „Pfahlrostgründungen“ besprochen.

## §. 27. Längsverbindungen.

1. Verbindung durch Schrauben. Eine solche Verbindung erscheint nur zulässig, wenn Kräfte vorhanden sind, welche die Hölzer von einander zu entfernen streben oder wenn nur sehr schwache (zufällig wirkende) Kräfte auftreten, welche eine Verschiebung anstreben.

Fig. 50.



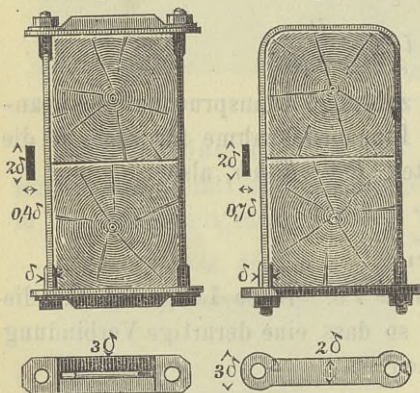
Stärkeren derartigen Schubkräften können die Schrauben nicht widerstehen, da sie wegen der Nachgiebigkeit des Holzes sich in der in Fig. 50 gezeigten Weise biegen.

Ebensowenig sind eiserne Dorne bei stärkeren Schubkräften hinreichend. Die Schraubenköpfe werden zuweilen mit Hüten aus Blech oder Asfaltpappe überdeckt, um das Eindringen des Wassers zu verhindern.

2. Verbindung durch Bänder. Statt der eben besprochenen Verbindung wendet man oft die Verbindung durch Bänder (Bügel, Bruchen) an, welche um beide Hölzer herum gelegt sind. Bei der

Fig. 51.

Fig. 52.



in Fig. 52 dargestellten Anordnung biegt sich beim starken Anziehen der Schraubenmutter der obere und untere Schenkel leicht auf und wird somit stark auf Bruchfestigkeit beansprucht. Die Anordnung Fig. 51, wo diese Theile aus dem viel steiferen T-Eisen hergestellt sind, ist vorzuziehen.

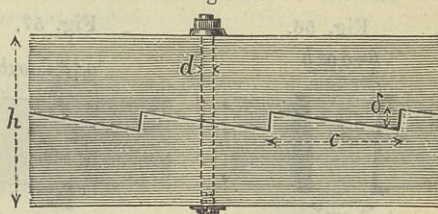
Manche ziehen die Bänder den Schrauben vor, weil keine Schwächung der Hölzer durch Bolzenlöcher eintritt und weil der Eintritt des Wassers in das Innere des Holzes mehr vermieden wird. Die Bänder haben indess den Nachtheil, dass sie keine so feste Verbindung der Hölzer zulassen, wie die Bolzen, weil sich die

so feste Verbindung der Hölzer zulassen, wie die Bolzen, weil sich die

oberen und unteren Schenkel, selbst wenn man sie aus T-Eisen macht, dennoch biegen und weil diese Verbindung mehr Eisen erfordert. Die Schraubenverbindung dürfte in der That vorzuziehen sein, wenn man dafür sorgt, dass das Wasser nicht in die Bolzenlöcher gelangen kann.

3. Verzahnung (*les entailles à crémaillère, l'endementement — the dovetailing, the range of teeth and joggles*). Wenn eine Kraft thätig ist, welche die beiden Hölzer in ihrer Längsrichtung gegen einander zu verschieben sucht, so kann man die Verschiebung durch ein gegenseitiges Eingreifen der Hölzer mittels Zähne (*l'adent — the dent, the tooth oder the teeth*) (Fig. 53) verhindern. Zum genaueren Schlusse und zur Verhütung des gegenseitigen Eindrückens der Fasern treibt man zwischen die Zahnstirnen oft Dübel aus hartem Holze oder aus Eisenblech ein. Bei der Verzahnung kommt stets auch die Verschraubung in Anwendung, um die genaue Berührung der Zähne zu erhalten.

Fig. 53.



4. Verdübelung (*l'assemblage à goujons oder à clefs, la chevillure — the doweling, the dowelling, the pegging*). In demselben Falle verbindet man auch beide Hölzer durch Holzklötze aus hartem Holze, welche in beide Hölzer eingreifen, sogenannte Dübel (Düppel, Döbel, Diebel, Debbel, Dollen) (*le goujon, la cheville en bois — the dowel, the peg*). Zur Verhinderung zufälliger Verrückung wendet man stets eine Verschraubung an. Die Dübel haben entweder eine normale (Fig. 54)

Fig. 54.

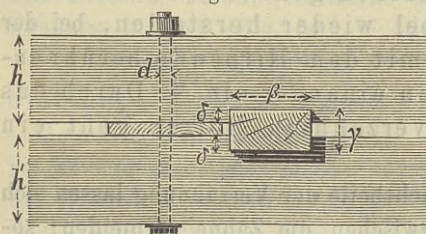
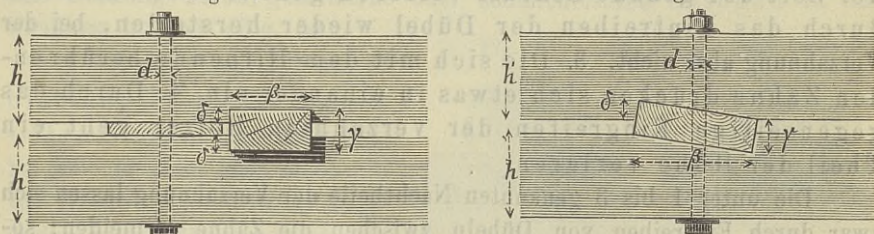


Fig. 55.



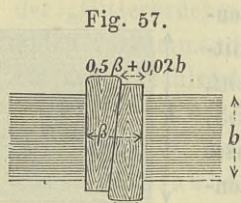
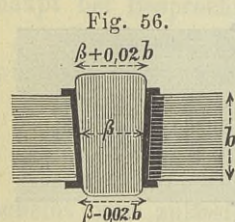
oder eine schiefe Lage (Fig. 55). Im ersten Falle, oft auch im zweiten, sind die Dübel keilförmig, und zwar entweder einfach (Fig. 56) oder doppelt (Fig. 57), um durch das Eintreiben einen genauen Schluss zu erzielen. Bei der schiefen Lage (Fig. 55) wird der Schluss oft durch das Anziehen der Schrauben erreicht; jedoch lässt sich durch keilförmige Dübel ein genauerer Schluss erzielen, so dass diese Dübel vorzuziehen sind.

Ist die Kraft, welche auf Verschiebung wirkt, =  $P$ , die Breite des Dübels =  $\beta$ , die Länge des Dübels =  $b$  und die zulässige Inan-

spruchnahme auf Abscheeren senkrecht zur Faserrichtung  $K_1$ , so ist  $K_1 b \beta = P$  oder

$$\beta = \frac{P}{K_1 b}.$$

Die Breite ergibt sich hiernach häufig sehr gross; man kann sie kleiner halten, wenn man die Kraft  $P$  durch starkes Anziehen der Schrauben um die hierdurch erzeugte Reibung vermindert; die Dübel dürfen aber hierbei oben und unten nicht genau anschliessen; hierzu aber

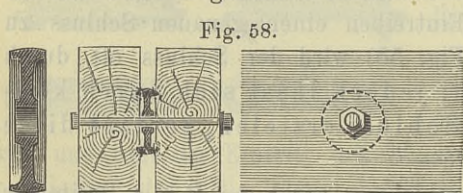


müssen zwischen beide Balken Bohlenstücke  $A$  eingeschaltet werden. Diese Bohlenstücke erfüllen dann gleichzeitig den Zweck, das Absplittern des Holzes in den Balken beim Eintreiben der Dübel zu ver-

hindern. Jedoch ist es nicht rathsam, diese Reibung voll zu berücksichtigen, da sie durch das Zusammentrocknen des Holzes vermindert wird. Die Dübel ergeben sich aber auch bedeutend schwächer, wenn man auf beiden Seiten Eisenbleche einschaltet (Fig. 56). In diesem Falle kann man die Höhe des Dübels  $= 0,3h'$ , seine Breite  $= 0,5h'$  und die Blechdicke  $= 0,02h'$  wählen.

Die Verdübelung ist aus folgenden Gründen der Verzahnung vorzuziehen: 1. Die Verzahnung lässt sich schwierig so herstellen, dass alle Zähne genau schliessen; ist dies nicht der Fall, so haben nur einzelne Zähne die Kraft aufzunehmen. Mit den Dübeln aber lässt sich stets ein guter Schluss erzielen. 2. Wenn mit der Zeit der genaue Schluss verloren geht, so kann man ihn durch das Eintreiben der Dübel wieder herstellen, bei der Verzahnung aber nicht. 3. Die sich mit dem Hirnende berührenden Zähne drücken sich etwas in einander ein. 4. Durch das gegenseitige Eingreifen der verzahnten Hölzer geht ein Theil der Höhe verloren.

Die unter 1 bis 3 genannten Nachteile der Verzahnung lassen sich zwar durch Eintreiben von Dübeln zwischen die Zähne vermeiden; sobald man aber Dübel anwenden will, so erscheint eine Verzahnung, da ihr der unter 4 genannte Nachtheil anhaften bleibt, überhaupt unnöthig.



vorzüglich (Fig. 58). Zum Zusammenhalten der Hölzer dient eine

5. Verbindung durch eiserne Scheiben. Sowohl zur Verhütung einer Längsverschiebung als einer Querverschiebung sind gusseiserne Scheiben, welche in beide Hölzer eingreifen, ganz

Schraube, für welche ein Loch in der Scheibe ausgespart ist. In Amerika sind diese Scheiben schon seit längerer Zeit in Anwendung; hier werden für die Schrauben keine Löcher in die Hölzer ausgearbeitet, sondern die scharfen Ränder der Scheiben drücken sich durch das Anziehen der Schrauben in das Holz ein. Für starke Schubkräfte erscheint dies aber nicht ganz genügend und die Herstellung eines flachen Loches mit einem besonderen Zentrumborher vorzuziehen.

Auf die nur bei Spundpfählen und zuweilen beim Bohlensbelage vorkommende Verbindung durch Spundung oder Feder und Nuth wollen wir hier nicht eingehen.

**§. 28. Kreuzungen.** 1. Die volle oder bündige Ueberblattung (*ventaille à moitié bois, ventailage affleurée — the halving, the scarving, the flush halving, the flush scarving*), bei welcher jedes der beiden Hölzer zur Hälfte der Dicke ausgeschnitten wird, so dass beide Hölzer bündig werden. Hierdurch tritt eine bedeutende Schwächung der Hölzer ein, so dass diese Verbindung nur da anzuwenden ist, wo eine Bündigkeit unbedingt nöthig erscheint, wo aber trotz der Schwächung eine genügende Festigkeit übrig bleibt (Geländer, Querverstrebungen u. s. w.).

2. Die volle Ueberblattung mit Lasche. Wenn die Hölzer voll oder ziemlich voll auf Zug und Druck beansprucht werden, so muss man, falls eine volle Ueberblattung nöthig sein sollte, eine Deckung durch gusseiserne oder schmiedeiserne Laschen in Anwendung bringen (Fig. 59).

3. Die theilweise Ueberblattung (*ventailage partielle — the scarving in part*) (Fig. 61), bei welcher jedes Holz nicht bis zur Hälfte ausgeschnitten wird, so dass beide Hölzer nicht bündig liegen. Die Verbindung kommt zur Anwendung, wenn eine Verückung jedes Holzes nach der Längsrichtung und Querrichtung verhindert, aber jedes Holz nicht viel geschwächt werden soll. Jedes Holz wird etwa um  $0,06h$  bis  $0,08h$  ausgeschnitten. Die zu gleichem Zwecke dienende

Fig. 59.

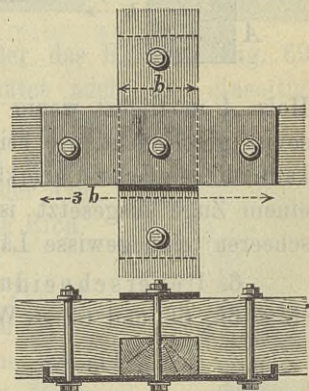


Fig. 60.

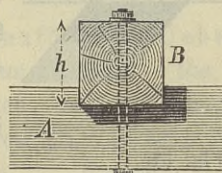


Fig. 61.

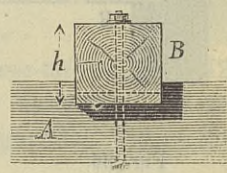
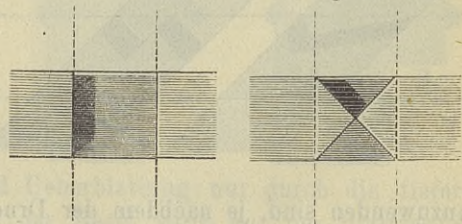


Fig. 62.



kreuzförmige Ueberblattung oder der

Kreuzkamm (Fig. 62) ist, ohne einen besonderen Vortheil zu bieten, weniger leicht herzustellen und daher weniger zu empfehlen.

4. Die Ueberschneidung (*l'entaillage — the jaggng, the notching*) (Fig. 60), bei welcher nur das eine Holz *A* ausgeschnitten wird. Diese Verbindung wird angewendet, wenn das eine Holz gar nicht geschwächt werden soll, dabei aber eine Verrückung in dessen Längsrichtung schon auf andere Weise verhindert wird.

5. Die Verkämmung (*l'assemblage à entailles, l'assemblage à tenon et entailles — the cogging-joint, the coching-joint*), und zwar die

Fig. 63.

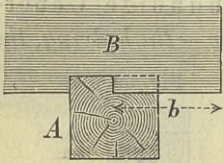
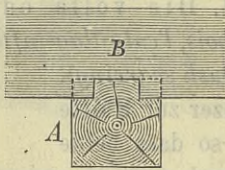


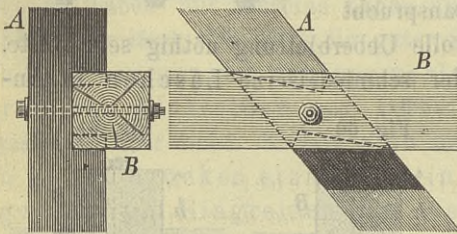
Fig. 64.



einfache Verkämmung (Fig. 63) oder die doppelte Verkämmung (Fig. 64), kommt in demselben Falle in Anwendung, wie die theilweise Ueberblattung, wenn es darauf ankommt, das eine Holz *A* möglichst wenig zu schwächen. Das andere Holz *B* wird ebensoviel geschwächt, wie bei der Ueberblattung oder Ueberschneidung. Auch kann die einfache Ueberkämmung Anwendung finden, wo das Holz *B* einem Zuge ausgesetzt ist, so dass das überstehende Ende (gegen Abscheeren) eine gewisse Länge *b* haben muss.

6. Ueberschneidung und Ueberblattung mit Versatzung (Fig. 65, 66 und 67). Wenn von zwei überschrittenen oder überblat-

Fig. 65.



tenen Hölzern das eine *A* in seiner Richtung gegen das andere *B* gedrückt wird, so ist das Holz *B* mit dreieckigen Einschnitten zu versehen, in welche sich das Holz *B* stemmen kann, so dass ein Abgleiten in der Richtung des Holzes *B* verhindert wird.

Unter einer Versatzung im Allgemeinen versteht man jede Verbindung, bei welcher ein Holz mit seinem Hirnende in ein anderes Holz eingelassen ist.

Fig. 66.

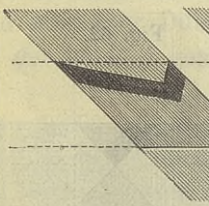
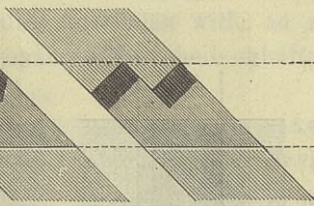


Fig. 67.



anzuwenden sind, je nachdem der Druck nur in der einen Richtung oder in beiden Richtungen wirken kann.

§. 29. **Abzweigungen bei nicht bündigen Hölzern.** Das eine Holz *A* sei an seinem Hirnende mit einem Holz *B*, welches nicht mit dem ersteren bündig ist, zu verbinden.

a) Die beiden Hölzer werden senkrecht zur Ebene, welche der Axe beider Hölzer parallel ist, an einander gedrückt.

1. Die Ueberschneidung (Fig. 68 und 69). Je nachdem eine Verrückung des Holzes *A* in Richtung des Holzes *B* zu verhindern ist

Fig. 68.

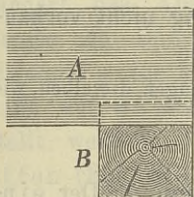


Fig. 69.

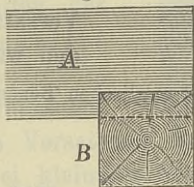


Fig. 70.

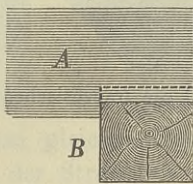
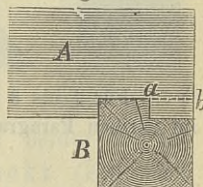


Fig. 71.

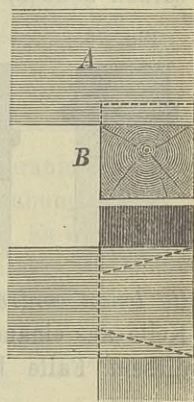


oder nicht, wird das Holz *B* (Fig. 68) oder das Holz *A* (Fig. 69) eingeschnitten. Die letztere Verbindung verbietet auch eine einseitige Verrückung eines der Hölzer in Richtung der Axe des Holzes *A*.

2. Die Ueberblattung (Fig. 70) ist anzuwenden, wenn eine Verschiebung in Richtung der Axe des Holzes *B* und eine einseitige Verschiebung in Richtung der Axe des Holzes *A* zu verhindern ist.

3. Die einfache Verkämmung (Fig. 71) ist anzuwenden, wenn eine Verschiebung nach beiden Richtungen der Axe des Holzes *A*, wohl auch eine Verschiebung nach Richtung der Axe des Holzes *B* zu verhindern ist. Jedoch kann das Holz *A* wegen der sehr geringen Länge des auf Scheerfestigkeit beanspruchten Stückes *ab* nur sehr kleine Zugkräfte aufnehmen.

Fig. 72.



4. Die schwalbenschwanzförmige Ueberschneidung (*l'assemblage à queue d'aronde* — the dove-tailing) (Fig. 72) ist in demselben Falle anzuwenden, wie die vorige Verbindung, dieser aber in der Regel vorzuziehen, weil sie stärkeren Zugkräften widersteht.

b) Die beiden Hölzer werden in der Richtung der Axe des endenden Holzes *A* an einander gedrückt.

Fig. 73.

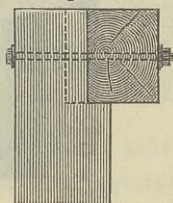
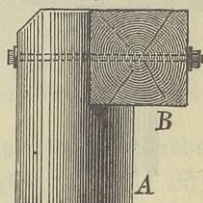


Fig. 74.

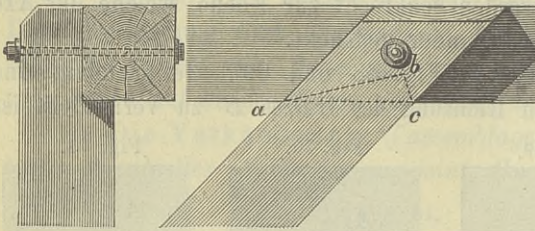


5. Der Blattzapfen (*le tenon à patte* — the halving tenon) (Fig. 73 und 74) unterscheidet sich von der Ueberschneidung und Ueberblattung nur durch die tiefere Ausschneidung des Holzes *A*. In der Regel wird nur der Blattzapfen ohne Ueberblattung (Fig. 74) angewendet.

Fig. 73 und 74: A cross-section of two wood pieces, A and B, joined by a half-tenon joint. Piece A is on top, and piece B is on the bottom. The joint is a half-tenon joint where the end of piece A fits into a corresponding notch in piece B.

6. Der Blattzapfen mit Versatzung (*Vécart double* — *the dice-scarf*) (Fig. 75) ist anzuwenden, wenn beide Hölzer einen schiefen

Fig. 75.



Winkel mit einander bilden, so dass der in Richtung des Holzes *A* wirkende Druck ein Abgleiten längs des Holzes *B* anstreben würde, wenn die Versatzung nicht vorhanden wäre.

Für 1 bis 3 sind die französischen und englischen Benennungen dieselben, wie im vorigen Paragrafe.

§. 30. **Abzweigungen bei bündigen Hölzern.** 1. Der einfache Zapfen (*le tenon* — *the tenon*). Werden beide Hölzer gegen einander gedrückt, so wendet man einen kurzen Zapfen ohne weitere Verbindung an; wenn kleine zufällige Kräfte auf Abheben des Holzes *B* wirken können, so wird durch den Zapfen ein hölzerner Nagel getrieben

Fig. 76.

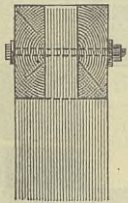
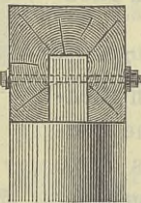


Fig. 77.



oder der Zapfen wird verbohrt (*le tenon à clef, le tenon foré* — *the bored tenon*). Sind diese Kräfte grösser, so muss man einen ganz oder fast ganz durchgehenden Zapfen (*le tenon passant* — *the passing tenon, the trough tenon*) (Fig. 76 und 77) anwenden und denselben verschrauben. Der auch in diesem Falle Anwendung findende Keilzapfen

(*le tenon contre-clavette* — *the tenon with key*) (Fig. 78), welcher durch Keile aus einander getrieben wird, ist unzweckmässig; oft lässt sich in diesem Falle besser der Blattzapfen (Fig. 74) anwenden. Bei noch

Fig. 78.

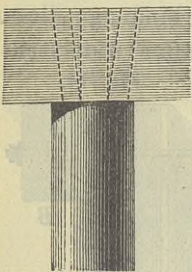


Fig. 79.

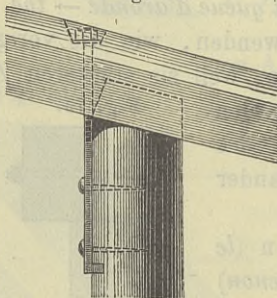
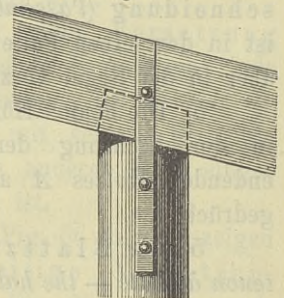


Fig. 80.



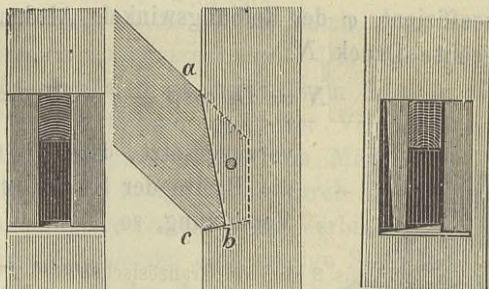
grösseren derartigen Kräften ist die Verbindung beider Hölzer durch Schraubenbolzen in der in Fig. 79, oder durch Eisenbänder in der in Fig. 80 gezeigten Weise vorzunehmen.

2. Schiefer Zapfen mit Versatzung (*le tenon biais avec d'entaille* — *the sloped tenon with shoulder*). Diese Verbindung kommt

in Anwendung, wenn beide Hölzer gegen einander geneigt sind und das Holz (eine Strebe) einem starken Drucke in seiner Richtung ausgesetzt ist. Die Versatzung *abc* verhindert das Abgleiten der Strebe *A*. Die Schulter (*l'épaulement* — *the shoulder*) *bc* kann auf *ab* senkrecht gestellt werden. Die Versatzung ist bei gleicher Breite beider Hölzer offen (Fig. 81), bei kleinerer Breite der Strebe verdeckt (Fig. 82). Der verbohrt Zapfen verhindert zufällige gegenseitige Verrückungen beider Theile.

Fig. 81.

Fig. 82.



Der verbohrt Zapfen verhindert zufällige gegenseitige Verrückungen beider Theile.

Fig. 83.

3. Schiefe Versatzung mit Verschraubung. Bei Konstruktionen, welche, wie die Brücken, Erschütterungen ausgesetzt sind, ist es nöthig oder wenigstens zweckmässig, wenn man die einzelnen Theile fest an einander presst, da durch kleine Spielräume eine schädliche Stosswirkung bei der Uebertragung der Kräfte von einem Theile auf den anderen veranlasst wird. Dieses Aneinanderpressen aber wird hier durch eine Verschraubung (Fig. 83) vollständiger erreicht, wie durch einen verbohrten Zapfen. Es widersteht die Schraube selbst kleinen Zugkräften, welche in der Richtung der Strebe wirken, besser; kommen solche vor, so kann man dem Schraubenbolzen eine entsprechende Lage geben (*fg* Fig. 83).

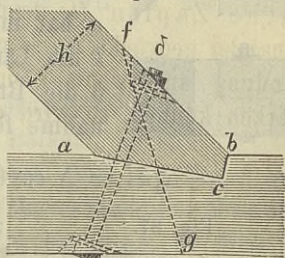
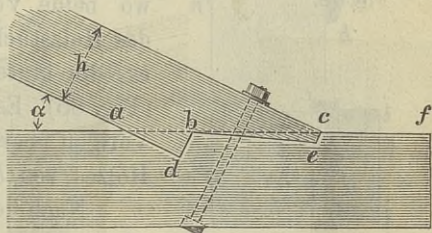
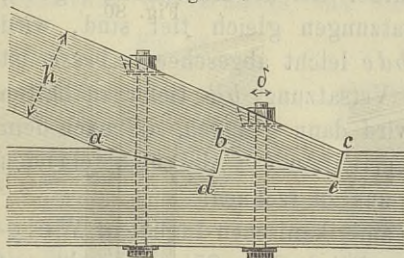


Fig. 84.

Fig. 85.

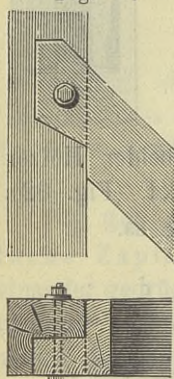


Ist der Winkel zwischen beiden Hölzern sehr spitz oder die Strebe sehr breit, so wendet man eine mehrfache Versatzung (Fig. 84 und 85) an. Man treibt hierbei wohl auch, um einen genauen Schluss zu erhalten und ein Eindringen der Fasern zu vermindern, an den Stirnen *ce*, *bd* oder nur an der letzteren Keile aus hartem Holze ein.

Es sei  $D$  die in der Strebe in deren Richtung wirkende Kraft,  $\alpha$  der Winkel zwischen den Richtungen beider Hölzer,  $\beta$  der Winkel zwischen der Richtung der Strebe und der Linie  $ac$ ,  $f$  der Reibungskoeffizient,  $\varphi$  der Reibungswinkel. Alsdann ist der auf  $bc$  (Fig. 83) ausgeübte Druck  $N$ :

$$N = D (\cos \beta - f \sin \beta) = D \frac{\cos(\beta + \varphi)}{\cos \varphi},$$

Fig. 86.



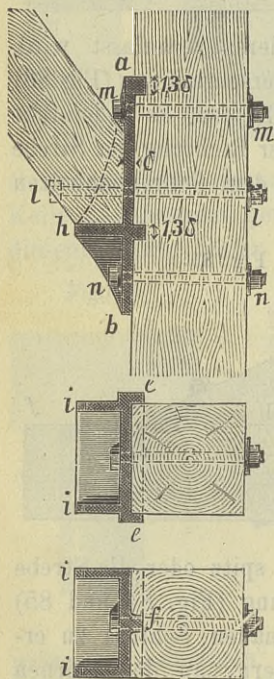
vorausgesetzt, dass  $bc$  senkrecht auf  $ac$  steht. Ist  $h$  die Breite der Strebe,  $c$  die Breite oder Tiefe  $bc$  der Versatzung, so ist

$$\sin(\alpha - \beta) = \frac{c}{h} \sin \alpha,$$

wonach bei gegebenem  $\alpha$  der Winkel  $\beta$  zu bestimmen ist. Durch den Druck  $N$  ist alsdann die Breite  $c$  für Druckfestigkeit zu berechnen; zur Bestimmung von  $\beta$  und  $\alpha$  hat man vorläufig die Grösse von  $c$  anzunehmen. Ist  $l$  die Länge des über  $bc$  hinausragenden Holzstückes,  $b$  die Breite desselben,  $K_1$  die zulässige Inanspruchnahme für Abscheeren, so ist

$$K_1 bl = N \cos(\alpha - \beta) = D \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos(\beta + \varphi)}{\cos \varphi}$$

Fig. 87.



zu setzen und hiernach  $l$  zu bestimmen.

Für die doppelte Versatzung vertheilt man meist den Druck  $N$  gleichmässig auf beide Versatzungen, so dass auf jede der Druck  $\frac{1}{2} D (\cos \beta - f \sin \beta)$  kommen würde; man wird indess sicherer gehen, wenn man den so bestimmten Druck noch um etwa  $\frac{1}{4}$  erhöht, da eine gleichmässige Vertheilung eine sehr genaue Arbeit voraussetzen würde. Bei der Anordnung Fig. 84, wo beide Versatzungen gleich tief sind, wird das Holzstück  $bde$  leicht abgescheert; besser ist es, die hintere Versatzung  $bd$  tiefer zu halten (Fig. 85). Es wird dann genügen, die nach dem Vorigen berechnete Länge  $l$  des überstehenden Holzes von  $bd$  aus zu rechnen.

Nach dem amerikanischen Ingenieur Whipple sollen  $ce$  und  $bd$  (Fig. 85) senkrecht auf der Richtung der Strebe; ferner soll  $bd + ec = \frac{1}{2} h$  und  $ce = \frac{1}{10} bc$  sein.

4. Schiefer Blattzapfen (*le tenon biais à patte* — *the sloped halving-tenon*). Derselbe ist, wenn er, wie in Fig. 86, halbschwabenschwanzförmig oder weissschwanz-

förmig gestaltet wird, gegen einen in der Strebe wirkenden Zug haltbarer, als der verbohrt schiefe Zapfen (Fig. 81).

5. Verbindung mittels eines gusseisernen Schuhs (Fig. 87). Der Schuh besteht aus einer Platte  $ab$ , an welche eine oder zwei in das Holz eingreifende Rippen angegossen sind. Die eine Rippe wird zur Verhütung des Aufsplittersns bei  $b$  am besten vom Ende  $b$  ein Stück entfernt. Zur Verhinderung zufälliger seitlicher Verrückungen des Schuhs dienen die seitlichen Rippen  $e$ , oder die Mittelrippe  $f$ . Die Strebe stützt sich gegen die Rippe  $h$  und wird durch die Backen  $i, i$  vor einer seitlichen Verschiebung geschützt. Zur Verbindung aller Theile wendet man bei kleineren Dimensionen eine einzige Schraube  $ll$  an; bei grösseren Dimensionen kann man den Schuh durch die Schrauben  $mm, nn$  für sich befestigen und die Strebe mit dem Schuhe durch eine besondere Schraube verbinden.

Weitere Formen von Strebenschuhen lernen wir in der Folge kennen.

§. 31. Verbindung der Hölzer mit Mauerwerk. 1. Horizontale Hölzer. Horizontale Hölzer oder Balken, welche vertikal belastet sind, werden in der Regel auf horizontal über die Mauer gestreckte Hölzer, sogenannte Mauerschwellen (Mauerlatten, Mauerbänke) (*le filet de mur — the wall-plate*) gelegt, theils um die Höhenlage aller auf die Mauerschwelle gelegten Hölzer gut zu erhalten, theils um den Druck auf eine grössere Fläche zu vertheilen, theils um das Wasser von den Balken abzuhalten. Man legt zwar die Mauerschwelle zuweilen ganz an die Kante des Mauerwerkes; jedoch ist es bei starkem Drucke der besseren Druckvertheilung wegen und um ihr auch bei einer Oberflächenverwitterung des Steines ein genügendes Auflager zu sichern, zweckmässig, die Mauerschwelle etwas von der Kante zu entfernen. Zur Abhaltung des Wassers und zur Zulassung der Luft zu der Mauer-

Fig. 88.

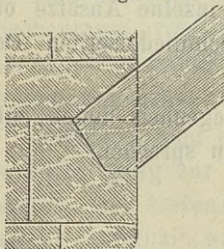


Fig. 89.

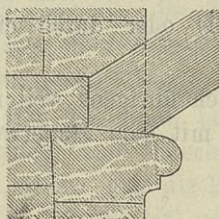
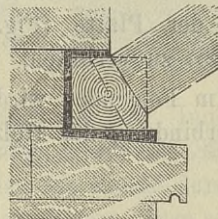


Fig. 90.



schwelle ist es nicht unzweckmässig, der oberen Mauerfläche eine Neigung zu geben und die Mauerschwelle nur auf einzelne hervorragende Steine mit horizontaler Oberfläche zu legen.

2. Geneigte Hölzer. Die Streben stemmt man entweder direkt gegen das Mauerwerk (Fig. 88, 89) oder man stemmt sie aus dem vorhin angegebenen Grunde gegen Mauerschwellen (Fig. 90). Auch hier ist es möglich, dem Wasser Abzug und der Luft Zutritt zu verschaffen, indem man zwischen Schwelle und Mauerwerk einen Zwischenraum lässt und die Schwelle nur gegen einzelne hervorragende Steine stemmt.

Fig. 91.

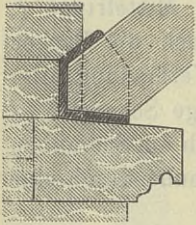
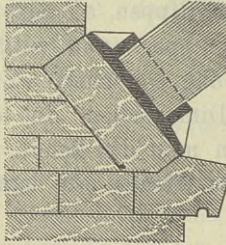


Fig. 92.



Mittels gusseiserner Schuhe (Fig. 91 bis 95) lässt sich das Wasser gut vom Hirnende abhalten und auch nöthigenfalls der Druck auf eine grössere Fläche vertheilen. Der Schuh wird entweder eingemauert (Fig. 91) oder man lässt ihn mit Rippen in den Stein eingreifen (Fig. 93) oder sichert ihn gegen Verschiebung durch einen Dorn (Fig. 94 und 95) oder durch Steinschrauben. Anstatt das Holz ganz von einem zusammenhängenden Rande der Platte einzuschliessen (Fig. 92 und 93), welcher trotz der Abzugslöcher das Wasser zurückhält, ist es

Fig. 93.

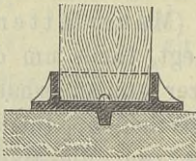


Fig. 94.

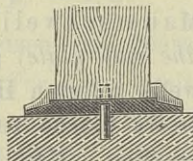
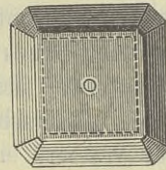
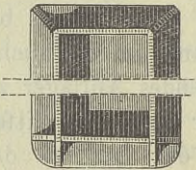
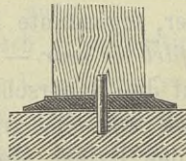


Fig. 95.



besser, eine Verschiebung des Holzes nur durch einzelne Ansätze oder Nasen der Platte (Fig. 94) oder durch einen schmiedeisernen Dorn (Fig. 95) zu verhüten.

Im Folgenden wird sich übrigens weitere Gelegenheit bieten, über die Verbindung der Hölzer mit dem Mauerwerke zu sprechen.

## II. Abschnitt.

# Die Bahn.

## IV. Kapitel.

### Strassenbrücken.

§. 32. **Die Brückentafel der Fahrbahn.** Als Brückentafel, welche die Bestimmung hat, die Brückendecke zu tragen, wählt man fast stets einen Belag von Bohlen oder stärkeren Hölzern, den Brückenbelag, die Brückenstreu, den Bohlenbelag (*le tablier du pont — the flooring, plancking* oder *roadcovering*). Diese Bohlen oder Streuhölzer (*le madrier — the plank*) liegen entweder direkt auf den Brückenträgern oder es ist zum Schutze gegen Wasser eine Zwischenlage vorhanden (worüber später), oder auf Quer- oder Zwischenträgern.

Bei geringem Verkehre dient dieser Belag gleichzeitig als Brückendecke. Bei stärkerem Verkehre aber ist es rathsam, eine besondere Brückendecke anzuordnen. Im ersteren Falle legt man bei uns die Bohlen senkrecht zur Fahrrihtung, während sie im zweiten Falle eine beliebige Lage haben können. Zwischen den einzelnen Bohlen lässt man dann zur Abführung des Wassers einen Zwischenraum von 3 bis 8 Centim.; die Fugen oben enger zu halten als unten (Fig. 96), wie es zuweilen geschieht, ist indess nicht nöthig.

Fig. 96.



Mehrfach sind die Bohlen gar nicht befestigt worden. Indess ist eine Befestigung zur Verhütung einer Verschiebung, sowie des Stehlens, rathsam. Am besten ist es, wenn man die Bohlen am Rande durch eine Schwelle niederhält, wie in Fig. 100 und 106, oder ausserdem gegen seitliche Verschiebung sichert, wie in Fig. 107 bis 109. Alsdann genügt es, wenn zur Verhütung einer Verschiebung in der Längsrichtung der Brücke jede Bohle durch 2 bis 4 Nägel befestigt wird. Werden die Bohlen unmittelbar befahren, so legt man die Bohlen meist dicht an einander und alsdann

kann eine weitere Befestigung ganz unterbleiben. Ist eine Sicherung der Bohlen am Rande nicht thunlich, so ist jede Bohle auf jeder Unterlage, auch wohl nur auf jeder zweiten Unterlage, durch einen Nagel zu befestigen.

Man wendet für den Bohlenbelag Nadelholz, Eichenholz, Rothbuchenholz, Pappelholz und Erlenholz an. Am dauerhaftesten ist das Eichenholz.

Zur Bestimmung der Dicke  $d$  der Bohlen bezeichnen wir den Radruck mit  $D$ , das Eigengewicht pro Flächeneinheit mit  $q$ , den lichten Abstand der Unterlager der Bohlen mit  $a$ , die Breite der Bohlen mit  $b$  und die zulässige Inanspruchnahme mit  $K$ . Wir unterscheiden folgende Fälle:

1. Die Bohlen werden unmittelbar befahren. Die allgemeine Gleichung  $KI = Me$  für Biegezugfestigkeit geht hier über in  $K \cdot \frac{1}{12} b d^3 = (\frac{1}{4} D a + \frac{1}{8} b q a^2) \cdot \frac{1}{2} d$  oder  $4 K b d^2 = 6 D a + 3 b q a$ , mithin, wenn wir der Abnützung halber die Dicke um  $c$  grösser nehmen,

$$1. \quad d = \sqrt{\frac{3(2D + bqa)a}{4Kb}} + c.$$

In der Regel wird man  $bqa$  gegen  $2D$  vernachlässigen können. Der Werth von  $K$  ergibt sich nach §. 19, da hier das Eigengewicht gegen die zufällige Last sehr klein ist, so dass  $K = \frac{1}{1+m} K_1$  gesetzt werden kann, für  $m = 0,3$  und für bleibende Konstruktionen etwa für Nadelholz zu **70**, für Eichenholz zu **80** Kgr. pro  $\square^{\text{cm}}$ . Der Zuschlag  $c$  ist etwa zu 1 bis  $3^{\text{cm}}$  anzunehmen. Setzen wir beispielsweise  $a = 60^{\text{cm}}$ ,  $b = 25^{\text{cm}}$ ,  $c = 2^{\text{cm}}$ , so wird für

	$D = 1,5$	$3,0$	$5,0$ Tonnen.
Nadelholz	$d = 11$	$15$	$18$ Centim.
Eichenholz	$d = 10$	$14$	$17$ "

2. Es liegt eine zweite Bohlenlage darüber. Die zweite Bohlenlage wird so schwach gewählt, dass sie, namentlich mit Rücksicht auf die Abnützung, die Beanspruchung der unteren Bohlenlage wenig ändert. Indess kann man hier bei der Dicke  $d_1$  der oberen Bohlenlage die Dicke  $d$  der unteren um etwa  $0,2d_1$  kleiner annehmen und ausserdem den Zuschlag  $c$  weglassen, so dass wir hier haben würden:

$$2. \quad d = \sqrt{\frac{3Da}{2Kb}} - 0,2d_1.$$

3. Es ist eine Beschotterung vorhanden. Bei der Schotterdicke  $d_2$  kann man annehmen, dass der auf eine Bohle wirkende Druck  $D_1$  in Folge der Vertheilung des Druckes

$$3. \quad D_1 = \frac{Db}{10 + 1,5d_2}$$

ist (vergleiche: „Eiserne Brücken, Querkonstruktionen“, II. Aufl., §. 13 und 17). Bei veränderlicher Schotterdicke ist für  $d_2$  die Minimaldicke

einzuführen. Indess kann  $D_1$  nicht kleiner als  $D$  werden. Hiernach wird für

$$\begin{array}{l} d_2 = 0 \text{ bis } 10 \quad 15 \quad 20 \quad 25 \text{ Centim.} \\ D_1 = 1,00 \quad 0,77 \quad 0,63 \quad 0,52 . D. \end{array}$$

Die Bohlendicke  $d$  wird nun

$$4. \quad d = \sqrt{\frac{3 D_1 a}{2 K b}}$$

Bei einem Holz- oder Steinpflaster ist in Formel 3 statt  $10^{\text{cm}}$  die Breite der Holzstöcke oder Pflastersteine, für  $d_2$  die Dicke der Sand- oder Kiesunterlage zu setzen.

**§. 33. Ersatz des Holzes durch Eisen.** Man hat bisher für hölzerne Brücken kaum einen anderen Belag als einen Holzbelag angewendet. Von Pestalozzie („Eiserner Brückenbelag“, Zürich, I. Aufl. 1868, II. Aufl. 1876) wurde indess für bestimmte Fälle ein Eisenbelag und zwar aus Zorseisen (siehe „Eiserne Brücken, Querkonstruktionen“) empfohlen. Der Eisenbelag kostet zwar in der Anschaffung mehr, hat indess eine wesentlich grössere Dauer. Bei eisernen Brücken wird daher der Eisenbelag meist vorzuziehen sein. Bei den hölzernen Brücken kommt aber ein besonderer, dem Eisenbelage ungünstiger Umstand hinzu. Die hölzernen Träger müssen nämlich in gewissen Zeiträumen erneuert werden; hierbei muss natürlich die Schotterdecke und der Eisenbelag beseitigt werden, was Kosten verursacht, während sich bei einem Bohlenbelage die Einrichtung so treffen lässt, dass Träger und Bohlenbelag gleichzeitig erneuert werden. Ausserdem aber verhindert der Eisenbelag ein Untersuchen der Holzträger hinsichtlich ihres Zustandes, während sich bei dem häufiger nothwendig werdenden Auswechseln eines Holzbelages oft Gelegenheit zu einer solchen Untersuchung bietet; sind die Träger von unten leicht zugänglich, so kommt dieser Nachtheil des Eisenbelages natürlich in Wegfall.

Die spezielle Rechnung zeigt, dass der Eisenbelag nur bei sehr billigen Eisenpreisen oder sehr hohen Holzpreisen hinsichtlich der Kosten im Vortheile ist. Bei gedeckten Brücken, wo der Holzbelag eine wesentlich längere Dauer hat, wird dieser stets im Vortheile sein.

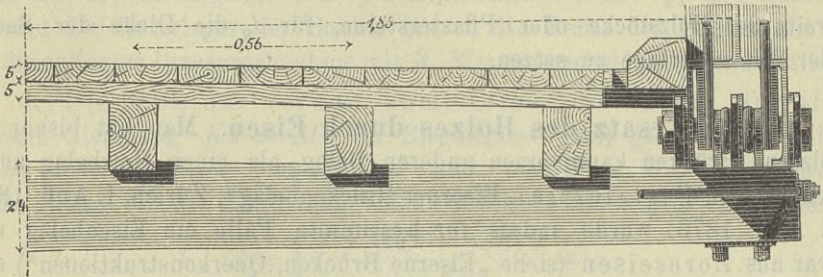
Pestalozzie berechnet nach Züricher Preisen für einen doppelten Bohlenbelag, für einen einfachen Bohlenbelag mit Beschotterung und für Zorseisen mit Beschotterung die Anlagekosten der Bahn pro □ Met. zu bezüglich 7,1 6,6 18,7 Mark und die kapitalisirten Unterhaltungskosten zu bezüglich 17,6 13,0 6,1 Mark, also die Summe zu 24,7 19,6 24,8 Mark.

**§. 34. Zweiter Bohlenbelag.** Der zweite oder obere Bohlenbelag (*le platelage, les planches de recouvrement*) hat, wie jede Brückendecke, den Zweck, den unteren Bohlenbelag, welcher behufs

Tragens der Lasten seine Stärke möglichst erhalten soll, gegen zu schnelle Abnutzung zu sichern.

Die Faserrichtung der Fahrbohlen legt man bei uns so, dass sie die Fahrriechtung kreuzt (Fig. 98 und 99), da sonst ein wesentlich schnelleres Zerfahren eintritt. In Skandinavien pflegt man allerdings die Fahrbohlen in die Fahrriechtung zu legen (Fig. 97), weil dann weniger Bohlen zerfahren werden, also auch weniger Bohlen auszuwechseln sind.

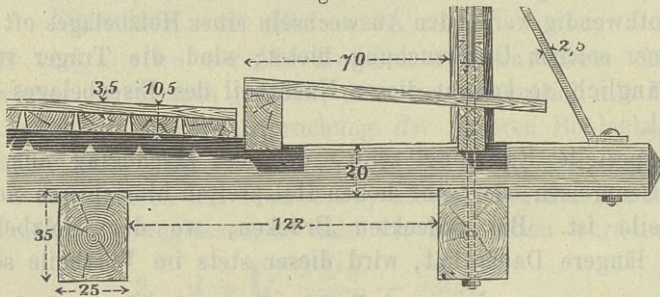
Fig. 97.

Brücke über den Stördals-Ilf bei Hembre in Norwegen. —  $\frac{1}{20}$  nat. Gr.

Harte Hölzer erscheinen geeigneter als weiche, namentlich werden Eichen- und Buchenholz viel benützt. Nadelholz wird schnell zerfahren und nimmt sehr bald einen faserigen, das Abziehen des Wassers erschwerenden Zustand an.

Die Dicke der Fahrbohlen schwankt je nach der Stärke des Verkehrs und der Holzgattung zwischen 3,5 und 7 Centim., durchschnittlich beträgt sie 5 Centim.

Fig. 98.

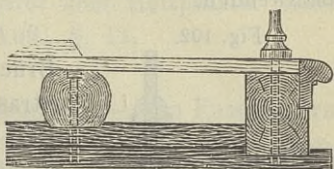
Brücke zwischen Paris und Orleans. —  $\frac{1}{15}$  nat. Gr.

Man befestigt jede einzelne Bohle durch einige Nägel auf dem unteren Bohlenbelage. Wenn die Bohlen am seitlichen Verschieben gehindert sind, wie z. B. in Fig. 98, so befestigt man wohl auch nur einzelne Bohlen, um ein Verschieben in der Fahrriechtung zu verhüten.

Eine Erhöhung der Bahnmitte zur Abführung des Wassers (Fig. 98) wird in der Regel nicht angewendet, indem man auf das unmittelbare Durch-

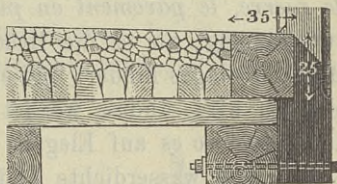
sichern des Wassers rechnet. Wenn man eine Erhöhung (von etwa  $\frac{1}{5}$  der Breite) anwenden will, so dürfte bei Anwendung von Querbohlen (Fig. 99) die Anordnung einer aus zwei geneigten Ebenen bestehenden Oberfläche vorzuziehen sein, da die erstere kein Biegen der Bohlen verlangt. Man trennt alsdann die Bohlen in der Mitte, was auch deshalb von Vortheil ist, weil hierdurch die Möglichkeit erwächst, die Auswechslung des Bohlenbelages ohne Verkehrsstörung vorzunehmen.

Fig. 99.

Brücke über den Josbach bei Baden-Baden  
—  $\frac{1}{50}$  nat. Gr.

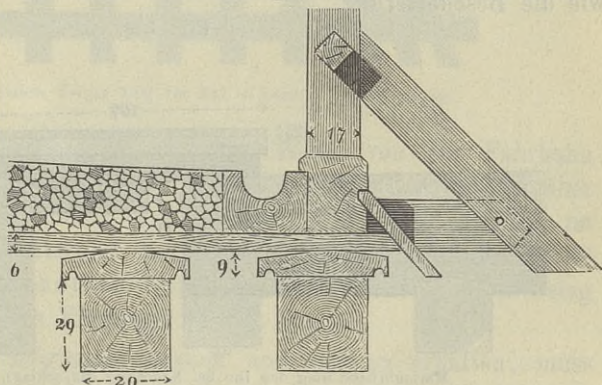
§. 35. Beschotterung. Eine Beschotterung (*l'empierrement* — *the ballasting, the graveling, the metalling*) wird sehr häufig angewendet (Fig. 100 und 101); sie bietet gegenüber dem einfachen Bohlenbelage den Vorzug der Schonung der Bohlen, gegenüber einem zweiten Bohlenbelage den Vorzug der Billigkeit und den Vorzug, dass die Erhaltung von den gewöhnlichen Strasseneinräumern oder Strassenwärttern besorgt werden kann. Nur darf man die Dicke der Beschotterung nicht zu gross wählen, da sonst eine sehr grosse Belastung der Brücke entsteht, welche stärkere Träger erfordert und beim Auswechseln des Bohlenbelages eine sehr grosse Schottermasse beseitigt werden muss. Eine Minimaldicke von 8 bis 12 Centim. dürfte genügen. Wendet man, wie dies hier meist

Fig. 100.

Normalien der österr. Südbahn (Ettel).  
—  $\frac{1}{50}$  nat. Gr.

geschieht, in der Mitte eine Ueberhöhung von  $\frac{1}{5}$  der Breite  $b$  an, so würde alsdann die Maximaldicke  $8 + \frac{1}{5}b$  bis  $12 + \frac{1}{5}b$ , d. i. bei 5<sup>m</sup> Fahrbahnbreite 18 bis 22 Centim.; die mittlere Dicke beträgt alsdann 13 bis 17 Centim.

Fig. 101.

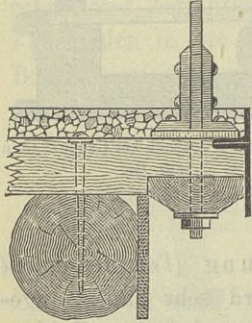
Brücke bei Reitlingen in Württemberg (Bühle). —  $\frac{1}{5}$  nat. Gr.

Die Anwendung eines sogenannten Sturzpflasters, wie dasselbe auf Schotterstrassen angewendet wird (Fig. 100) ist hier nicht zweck-

mässig, da es eine zu grosse Dicke der Steindecke erfordert.

Jedenfalls ist es rathsam, den Bohlenbelag mit einem starken Anstriche mit Theer oder Asphalt zu versehen oder auch eine wasserdichte Abdeckung (Asfaltpappe, Asphaltplatten, Häusler'scher Holzzement u. s. w.) anzuwenden.

Fig. 102.

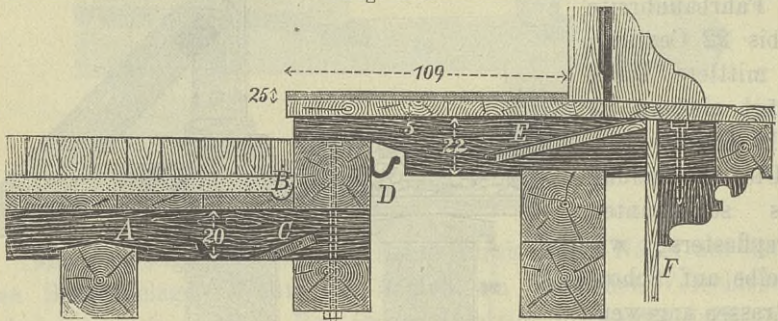


Holzbrücke mit Theerbeton-Be-  
deckung in Böhmen. —  $\frac{2}{5}$  nat. Gr.

Nicht unzweckmässig dürfte für hölzerne Brücken der Asphaltbeton sein, wie er in den Strassen von Städten zur Anwendung gekommen ist, d. i. eine Mischung von Asphalt oder einem Ersatzmittel mit Schotter, weil diese Masse elastisch ist, also die Stösse mässigt, den Biegungen der Hölzer nachgibt und das Wasser gut abhält. In Böhmen sind durch Schwarz einige hölzerne Brücken mit Theerbeton, d. i. mit einer Mischung aus Theer, Kalk, trockenem, scharfem Sand und Schotter, etwa 5 bis 7<sup>cm</sup> hoch bedeckt worden. Die zwischen den baumkantigen Streuhölzern vorhandenen Zwickel wurden vorher mit feinem Schotter ausgefüllt (Fig. 102).

§. 36. Stein- und Holzpflaster. Das Steinpflaster (*le pavé de pierre, le pavement en pierre — the stone-pavement*) ist in sofern nicht zweckmässig, als es die Brücke zu stark belastet, das Austrocknen des Brückenbelages hindert und eine öftere Kontrolle des Brückenbelages schwer möglich wird. Indess wendet man Steinpflaster in Städten oder in der Nähe derselben, wo es auf Eleganz ankommt, nicht selten an (Fig. 133 und 134, S. 88). Eine wasserdichte Abdeckung ist auch hier zu empfehlen. Als solche hat man früher oft eine 6 bis 8<sup>cm</sup> dicke Thonlage angewendet; durch das Erweichen des Thones bilden sich aber leicht starke Unebenheiten, so dass eine Schicht aus Asphalt oder dergl. vorzuziehen ist. Die Steine versetzt man in Sand. Das Steinpflaster erhält eine gleiche Entwässerung wie die Beschotterung.

Fig. 103.



Marienbrücke über den Inn bei Neuötling (Beyschlag). —  $\frac{1}{30}$  nat Gr.

Holzplaster (*le pavement en bois — the wood pavement*) (Fig. 103) ist dem Steinpflaster vorzuziehen, weil es wesentlich leichter ist und keine

so starken Stösse verursacht, wie das Steinpflaster. Obwohl das Holzpflaster in der Unterhaltung theurer wird als das Steinpflaster, so würden mit Rücksicht auf die geringeren Stärken der Träger die Gesamtkosten dennoch geringer als für Steinpflaster. Weiteres über Holzpflaster siehe „Eiserne Brücken, Querkonstruktionen“, II. Aufl., §. 11.

§. 37. **Fusswege.** Bei schmalen Brücken, welche von Fussgängern wenig benützt werden, trennt man die Fusswege nicht von der Fahrbahn (Fig. 97, 100 und 101). Bei gepflasterten und beschotterten Brücken lässt man hier entweder das Wasser über die Rand- oder Saumschwelle (*le garde-pavé* — *the curb-beam*) *A* hinweglaufen (Fig. 100) oder man ordnet, wenn dies nicht zulässig ist, am Rande neben dem Geländer eine Rinne *B* an (Fig. 101).

Bei Brücken in Ortschaften trennt man indess meist die Fusswege von der Fahrbahn ab, und zwar ordnet man bei weniger benützten Brücken einen Fussweg (Fig. 105), bei stärker benützten Brücken zwei Fusswege an.

Fig. 104.

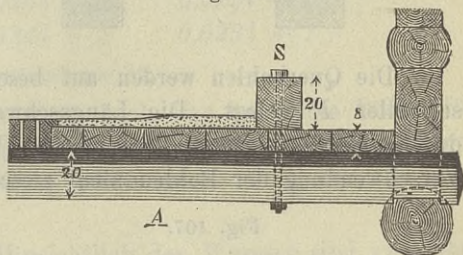
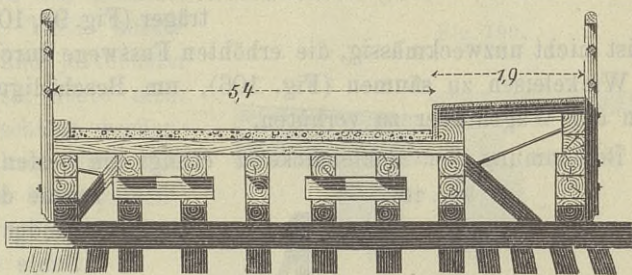
Brücke bei Lindenkopf im Grossherz. Hessen. —  $\frac{1}{30}$  nat. Gr.

Fig. 105.

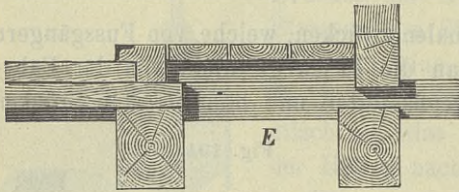
Brücke mit verdübeltem Träger über die Mur in Leoben. —  $\frac{1}{60}$  nat. Gr.

Will man den Fussweg in einfacher Weise von der Fahrbahn trennen, so lässt man die Fahrbohlen oder die Beschotterung nur über die Breite der Fahrbahn reichen (Fig. 99 und 104) und schliesst im letzten Falle die Beschotterung durch eine Schwelle *D* (Fig. 104) (Schotterschwelle, Schotterbaum) ab, wobei der untere Belag über die Fahrbahn und die Fusswege hinweg reicht.

Um den Fussweg möglichst trocken und rein zu erhalten, muss man ihn über die Fahrbahn erhöhen. Hier erhält der Fussweg entweder Längsbohlen (Fig. 106 und 112) oder Querbohlen (Fig. 98, 108, 109, 110 und 111), während die Fahrbahn bei uns nur der Quere nach

liegende Fahrbohlen erhält. Im ersteren Falle legt man die Längsbohlen auf Querschwellen *E*, die entweder nur über die Breite des Fussweges reichen (Fig. 103 und 112) oder über die Breite der ganzen Brücke (Fig. 106). Im letzteren Falle bilden sie Theile des unteren Belages;

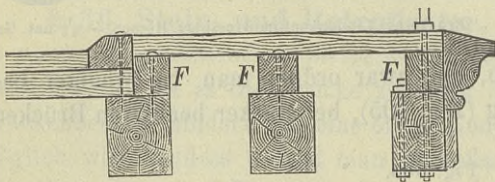
Fig. 106.



in den oberen Belag dürfen sie nicht hinein reichen, da sie sonst schnell zerfahren würden; in die Beschotterung lässt man sie allerdings oft hineinreichen (vgl. Fig. 101), obwohl dies zur Erhaltung einer möglichst ebenen Bahn nicht zweckmässig ist.

Die Querbohlen werden auf besonders hierzu anzuordnende Längsschwellen *F* gelegt. Die Längsschwellen legt man entweder auf den durchgehenden unteren Bohlenbelag (Fig. 111), was indess wegen der Verschwendung der Bohlen nicht zweckmässig ist oder man legt sie unmittelbar auf die Brückenträger (Fig. 107 und 109), oder endlich, man legt sie, wenn die Brückenträger zu weit von einander entfernt sind oder keine unmittelbare Auflage zulassen, auf besondere Querträger (Fig. 98, 108 und 110).

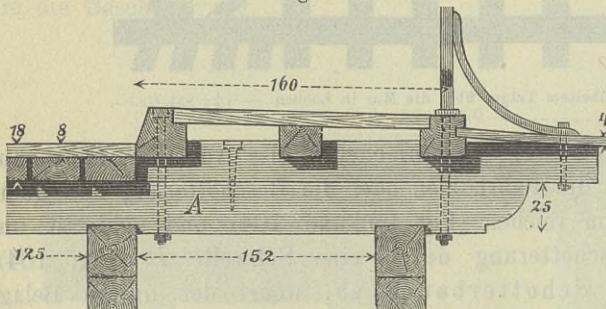
Fig. 107.



Es ist nicht unzweckmässig, die erhöhten Fusswege durch ein Eisen, etwa ein Winkeleisen zu säumen (Fig. 106), um Beschädigungen beim Anstreifen der Wagenräder zu verhüten.

Die Bestimmung der Bohlendicke *d* erfolgt am besten unter Annahme dicht neben einander auf der Bohle stehender Menschen. Die Belastung beträgt ungefähr einschl. Eigengewicht der Bohlen  $q = 170$  Klgr. pro lauf. Met. Ist die freie Spannweite einer Bohle = *l*, die

Fig. 108.

Brücke bei Ivry. —  $\frac{1}{4}$  nat. Gr.

Breite der Bohle = *b* und die zulässige Spannung = *K*, so wird  $K \cdot \frac{1}{12} b d^3 = \frac{1}{8} q l^2 \cdot \frac{1}{2} d$ , also

$$d = l \sqrt{\frac{3q}{4Kb}}$$

freie Spannweite einer Bohle = *l*, die

Belastung beträgt ungefähr einschl. Eigengewicht der Bohlen  $q = 170$  Klgr. pro lauf. Met. Ist die freie Spannweite einer Bohle = *l*, die

Setzen wir für Nadelholz  $K=75$  und für Eichenholz  $K=85$  Klgr. pro  $\square^{\text{cm}}$  ( $m=0,2$ ),  $q=1,7$  Klgr. pro lauf. Centim., so wird, wenn man der Abnutzung halber noch 1 Centim. zuschlägt:

$$d = \left( \alpha \frac{l}{\sqrt{b}} + 1 \right) \text{Centim.},$$

wobei für Nadelholz  $\alpha=0,130$ , für Eichenholz  $\alpha=0,123$  zu setzen und  $l$  und  $b$  in Centim. einzuführen ist. Hiernach wird z. B.

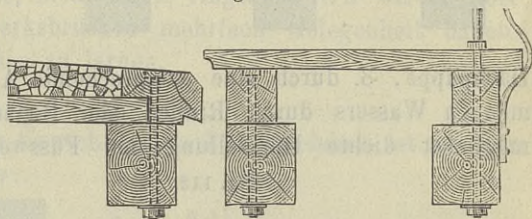
	<i>Nadelholz</i>	<i>Eichenholz</i>
$b = 20^{\text{cm}}$ :	$d = 0,030l + 1$	$0,029l + 1$
$b = 25^{\text{cm}}$ :	$d = 0,026l + 1$	$0,025l + 1$
$b = 30^{\text{cm}}$ :	$d = 0,024l + 1$	$0,023l + 1$

wonach sich  $d$  zu 3,5 bis 7,0 Centim. ergibt.

Selten ist über dem Bohlenbelage noch eine besondere Decke für die Fusswege, z. B. eine Asphaltdecke, eine Bedeckung mit Steinplatten, Mosaikpflaster u. s. w. in Anwendung gekommen.

**§. 38. Entwässerung.** Hinsichtlich des Wassers sind zwei Bedingungen zu erfüllen: 1. soll das Wasser von der Oberfläche möglichst schnell abgeführt werden, um eine möglichst trockene Bahn zu haben und weil umsomehr Wasser in das Innere eindringen kann, je länger sich dasselbe auf der Oberfläche aufhält; 2. muss man das abzuführende Wasser von den Konstruktionstheilen möglichst fern halten. Je schwieriger ein Theil auszuwechseln und je theurer derselbe ist, desto mehr soll er geschützt werden; hauptsächlich wird man also die eigentlichen Brückenträger zu schützen haben.

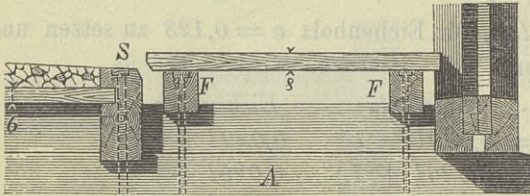
Fig. 109.



Bei Anwendung von Fahrbohlen bringt man eine besondere Entwässerung meist nicht an; höchstens bringt man in dem Bohlenbelage einige rechteckige Löcher an, welche theils zum unmittelbaren Abfließen des Wassers, theils zum Entfernen des Kothes durch Arbeiter dienen. Bei schmalen Brücken genügt es, diese Kothlöcher von etwa  $10^{\text{cm}}$  Breite,  $1^{\text{m}}$  Länge, 2 bis  $4^{\text{m}}$  Abstand am Rande anzuordnen (Fig. 97). Bei stärker beschotterten und gepflasterten Brücken erhält die Fahrbahn nach beiden Seiten ein Gefälle; ist kein erhöhter Fussweg vorhanden, so lässt man das Wasser entweder über die Saumschwelle hinweg ablaufen (Fig. 100) oder man ordnet neben dem Geländer eine hölzerne oder gepflasterte Rinne (Fig. 101 und 111) an. Ist ein erhöhter Fussweg vorhanden, so legt man neben den Fussweg auf die Fahrbahn eine Rinne (Fig. 111)

oder man trennt den Fussweg von der Fahrbahn durch einen Spalt, durch welchen das Wasser unmittelbar nach unten ablaufen kann (Fig. 109 und 110) oder endlich, man legt die Längsböhlen des Fussweges, ohne den Fussweg durch eine Saumschwelle zu begrenzen, um so viel über die Fahr-

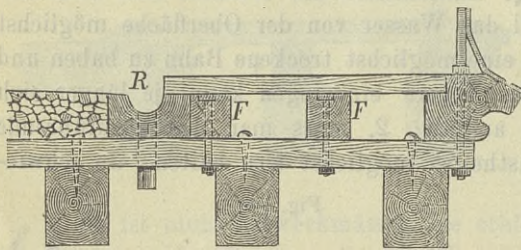
Fig. 110.



Brücke am Hotel: Europäischer Hof in Baden-Baden. —  
 $\frac{1}{3}$  nat. Gr.

des Wassers zulässt. Bei Anwendung von Rinnen müssen dieselben natürlich ein Längsgefälle von mindestens etwa  $\frac{1}{400}$  erhalten, wobei das Wasser entweder nur nach den Enden der Brücke hin oder an einzelnen

Fig. 111.



Dachpappe, 3. durch eine entsprechende Ableitung des von oben kommenden Wassers durch Rinnen oder Bedachungen und 4. durch eine möglichst dichte Herstellung der Fusswege und der Fahrbahn. In

Fig. 112.

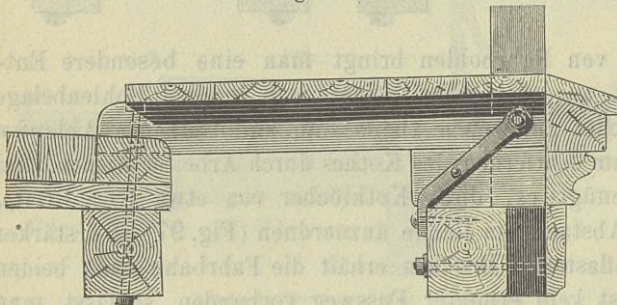


Fig. 103 ist beispielsweise ein Fall dargestellt, in welchem durch Anordnung von Bedachungen und Rinnen aus Zinkblech, eine Bedeckung des Fussweges mit einer Mischung aus Pech, Steinkohlen und Sand, sowie ein Dichten des Bohlenbelages durch Eintreiben von in Oel getauchten Streifen in die mit dem Hobel erweiterten Fugen (Fig. 113) eine möglichst vollständige Abhaltung des Wassers angestrebt wurde. Wir kommen auf derartige Anordnungen noch bei

bahn, dass das Wasser ablaufen kann (Fig. 103 und 112). Die beiden letzteren Anordnungen sind der Anwendung einer Rinne vorzuziehen, wenn der unter der Brücke befindliche Raum überhaupt ein unmittelbares Abfließen des Wassers zulässt. Bei Anwendung von Rinnen müssen dieselben natürlich ein Längsgefälle von mindestens etwa  $\frac{1}{400}$  erhalten, wobei das Wasser entweder nur nach den Enden der Brücke hin oder an einzelnen Punkten durch Abfallrinnen nach unten abgeführt wird (Fig. 111).

Der Schutz der Theile des Tragwerkes vor dem Wasser erfolgt 1. durch einen entsprechenden Anstrich, 2. durch Bedecken der betreffenden Theile mit Brettern, Blech oder

Dachpappe, 3. durch eine entsprechende Ableitung des von oben kommenden Wassers durch Rinnen oder Bedachungen und 4. durch eine möglichst dichte Herstellung der Fusswege und der Fahrbahn. In Fig. 103 ist beispielsweise ein Fall dargestellt, in welchem durch Anordnung von Bedachungen und Rinnen aus Zinkblech, eine Bedeckung des Fussweges mit einer Mischung aus Pech,

Besprechung des Tragwerkes zurück. Einigermassen wird das Tragwerk vor dem Regen durch einen weit vorspringenden Belag des Fussweges geschützt (Fig. 108).

Fig. 113.

Zu Fig. 103. —  $\frac{1}{2}$  nat. Gr.

**§. 39. Schutzdach.** Zum Schutze gegen den Regen und Schnee hat man häufig, namentlich in früherer Zeit, eine förmliche Ueberbauung der Brücke angewendet. In erster Linie ist hierbei das weit (1,2 bis 1,8<sup>m</sup>) vorspringende Dach von Wichtigkeit, welches mit Ziegeln, Schiefer, Zink oder Dachpappe gedeckt wird. Auch die Seitenwände hat man häufig bis auf einzelne offene Fenster verkleidet; jedoch hat man sich vielfach mit einer Verkleidung in Geländerhöhe begnügt, wodurch auch der Winddruck ermässigt wird. Es ist kein Zweifel, dass durch eine derartige Ueberdeckung die Dauer verlängert wird; ausserdem kommen die in Ortschaften oft nicht zu unterschätzenden Vortheile: Schutz der die Brücke benützenden Personen gegen Regen und das Freihalten von Schnee hinzu. Jedoch wird sich diese Ueberbauung der dadurch bedingten Vergrösserung der Belastung, der für sie selbst nöthigen Mehrkosten und Instandhaltung, sowie des vergrösserten Winddruckes wegen höchstens dann als zweckmässig erweisen, wenn die Wände von dem Tragwerke selbst gebildet werden und wenn das Dach gleichzeitig ein Mittel zu einer guten Querverstrebung der Träger abgibt.

Auf die Konstruktion dieser Ueberdachungen wollen wir, da sie mehr dem Hochbau angehören, nicht näher eingehen. Wir werden aber bei den Gitter- und Sprengwerksbrücken mehrfach Gelegenheit haben, derartige Konstruktionen kennen zu lernen.

**§. 40. Gewicht.** Das Gewicht  $g$  pro Flächeneinheit ist bei der Dicke von  $d$  Centim. ungefähr:

Bohlenbelag, weiches Holz . . . . .	$g = 9d$	} Kilogr. pro $\square$ Met.
„ hartes „ . . . . .	$g = 10d$	
Holzpfaster . . . . .	$g = 11d$	
Beschotterung . . . . .	$g = 19d$	
Steinpfaster . . . . .	$g = 23d$	

Im letzten Falle ist  $d$  die Gesamtdicke (Pflaster und Bettung). Hieraus ergeben sich nun nach den in den vorigen Paragraphen angegebenen Dicken die folgenden Gewichte:

Konstruktionsweise	Gewicht pro □ Meter in Kilogr.					
	Tafel		Decke		Zusammen	
	Grenzen	Mitt.	Grenzen	Mitt.	Grenzen	Mitt.
<b>a) Fahrbahn.</b>						
Einfacher Bohlenbelag . . . . .	—	—	—	—	100—170	130
Doppelter Bohlenbelag . . . . .	80—150	120	30—70	50	110—220	170
Holzpflaster . . . . .	80—150	120	160—200	180	240—350	300
Schotter . . . . .	80—150	120	210—310	260	290—460	380
Steinpflaster . . . . .	90—160	130	460—660	560	550—820	690
<b>b) Fusswege.</b>						
Einfacher Bohlenbelag . . . . .	—	—	—	—	90—200	150

Etwaige Quer- oder Langschwelen zur Unterstützung der Bahn sind hinsichtlich der Fahrbahn nicht mit inbegriffen; bei den Fusswegen sind nur die zur Erhöhung der Fusswege dienenden Längs- oder Querschwelen eingerechnet.

## V. Kapitel.

### Eisenbahnbrücken.

§. 41. **Unterstützung der Schienen.** Die Eisenbahnschienen lagert man entweder auf Querschwellen (*la traverse — the traverse-sleeper*) oder Langschwelen (*la longrine — the floorbeam*). In seltenen Fällen lagert man die Schienen unmittelbar auf die Hauptträger; hauptsächlich nur bei sehr kleinen Spannweiten oder sogenannten offenen Durchlässen. Die Querschwellen bieten den Vortheil einer besseren Erhaltung der Spurweite ohne weitere Vorkehrungen, eine Gleichartigkeit mit dem Oberbau auf der freien Bahn und den Vortheil, dass ein Windschiefwerden, welches bei den Langschwelen zuweilen störend wirkt, weniger schadet; bei oben liegender Bahn ist die Anordnung der Querschwellen auch einfacher, da Langschwelen besondere Querträger erfordern würden. Indess kann in dem Falle, wo man mit der Auflagerung der Querschwellen an gewisse Punkte der Hauptträger gebunden ist, wie z. B. bei den Gitterträgern, aus der Anwendung von Querträgern mit Langschwelen eine Materialersparniss erwachsen, worauf wir später näher eingehen.

Hat die Bahn eisernen Oberbau, so wird man die eisernen Quer- oder Langschwellen am besten auch auf der Brücke in Anwendung bringen.

§. 42. Querschwellen. 1. Stärke. Hinsichtlich der Wahl der Stärke der Querschwellen haben wir die folgenden Fälle zu unterscheiden:

a) Die Träger liegen unmittelbar unter den Schienen, so dass die Querschwellen nicht auf Biegung beansprucht werden, wie in Fig. 116 und 117. Hier genügt dieselbe Dicke und Breite der Querschwellen, wie auf der freien Strecke, d. i. für Hauptbahnen (6,5 Tonnen Raddruck) etwa 24<sup>cm</sup> Breite, 16<sup>cm</sup> Höhe; in Amerika, wo die Querschwellen auf der Brücke meist eine wesentlich geringere Entfernung erhalten, geht man selbst auf 20<sup>cm</sup> Breite und 12½ bis 13<sup>cm</sup> Höhe herab. Bei 6, 5, 4, 3, 2 Tonnen Raddruck würde die Breite von etwa 23, 22, 20, 18, 16<sup>cm</sup> und die Höhe von 15½, 14½, 13½, 12½, 11<sup>cm</sup> genügen.

b) Die Querschwellen sind durch zwei Träger unterstützt, welche ausserhalb der Schienen liegen (Fig. 114). Ist  $a$  der Horizontalstand der Schienen von einem idealen Auflagepunkte  $A$ ,  $G$  der Raddruck,  $b$ ,  $h$  die Breite und Höhe der Schwelle, so ist zu setzen,  $K \cdot \frac{1}{12} b h^3 = G a \cdot \frac{1}{2} h$  oder

$$1. \quad h = \sqrt{\frac{6 G a}{K b}}$$

Fig. 114.

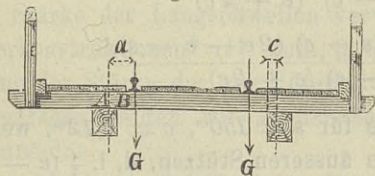


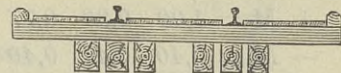
Fig. 116.



Fig. 115.



Fig. 117.



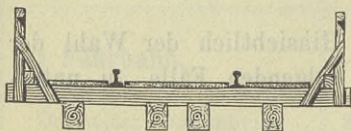
Hierin ist nach §. 19, da das Eigengewicht gegen die zufällige Last sehr klein, also nahezu  $K = \frac{1}{1+m} K_1$ , ist (zeitweilige Konstruktionen,  $m=0,4$ ), für Nadelholz  $K=75$ , für Eichenholz  $K=85$  Klgr.pro  $\square^{cm}$  zu setzen. Die Breite  $b$  nimmt man am besten wie im vorigen Falle an. Alsdann wird für

	$G = 6,5$	$6$	$5$	$4$	$3$	$2$	Tonnen.
Nadelholz:	$h = 4,65$	$4,57$	$4,26$	$4,00$	$3,65$	$3,16$	$\cdot \sqrt{a}$
Eichenholz:	$h = 4,37$	$4,29$	$4,00$	$3,76$	$3,43$	$2,97$	$\cdot \sqrt{a}$

Centim.

Wegen der Kappung der Querschwellen, d. i. des Einschnittes für die Schienen, ist  $h$  um ungefähr  $2\text{cm}$  zu vergrössern.

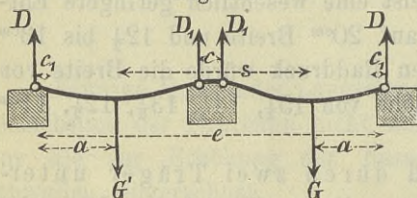
Fig. 118.



Wenn  $a$  ungefähr  $= 7$  bis  $8\text{cm}$  ist, so ergeben sich hiernach für  $h$  dieselben Werthe wie im vorigen Falle; ist  $a$  noch kleiner, so würden die für den vorigen Fall angegebenen Dimensionen anzuwenden sein. Der Abstand  $c$  (Fig. 114) des idealen Auflagerpunktes  $A$  von der Kante  $B$  des Trägers ist zu etwa  $5\text{cm}$  anzunehmen.

c) Die Querschwellen sind durch drei Träger unterstützt (Fig. 115). Hier ist die Theorie der kontinuierlichen Träger in Anwendung zu bringen, und zwar

Fig. 119.



wird man am richtigsten rechnen, wenn man vier Stützen annimmt, welche um einen gewissen Theil der Trägerbreite von den inneren Kanten derselben entfernt sind. Bezeichnet man (Fig. 119) die Spurweite mit  $s$ , den Abstand der äusseren Stützen mit  $e$ , den der inneren mit  $c$ , den Druck auf die Querschwellen mit  $G$  und das Moment an jeder Schiene mit  $M$ , an einer Mittelstütze mit  $M_1$ , so ergibt sich unter der Annahme gleichhoher Stützen:

$$2. \quad \begin{cases} M = + \frac{G(e-s)(s-c)[(s+c)(3e-s) - 4c^2]}{4(e-c)^2(e+2c)}, \\ M_1 = - \frac{G(e-s)(s-c)(2e-c-s)}{(e-c)(e+2c)}. \end{cases}$$

Hiernach ergibt sich beispielsweise für  $s = 150\text{m}$ ,  $c = 0,12\text{m}$ , wenn man den Abstand der Schienen von den äusseren Stützen, d. i.  $\frac{1}{2}(e-s)$  mit  $a$  bezeichnet:

$$\begin{array}{cccccccc} e = 1,5 & 1,6 & 1,8 & 2,0 & 2,2 & 2,4 & 2,6 & \text{Meter:} \\ + M = & 1,00 & 0,90 & 0,77 & 0,63 & 0,54 & 0,47 & 0,40 \cdot Ga, \\ - M_1 = & 0,40 & 0,41 & 0,40 & 0,39 & 0,38 & 0,37 & 0,35 \cdot Ga, \end{array}$$

so dass stets  $+M > -M_1$  ist. Demnach ist zu setzen:  $K \cdot \frac{1}{12} b h^3 = M \cdot \frac{1}{2} h$  oder

$$3. \quad h = \sqrt{\frac{6M}{Kb}}.$$

d) Die Querschwellen sind durch vier Querschwellen unterstützt, und zwar in der in Fig. 118 gezeigten Weise. Hier haben die Formeln 2 ebenfalls Giltigkeit, nur erhält natürlich  $c$  einen anderen Werth. Beispielsweise ergibt sich für  $c = 0,50\text{m}$ :

$e = 1,5$	$1,6$	$1,8$	$2,0$	$2,2$	$2,4$	$2,6$	Meter:
$+ M = 1,00$	$0,89$	$0,71$	$0,59$	$0,50$	$0,43$	$0,37$	. Da,
$- M_1 = 0,20$	$0,21$	$0,22$	$0,22$	$0,22$	$0,21$	$0,21$	. Da.

Auch ist hier stets  $- M_1 < + M$ , so dass die Formel 3 zur Berechnung von  $h$  auch hier Giltigkeit behält. Die Werthe von  $M$  für  $c = 0,12$  und  $0,50^m$  weichen bei gleichem  $e$  wenig von einander ab, so dass  $c$  nur wenig Einfluss hat.

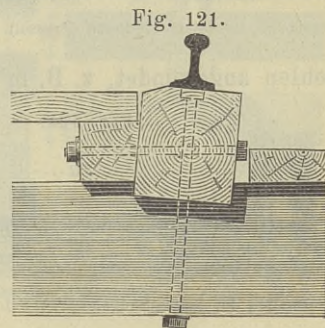
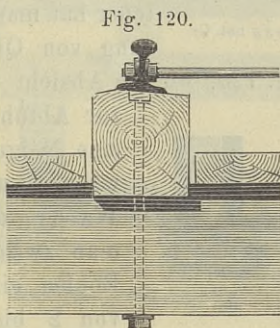
**2. Befestigung.** Jede Querschelle muss durch zwei Schrauben auf den Trägern befestigt werden, um Verschiebungen, namentlich in Folge der Erschütterungen, zu verhüten. Diese Schrauben können für Hauptbahnen 20 bis 24<sup>mm</sup> Bolzendicke erhalten. Die Mutter legt man am besten oben hin, um ein Herabfallen derselben durch Losrütteln zu verhüten und bequem nachziehen zu können. Damit sich der Bolzen beim Anziehen nicht drehen kann, macht man den Kopf meist quadratisch und lässt ihn in das Holz ein. Bei Bahnen für grössere Geschwindigkeit schneidet man die Querswellen für die Auflagerung auf die Hauptträger etwa 2<sup>cm</sup> tief ein.

**3. Vertheilung.** Hinsichtlich der den Querswellen zu gebenden Entfernung müssen wir auf die Vorträge über „Eisenbahnbau“ verweisen. Ebenso verweisen wir hinsichtlich der speziell bei Brücken anzuwendenden Vertheilung auf die „Eisernen Brücken, Querkonstruktionen“ (II. Aufl., §. 45).

**§. 43. Langschwellen.** **1. Stärke.** Hinsichtlich der Bestimmung der Stärke der Langschwellen verweisen wir auf die „Eisernen Brücken, Querkonstruktionen“ (II. Aufl., §. 47). Die Konstruktion und die Bestimmung der Stärke der zur Unterstützung der Langschwellen anzuordnenden Querträger werden wir an den betreffenden Stellen des III. Abschnittes behandeln.

**2. Lage.** Gewöhnlich gibt man den Langschwellen eine normale Lage, d. h. man legt die untere Fläche horizontal, die Seitenflächen vertikal (Fig. 120);

alsdann muss die obere Fläche der schiefen Lage der Schienen halber schief bearbeitet werden. Besser dürfte es indess sein, die ganze Schwelle schief zu



legen (Fig. 121); sie erhält alsdann auch gegen die schiefe wirkenden Raddrücke eine grössere Stabilität.

**3. Befestigung.** Die Langschwellen werden auf den Querträgern durch Schrauben befestigt, welche für Hauptbahnen 22 bis 25<sup>mm</sup> Dicke erhalten. Gewöhnlich legt man den Kopf nach oben und unter die Schiene, die Mutter nach unten, weil bei der umgekehrten, sonst besseren

Fig. 122.

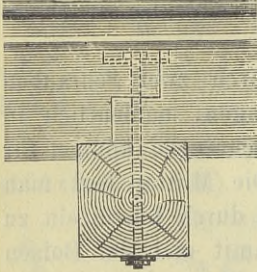
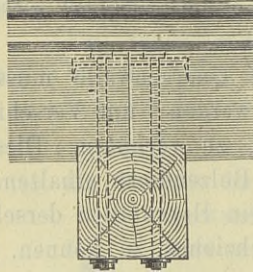


Fig. 123.



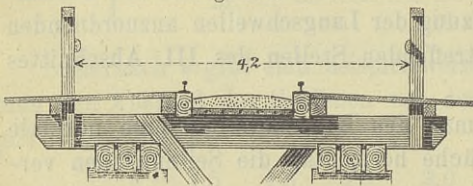
Lage, die Mutter bei Befestigung der Schienen hinderlich wäre (Fig. 120 bis 123). Wenn die Schwellen mindestens 30<sup>cm</sup> breit sind, so kann man indess auch die Schrauben neben die Schienen und alsdann den Kopf nach

unten, die Mutter nach oben legen. Die Stösse müssen natürlich über einen Querträger fallen. Mehrfach wendet man hier eine kurze Ueberblattung (Fig. 122) an; indess ist der stumpfe Stoss, etwa noch in Verbindung mit einer Verklammerung (Fig. 123), wohl vorzuziehen.

**§. 44. Bohlenbelag.** Bei uns versieht man die Brücken stets mit einem Belage zum Begehen, während man denselben in Amerika, der dort kürzeren Entfernung der Schwellen wegen, für überflüssig hält.

**1. Lage.** Bei Anwendung von Querschwellen legt man die Bohlen unmittelbar auf die Querschwellen; auch bei Anwendung von Langschwellen legt man die Bohlen meist unmittelbar auf die Querträger (Fig. 125);

Fig. 124.



Normalien der österr. Südbahn (Pressel). —  $\frac{1}{100}$  nat. Gr.

nur in besonderen Fällen, z. B. wenn die Bohlen auch zum Schutze der Träger gegen Regen überragen sollen, kann die Anwendung von Querbohlen (Fig. 124) zweckmässiger sein. Seltener hat man auch bei Anwendung von Querschwellen Querbohlen angewendet, z. B. in Fig. 126, wo

die Absicht vorlag, den Bohlen zur Abführung des Wassers eine Neigung zu geben. Gewöhnlich aber führt man das Wasser dadurch ab, dass man zwischen den einzelnen Bohlen einen Zwischenraum von 2 bis 3<sup>cm</sup> lässt, auch

Fig. 125.



Normalien der österr. Südbahn (Pressel). —  $\frac{1}{100}$  nat. Gr.

wohl der oberen Fläche jeder Bohle ein kleines Gefälle nach beiden Seiten gibt.

Es erscheint rathsam, mehrere Bohlen durch unterhalb befestigte Leisten zu Tafeln zu verbinden, so dass man durch Abheben derselben das darunter liegende Holz untersuchen und Schrauben nachziehen kann.

2. Dicke der Bohlen. Die Dicke der Bohlen ist nach dem für die Fusswege der Strassenbrücken (§. 38) Gesagten zu wählen; jedoch kann man hier den dort angewendeten Zuschlag von 1<sup>cm</sup> der geringeren Abnutzung wegen weglassen und erhält alsdann

$$4. \quad d = \alpha \frac{l}{\sqrt{b}} \text{ Centim.,}$$

wobei für Nadelholz  $\alpha = 0,140$ , für Eichenholz  $\alpha = 0,126$  zu setzen und  $l$  und  $b$  in Centimetern einzuführen ist. Für  $b = 20\text{cm}$  wird durchschnittlich  $d = 0,03l$ , wonach sich  $d$  zu 3 bis 8<sup>cm</sup> ergibt.

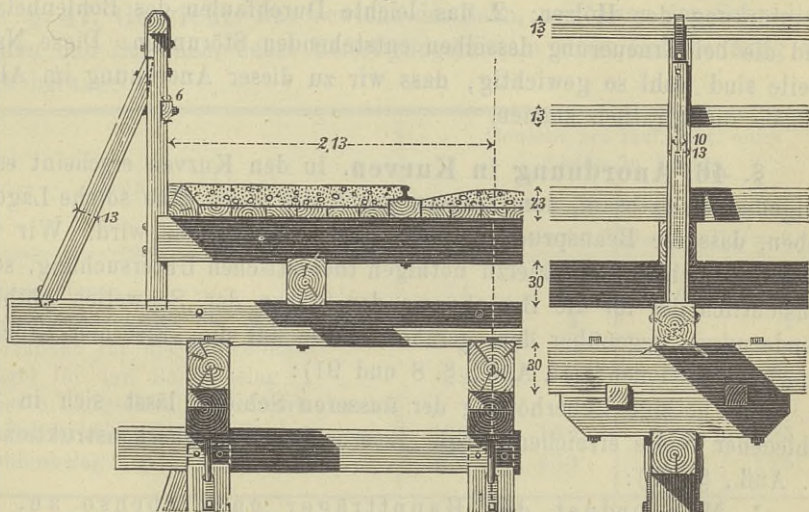
3. Sicherung gegen Zündung. Zwischen den Schienen bedeckt man den Bohlenbelag oft mit einer Kiesschicht (Fig. 124 und 125), zuweilen auch ausserhalb der Schienen (Fig. 127), um Feuersgefahr durch das Herabfallen von glühenden Kohlen aus den Aschenkasten der Lokomotiven zu verhüten. Sicherer ist noch die Anwendung flachen Wellenbleches statt des Bohlenbelages. Auch wird man einen Theer-anstrich an Holztheilen, auf welche Funken gelangen können, vermeiden.

Fig. 126.



Brücke über den Nekar bei Kanstadt.  
—  $\frac{1}{10}$  nat. Gr.

Fig. 127.



Brücke über den Manawatu; Napier-Manawatu-Eisenbahn in Neu-Seeland. —  $\frac{1}{5}$  nat. Gr.

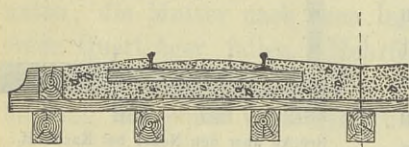
Da Brände von Holzbrücken in der That vielfach vorgekommen sind, so erscheint eine Vorsicht jedenfalls geboten. Die meisten unserer Holz-

brücken zeigen allerdings keine besonderen Vorkehrungen gegen Feuergefahr. Jedenfalls darf aber eine sorgfältige Ueberwachung grösserer Brücken nicht unterbleiben; ebenso sind Vorkehrungen gegen Fortpflanzung eines Brandes zu treffen, insbesondere das Bereithalten von Feuerspritzen und die Sorge für möglichst schnelles Herbeirufen der nöthigen Bedienung derselben.

**4. Sicherung hinsichtlich der Entgleisungen.** In dieser Beziehung verweisen wir auf das bei den „Eisernen Brücken, Querkonstruktionen“ (II. Aufl., §. 55) Gesagte.

**§. 45. Schotterbettung.** Während man bei uns die Schienen stets auf Holzschwellen legt, welche unmittelbar auf die Holzträger aufgelagert sind, hat man bei englischen Brücken sehr häufig Querschwellen

Fig. 128.

Englische Brücke. —  $\frac{1}{10}$  nat. Gr.

angewendet, welche ganz ebenso in eine Schotterbettung gelegt sind, wie auf der freien Bahn (Fig. 128). Die Vorzüge dieser Anordnung sind:

1. Gleichartigkeit des Oberbaues auf der ganzen Bahn; 2. Mässigung der Erschütterungen durch das grössere

Gewicht und durch die weniger unmittelbare Uebertragung der Stösse; 3. Sicherung gegen Zündungen; 4. Sicherung gegen Durchbrechen der Räder bei Entgleisungen. Dem gegenüber stehen als Nachtheile: 1. Die wesentlich grössere Belastung der Brücke und die in Folge dessen nöthige Verstärkung der Hölzer; 2. das leichte Durchfaulen des Bohlenbelages und die bei Erneuerung desselben entstehenden Störungen. Diese Nachtheile sind wohl so gewichtig, dass wir zu dieser Anordnung im Allgemeinen nicht rathen können.

**§. 46. Anordnung in Kurven.** In den Kurven erscheint es im Allgemeinen rathsam, den Trägern gegen die Gleise eine solche Lage zu geben, dass die Beanspruchung der Träger eine gleiche wird. Wir verweisen hinsichtlich der hierzu nöthigen theoretischen Untersuchung, sowie hinsichtlich der für die Berechnung der Stärke der Schwellen nöthigen Aenderungen gegenüber dem geraden Gleise auf die „Eisernen Brücken, Querkonstruktionen“ (II. Aufl., §. 8 und 91):

Die nöthige Ueberhöhung der äusseren Schiene lässt sich in verschiedener Weise erreichen (vergl. „Eiserne Brücken, Querkonstruktionen“, II. Aufl., §. 56):

1. Man ordnet die Hauptträger ganz ebenso an, als wenn keine Ueberhöhung vorhanden wäre und erhöht die äussere Schiene in folgender Weise:

a) Bei nur geringer Ueberhöhung lässt man die innere Schiene etwas tiefer in die Schwelle ein als die äussere, oder man überschneidet

jede Querschwelle mit dem inneren Träger etwas stärker als mit dem äusseren Träger, so dass die Querschwellen eine schiefe Lage erhalten.

b) Bei grosser Ueberhöhung legt man unter die äussere Schiene auf jede Schwelle einen Klotz oder auch wohl eine durchgehende Langschwelle; Klötze und Langschwelle werden in die Querschwellen eingelassen.

c) Besser aber ist es, bei grosser Ueberhöhung einen Klotz oder eine durchgehende Schwelle (Futterholz) unter die Querschwelle auf den äusseren Träger zu legen.

d) Liegen die Schienen auf Langschwellen, so kann die eine Langschwelle etwas höher gehalten werden als die andere, oder es kann die innere etwas stärker mit den Querträgern überschritten werden. Auch kann man die Querträger schief legen, indem man sie mit den inneren Trägern etwas stärker überschneidet oder an den äusseren Trägern Futterhölzer unterlegt.

2. Man legt die äusseren Hauptträger höher als die inneren, so dass in der Anordnung der Schwellen keine Aenderung gegenüber dem geraden Gleise eintritt. Hierbei können die Träger eine vertikale Lage oder eine schiefe Lage erhalten. Bei einfachen Balkenbrücken erscheint das erstere als das beste; bei höheren Trägern, wie Sprengwerks- und Gitterträgern, wird man sich aber schon des besseren Aussehens halber zu einer vertikalen Lage der Träger entscheiden.

Bei grösseren Ueberhöhungen verdient die Anordnung 2. den Vorzug gegen die Anordnung 1.

**§. 47. Gewicht.** Das Gewicht der Bahn, und zwar der Schwellen, Bohlen und Schienen, nebst Befestigungsmitteln stellt sich beiläufig wie folgt heraus:

Bestandtheil	Gewicht pro lauf. Met. eines Gleises in Kilogr.			
	normale Spurweite $D=6,5T$	1 <sup>m</sup> Spurw. $D=5,0T$	0,75 <sup>m</sup> Spurweite $D=3,8T$	0,5 <sup>m</sup> Spurweite $D=2,5T$
Eisenschienen . . . . .	74	62	44	29
Kleineisenzeug für die Schienen . . . . .	5	4	3	2
Schrauben für die Schwellen . . . . .	5	5	4	3
Nägel für den Bohlenbelag . . . . .	2	2	2	1
Quer- o. Langschwellen (letztere einschl. Polsterhölzer für den Bohlenbelag) . . . . .	200	182	100	55
Bohlenbelag . . . . .	250	250	170	125
Summe . . . . .	536	505	323	215
Weniger für Stahlschienen . . . . .	10	10	6	4

Das spezifische Gewicht des Holzes ist hierbei zu 0,9 angenommen. Der Kubikinhalte des Holzes beträgt für die Schwellen 0,22 0,20 0,11

0,06, für den Bohlenbelag 0,28 0,28 0,19 0,14 Kubikmeter pro lauf. Met. Gleis.

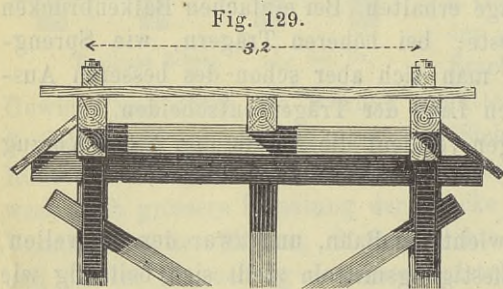
Wenn man die Schwellen in Schotter bettet, so wird das Gewicht 3- bis  $4\frac{1}{2}$  mal so gross. Bei Hauptbahnen würde hierdurch die Last pro Gleis um etwa 1450 Klgr. pro Met. vergrössert, was ungefähr  $\frac{1}{3}$  der zufälligen Last ausmacht.

## VI. Kapitel.

### Geländer und Gesimse.

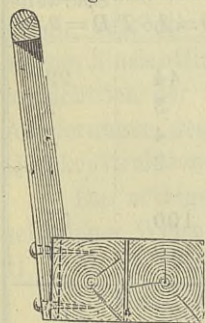
§. 48. Das Geländer. Der Hauptzweck des Geländers (*le garde-corps, la barrière, le parapet — the balustrade, the parapet*) besteht in der Sicherung gegen das Herabfallen von der Brücke; es dient aber auch bei schöner ausgestatteten Brücken zur Zierde. Bei Strassenbrücken wird

man deshalb fast stets zwei Geländer anbringen, vielleicht mit Ausnahme von sehr niederen und kurzen Brücken, obwohl man auch hier und da bei längeren Brücken die Geländer nur durch ein Paar Saumschwellen ersetzt hat, z. B. bei der gegen 1400 Met. langen Brücke über den Zürich-



Brücke über den Zürichsee bei Rapperswyl. —  $\frac{1}{5}$  nat. Gr.

see bei Rapperswyl (Fig. 129). Bei Eisenbahnbrücken sind Geländer im Allgemeinen weniger nöthig und werden sie hier in der That häufig weggelassen, obwohl auch hier ein Schutz gegen Herabfallen der Bahnwärter, namentlich aber der auf der Brücke beschäftigten Arbeiter nicht überflüssig ist. Sehr wenig benützte Stege haben zuweilen nur ein Geländer erhalten (Fig. 130).



$\frac{1}{30}$  nat. Gr.

Die Geländer für hölzerne Brücken werden meist aus Holz, zuweilen allerdings aus Eisen oder aus Holz und Eisen konstruirt. Hinsichtlich der Geländer aus blossen Eisen verweisen wir auf die „Eisernen Brücken, Querkonstruktionen“.

Die hölzernen Geländer bestehen aus drei Haupttheilen, nämlich den Pfosten oder Stielen (*le poteau — the post*), welche die Verbindung mit den Trägern herstellen, der Brustlehne oder dem Brustriegel (*la lisse — the head-tie, the*

*breast-rail*) als oberen Abschluss und der Geländerfüllung (*le panneau — the pane*) zur Herstellung einer genügend dichten Vergitterung. Hierzu können noch Nebentheile kommen.

Wenn die Träger über der Bahn liegen, so können dieselben die Geländer entweder ganz vertreten, oder es sind zur Bildung der Geländer nur Ergänzungen nöthig. Träger, welche in ihrer ganzen Höhe als Geländer ausgenützt werden, nennt man auch Traggeländer.

**§. 49. Die Geländerpfosten.** Die Geländerpfosten bilden insofern den wichtigsten Theil der Geländer, weil von ihrer Verbindung mit dem Tragwerke die Sicherheit des Geländers abhängt. Diese Verbindung ist so anzuordnen, dass besonders ein Umbiegen nach aussen beim Anlehnen, etwaigem Anfahren etc. nicht möglich ist. Indess soll auch einiger Widerstand gegen ein Biegen nach einwärts geleistet werden.

Die Pfosten verzapft man entweder in die Saumschwelle (Fig. 131) oder in die Querschwelle (Fig. 132). Im ersteren Falle verschraubt man entweder den durchgehenden Zapfen und verschraubt alsdann ausserdem die Saumschwellen mit dem Ort balken zu beiden Seiten der Querschwellen oder man verbindet die Pfosten unmittelbar mit dem äusseren oder Ort balken durch Bandschrauben (Fig. 131). Wenn man die Pfosten in die Querschwellen verzapft, so verbindet man sie mit diesem durch zwei Winkelbänder (Fig. 132) oder mit dem Ortbalken durch Bandschrauben.

Bei Eisenbahnbrücken, wo eine Einengung innerhalb der Geländer nicht nachtheilig ist,

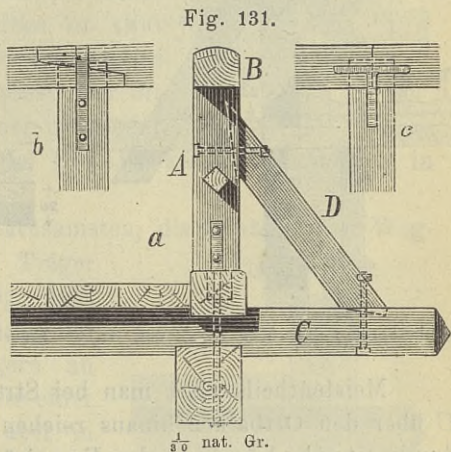
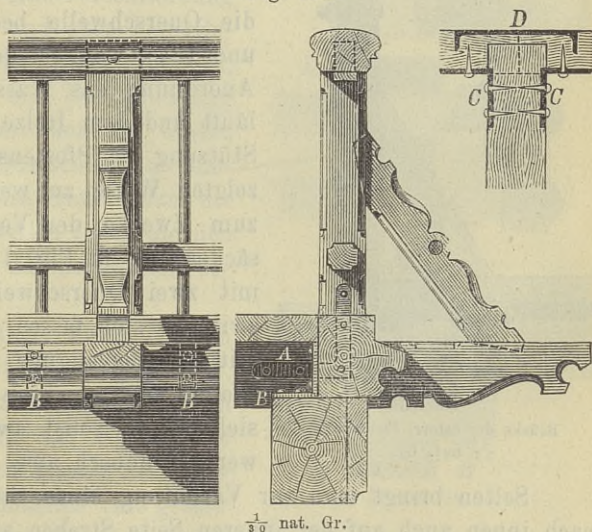


Fig. 132.

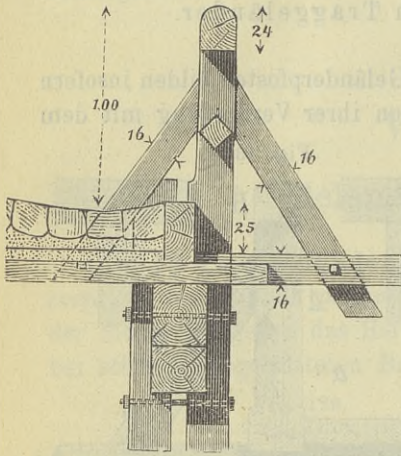
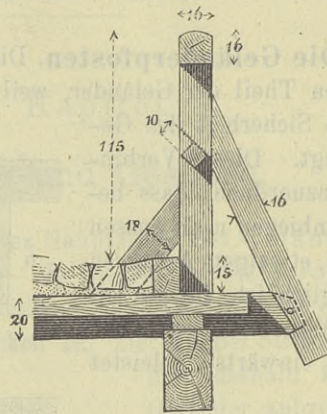
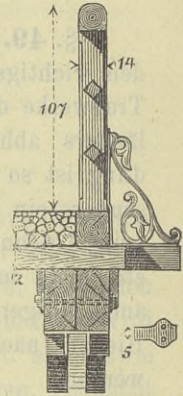


kann man auch die Pfosten in die Querschwellen verzapfen und zur weiteren Befestigung innerhalb der Pfosten eine Saumschwelle anordnen (Fig. 136). Man findet diese Anordnung aber auch zuweilen bei Strassenbrücken (Fig. 134). Bei Hilfsbrücken, z. B. Schüttgerüsten, genügt eine Befestigung durch Klammern (Fig. 137), wobei die Verzapfung wegleibt.

Fig. 133.

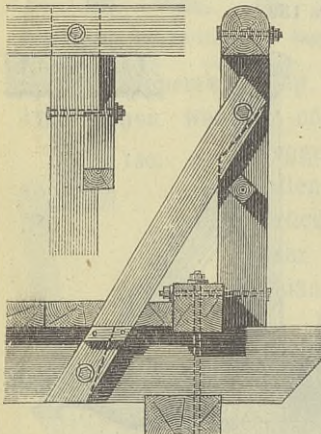
Fig. 134.

Fig. 135.

Emy'sche Sprengwerksbrücke. —  $\frac{1}{30}$  nat. Gr.Französische Brücke. —  $\frac{1}{30}$  nat. Gr.Brücke bei Innsbruck.  
 $\frac{1}{30}$  nat. Gr.

Meistentheils lässt man bei Strassenbrücken einzelne Querschwellen *C* über den Ortbalcken hinaus reichen und stützt gegen diese die Pfosten durch Strebebänder oder Fussbögen (*la contre-fiche, le lien pendant — the strut, the stay*) (Fig. 131 und 132).

Fig. 136.

Brücke der österr. Staatsbahn.  
 $\frac{1}{30}$  nat. Gr.

Man ordnet wohl diese Strebe so an, dass sie die Querschwelle bedeckt (Fig. 101, S. 71 und 134), weil bei der in Fig. 131 gezeigten Anordnung das Wasser in die Zapfenlöcher läuft und dem Holze schadet; indess ist die Stützung des Pfostens in der in Fig. 134 gezeigten Weise zu wenig sicher. Besser ist zum Zwecke der Vermeidung von Wassersäcken die in Fig. 133 gezeigte Anordnung mit zwei Querschwellen, welche die Strebe zwischen sich fassen. Auch wendet man eine seitliche Befestigung der Fussbögen mittels Blatzapfen an, wie in Fig. 136; jedoch sieht diese sonst zweckmässige Anordnung weniger hübsch aus.

Selten bringt man zur Verhütung eines Umbiegens des Geländers nach innen auch auf der inneren Seite Streben an, wie in Fig. 133 und 134, weil diese Streben, obwohl sie die Geländer auch als Radabweiser

schützen, doch den Verkehr, namentlich der Fussgänger, hindern. Wenn man die äusseren Fussbögen in der in Fig. 131 gezeigten Weise mit Schwelle und Pfosten durch Schrauben verbindet, so wirken sie in vollkommen genügender Weise auch in diesem Sinne.

Bei Eisenbahnbrücken kann man die Fussbögen auch auf der inneren Seite der Geländer anordnen, da hierdurch die Verlängerung der Querschwellen erspart wird (Fig. 136).

Statt der hölzernen Fussbögen wendet man wohl auch eiserne Fussbögen aus Quadrat-, Winkel- oder T-Eisen an (Fig. 98, S. 70). Dies ist zwar wegen der etwas mangelhaften Befestigungsweise der hölzernen Fussbögen praktisch, passt aber oft weniger gut zur Holzarchitektur. Auch mehr oder minder reich gehaltene gusseiserne Eckstücke sind mehrfach in Anwendung gekommen (Fig. 135).

Bei hohen Trägern ist es am rathsamsten, die Pfosten unter Weglassung der Fussbögen seitlich am Träger durch Schrauben zu befestigen (Fig. 100, S. 71). Oft wendet man diese seitliche Befestigung auch bei niedrigen Trägern an (Fig. 138), und zwar meist im Interesse einer schöneren Architektur. Man muss aber in diesem Falle die beiden Befestigungsstellen möglichst weit von einander entfernen, indem man möglichst tief unten eine Verschraubung *AA* mit dem Ortbalken und oben eine Befestigung durch einen eisernen Bügel (Fig. 112, S. 76) am Ortbalken oder eine Verschraubung *BB* (Fig. 138 *b*) und mit den am besten doppelt anzuordnenden Querschwellen ausführt. In ähnlicher Weise kann man die Pfosten an den Querschwellen und an den über denselben liegenden Saumschwellen befestigen (Fig. 139).

Mehrere Unglücksfälle, welche durch das Nachgeben des Geländers entstanden, hierunter ein sehr namhafter, welcher sich in Königsberg zutrug, als bei Gelegenheit der letzten Krönungsfeier ein starkes Gedränge auf der Brücke herrschte, machen eine grosse Sorgfalt in der Befestigung der Geländerpfosten zur dringenden Nothwendigkeit. Je grösser die Verkehrsmenge ist, welche für eine zu er-

Fig. 137.

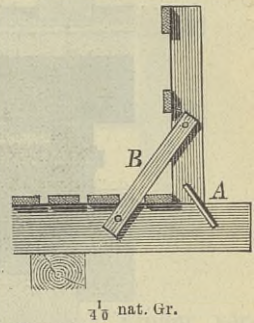
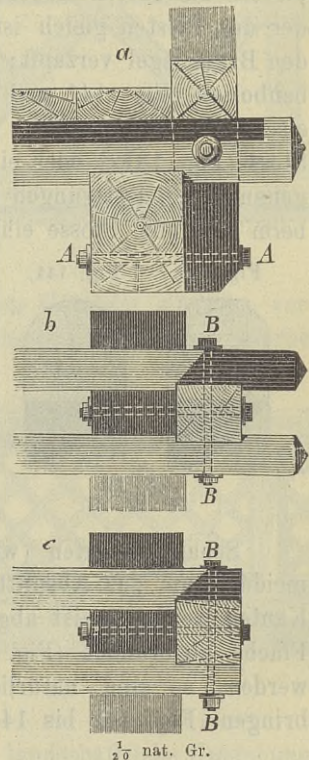
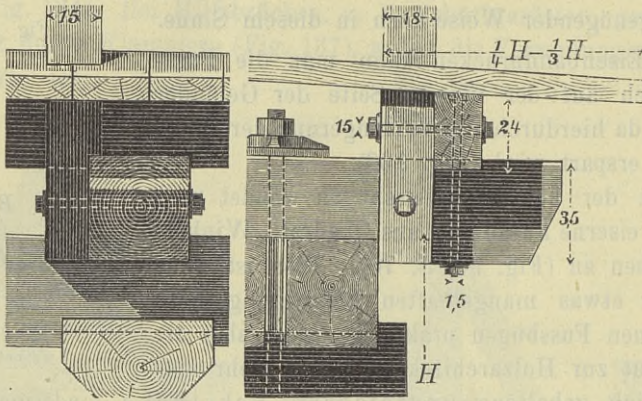


Fig. 138.



bauende Brücke in Aussicht steht, ein desto grösseres Gewicht ist auf diesen Punkt zu legen.

Fig. 139.

Normalien der österr. Südbahn (Pressel). —  $\frac{1}{25}$  nat. Gr.

§. 50. **Der Brustriegel.** Meist streckt man über die Geländerpfosten als oberen Abschluss ein Holz, den Brustriegel, dessen Breite der der Pfosten gleich ist oder diese übertrifft. Die Pfosten werden in den Brustriegel verzapft; die Festhaltung erfolgt entweder durch Schraubenbolzen (Fig. 141 und 142), durch Klammern (Fig. 140) oder durch eiserne Bänder (131 b). An den Stössen wendet man einen stumpfen Stoss (Fig. 131 c) oder eine schiefe Ueberplattung (Fig. 131 b) mit den genannten Befestigungen an; bei Verwendung von Klammern kann man beim stumpfen Stosse eine Doppelklammer verwenden (Fig. 131 c).

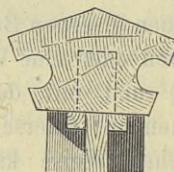
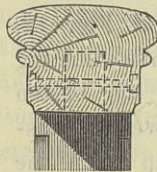
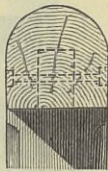
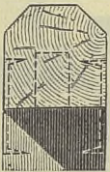
Fig. 140.

Fig. 141.

Fig. 142.

Fig. 143.

Fig. 144.

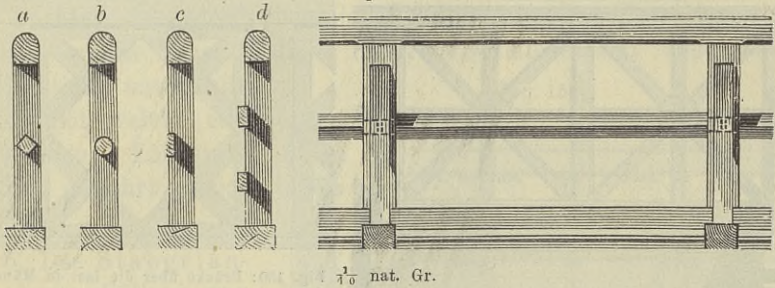
 $\frac{1}{2}$  nat. Gr.

Scharfe Kanten (wie z. B. in Fig. 143) sind möglichst zu vermeiden, um das Absplittern beim Anstreifen zu verhüten. Die oberen Kanten werden meist abgeschrägt (Fig. 140) oder es wird die ganze obere Fläche abgerundet (Fig. 141). Soll eine grössere Eleganz entwickelt werden, so sind natürlich besondere Profilformen in Anwendung zu bringen (Fig. 142 bis 144).

§. 51. **Die Geländerfüllung.** Die Geländerfüllung muss eines-theils einen hinreichend dichten Abschluss gewähren, anderntheils aber

bedingt sie hauptsächlich das architektonische Gepräge des Geländers, während auf grosse Festigkeit kein sehr hoher Werth zu legen ist. In ersterer Hinsicht ist der Zweck und die Lage der Brücke massgebend.

Fig. 145.



Bei stark benützten Brücken in Städten, auf welchen auch Kinder verkehren, ist ein dichter Abschluss nothwendig, als bei Brücken einer Landstrasse und bei Eisenbahnbrücken. Die Dichtigkeit ist in der mannig-

Fig. 146.

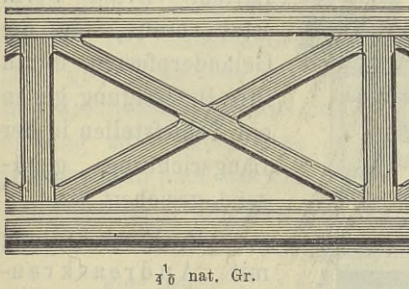
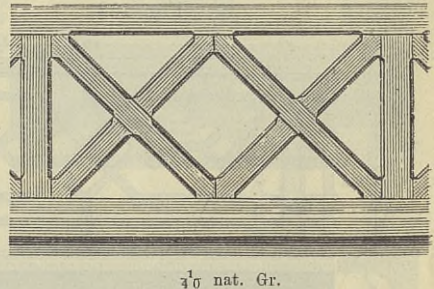
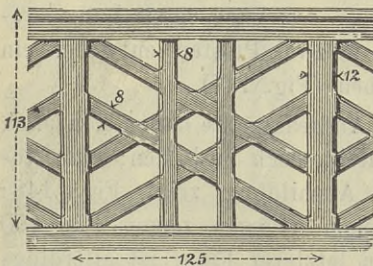


Fig. 147.



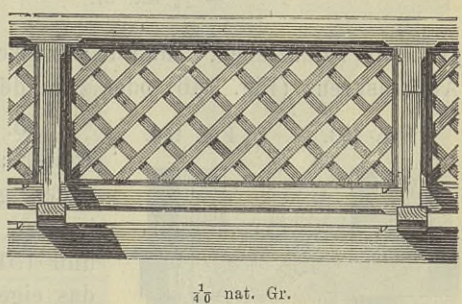
faltigsten Weise zu erreichen, so dass sich dem Geländer ein sehr verschiedenes architektonisches Gepräge geben lässt. Massgebend hierbei

Fig. 148.



Frühere Brücke über den Wienfluss in Wien (jetzt Tegetthoffbrücke). — 1/10 nat. Gr.

Fig. 149.



sind die Bedeutung und Lage der Brücke, die landschaftliche Umgebung, sowie die verfügbaren Geldmittel. Die hauptsächlichsten Formen sind die folgenden:

1. Bei einfachen Strassenbrücken und auch bei Eisenbahnbrücken wendet man einen oder zwei horizontale Riegel mit quadratischem,

Fig. 150.

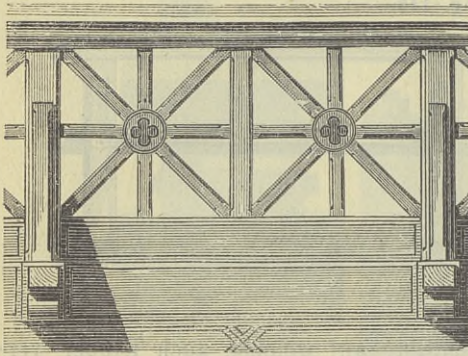


Fig. 151.

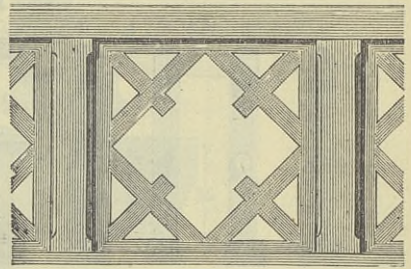
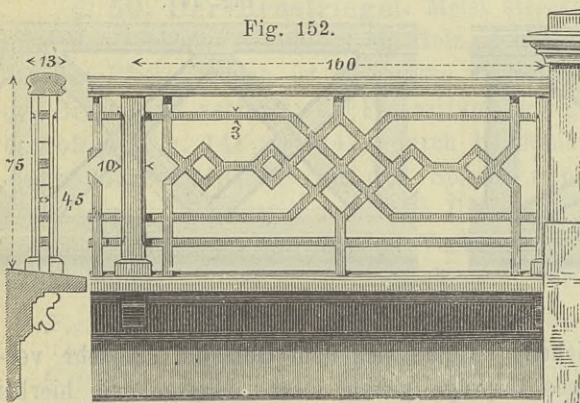


Fig. 150: Brücke über die Isar in München.

Fig. 150 und 151:  $\frac{1}{10}$  nat. Gr.

über Eck gelegtem, halbrundem oder rechteckigem Querschnitte an (Fig. 145). Die am wenigsten schöne Form entsteht durch seitliches Annageln von

Fig. 152.



Brücke im Parke des Baron v. Sothen in Schönau bei Wien.

—  $\frac{1}{50}$  nat. Gr.

Latten. Diese Form setzt voraus, dass die Geländerpfosten durch ihre Befestigung gegen ein Schiefstellen in der Längsrichtung genügend gesichert sind.

2. Eine Füllung mit Andreaskreuzen ist zwar etwas theurer, der vorigen Anordnung aber, der hierdurch erzielten Längsverstrebung wegen, oft vorzuziehen. Man legt zwischen je zwei Pfosten entweder ein Andreaskreuz (Fig. 146) oder zwei derselben (Fig. 147).

3. Die Andreaskreuze lassen sich auch weiter architektonisch ausbilden; eine weniger gute Ausbildung zeigt Fig. 148; bessere Formen dagegen zeigen Fig. 150 und 151. In letzterer Figur ist allerdings das eigentliche Andreaskreuz in der Mitte unterbrochen, um der Oeffnung die Form eines Vierblattes zu geben; diese Oeffnung kann so gross ausfallen, dass nicht der genügende Grad der Dichttheit erreicht wird.

Fig. 153.

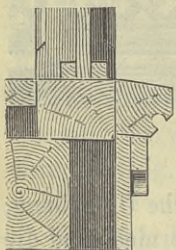
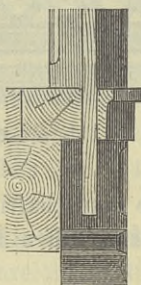


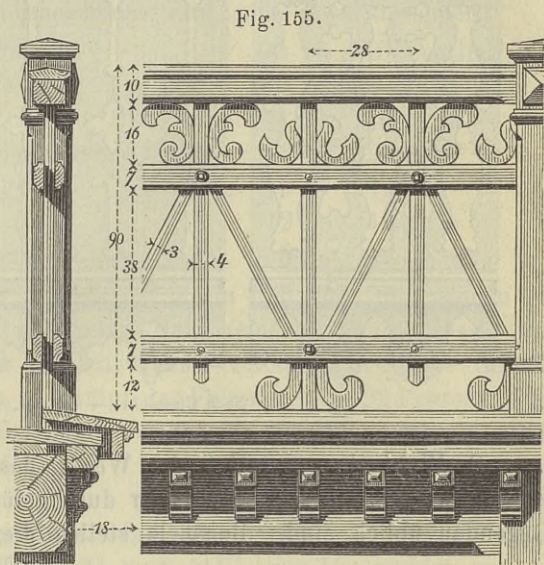
Fig. 154.



4. Eine grosse Dichtigkeit und mehr als ausreichende Verstrebung gegen Längsverschiebung lässt sich durch das Netzgeländer (Fig. 149) erreichen, dessen Füllung aus mehr oder weniger dicken Latten zusammengenagelt ist.

5. Eine das gleichschenklige Dreieck als Grundlage benützende Füllung, welche einer vielfach in Kunstschmiedearbeit angewendeten Konstruktion nachgebildet ist und welche eine hinreichende Längsverstrebung gewährt, zeigt Fig. 155.

6. Das Stabgeländer, dessen Füllung aus vertikalen Stäben besteht (Fig. 132), ist wegen des Mangels der Verstrebung ebenfalls nur bei sicher befestigten Pfosten anzuwenden. Das Stabgeländer lässt gleichfalls eine weitere architektonische Ausbildung zu. Unter Umständen kann auch das die weitestgehende Durchbildung zulassende Dockengeländer Anwendung finden.



Landhaus bei Berlin. —  $\frac{1}{20}$  nat. Gr.

Fig. 156.

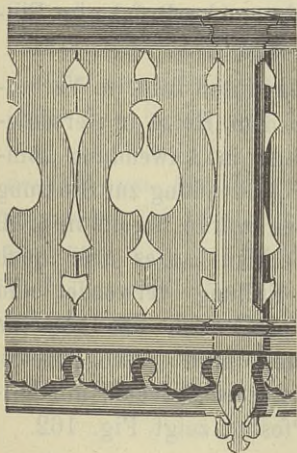
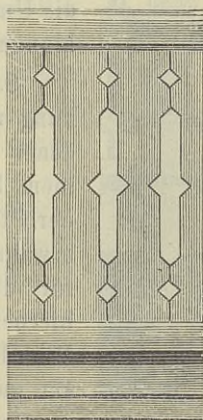
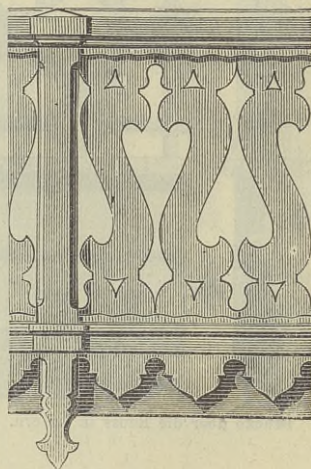


Fig. 157.



$\frac{1}{20}$  nat. Gr.

Fig. 158.



7. Das Geländer soll den Eigenthümlichkeiten des Holzes entsprechen; mehrfach hat man aber auch Formen, welche nur für Guss-

eisen passen, nachgeahmt. Wenn eine besondere Zierlichkeit am Platze ist, wie z. B. in Parks, so können derartige Formen, wie z. B. Fig. 152, zugelassen werden.

Fig. 159.

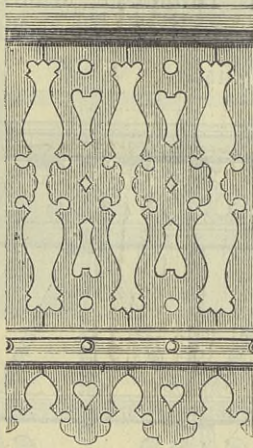


Fig. 160.

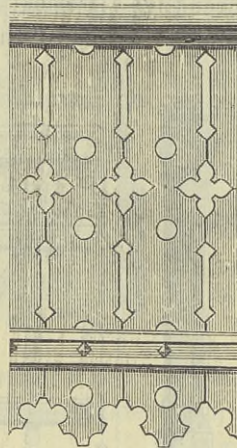
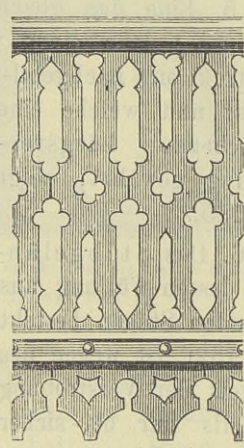


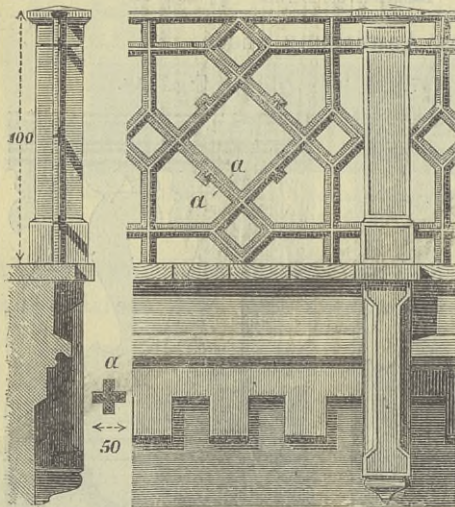
Fig. 161.



Nach Eisenlohr. —  $\frac{1}{20}$  nat. Gr.

8. Wohl aber gestattet das Wesen des Holzes Flächenornamente, wie sie bei den in Holzarchitektur durchgeführten Landhäusern mancher Gegenden üblich sind. Beispiele stellen die Figuren 156 bis 161 dar.

Fig. 162.



Brücke über die Reuss in Luzern. —  $\frac{1}{10}$  nat. Gr.

Natürlich muss mit diesen Laubsägenfüllungen auch das architektonische Gepräge des übrigen Theiles der Brücke, womöglich auch die Umgebung der Brücke im Einklange stehen.

9. Das Eisen kann in Verbindung mit dem Holze in verschiedener Weise in Anwendung kommen. Die Anwendung zur Stützung der Pfosten wurde bereits in §. 49 erwähnt. Man hat es aber auch für die Füllung verwendet und hierbei wohl auch die hölzerne Brustlehne durch Eisen ersetzt. Ein gusseisernes Geländer mit hölzernen Pfosten zeigt Fig. 162.

§. 52. Dimensionen. Die Höhe der Geländer wählt man der Höhe der Menschen entsprechend zu 0,8 bis 1,2 Met., am besten zu 1 Meter und zwar von der Oberfläche der daneben liegenden Bahn aus gerechnet.

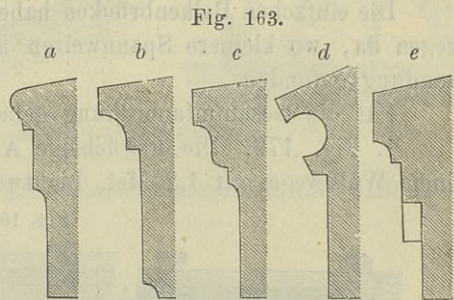
Die Stärke der Hölzer und die Entfernung der Pfosten hängt hauptsächlich von der Verkehrsmenge der Brücke ab; je grösser dieselbe ist, je mehr Menschen also sich etwa gleichzeitig anlehnen können, desto fester muss das Geländer konstruiert sein. Für eine statische Berechnung kann man annehmen, dass auf die Brustlehne ein Horizontaldruck wirkt, welcher bei Strassenbrücken 40 Klgr., bei Eisenbahnbrücken 20 Klgr. pro Meter beträgt. Als Hauptdimensionen kann man etwa anwenden:

Höhe des Geländers . . . . .	90 bis 110 Centim.
Entfernung der Pfosten . . . . .	160 " 250 "
Stärke der Pfosten und der Brustlehne	14 " 16 "
Höhe und Breite der Querschwellen .	16 " 20 "
Breite der Fussbögen . . . . .	10 " 14 "
Höhe derselben . . . . .	12 " 16 "
Stärke langer Füllungsglieder. . . .	8 " 12 "

Ein Geländer enthält je nach der Form und den Dimensionen pro lauf. Met. 0,06 bis 0,18 Kubikmeter Holz (einschl. Saumschwelle und etwaigem Gesims); rechnet man die Hölzer vollkantig und die für die Zapfen nöthige Länge hinzu, so beträgt das Volumen 9 bis 22 Prozent mehr.

Das Gewicht eines Geländers beträgt 50 bis 160, durchschnittlich etwa 85 Klgr. pro lauf. Met.

**§. 53. Das Gurtgesims.** Bei ganz einfachen Brücken ordnet man kein Gurtgesims an (Fig. 131 u. s. w.); zuweilen wendet man als Ersatz desselben und zum Schutze des Ortbalkens ein Wetterbrett an (Fig. 101, S. 71). Bei Brücken aber, welche einigermaßen auf Schönheit Anspruch machen sollen, darf das Gurtgesims (*la moulure* — *the moulding*) nicht fehlen (Fig. 107, S. 74, Fig. 111, S. 76, Fig. 132, Fig. 153). Es soll indess, dem Wesen des Holzbaues entsprechend, im Allgemeinen einfach sein und mit der übrigen Archi-



tektur, namentlich dem Geländer, im Einklange stehen. Auf die architektonischen Formen näher einzugehen, ist hier nicht der Platz. Beispiele geben die eben genannten Figuren, sowie Fig. 163a bis 163e.

### III. Abschnitt.

## Das Tragwerk.

### I. Balkenbrücken.

### VII. Kapitel.

### Einfache Balkenbrücken.

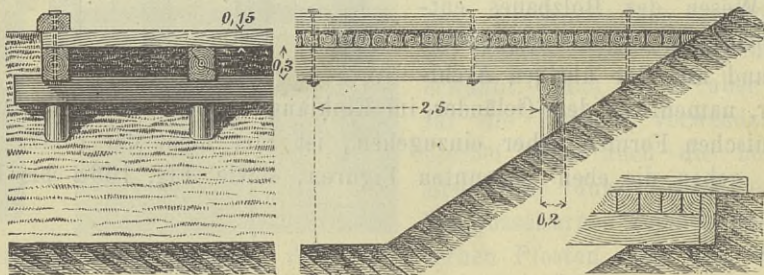
§. 54. **Begriff.** Wir verstehen unter einfachen Balkenbrücken diejenigen Brücken, deren Träger aus einfachen, neben einander liegenden, unmittelbar auf die Stützen gelegten Hölzern bestehen. Diese Träger heissen Brückenbalken (Tragbalken, Brückenbäume, Streckbäume, Strassenträger, Strassenbalken, Tramen, Ennsbäume u. s. w.) (*la poutre, le travon — the beam, the balk, the girder*). Die beiden äusseren Balken nennt man auch Ortbalken.

Die einfachen Balkenbrücken haben der Einfachheit ihrer Herstellung wegen da, wo kleinere Spannweiten ausreichen, ungemein häufige Anwendung gefunden.

Für die Gesamtanordnung geben wir die folgenden Beispiele:

1. Fig. 179. Die urwüchsige Anordnung für einen Durchlass in einem Waldwege mit 1,2 Met. Lichtweite.

Fig. 164.

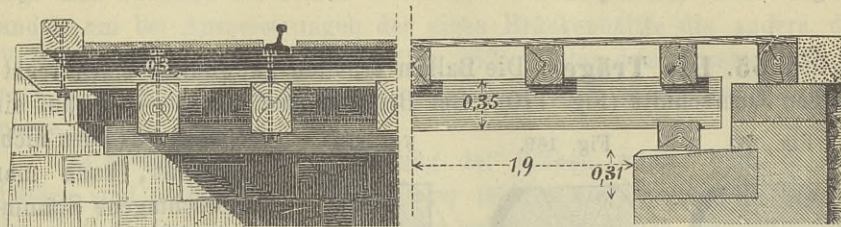


Normalien der österr. Nordwestbahn. —  $\frac{1}{85}$  nat. Gr.

2. Fig. 164. Bachbrücke für einen 4 Met. breiten Feldweg mit 5 Met. Lichtweite.

3. Fig. 178. Strassenbrücke für einen 4,3 Met. breiten Weg mit 5,7 Met. Lichtweite.

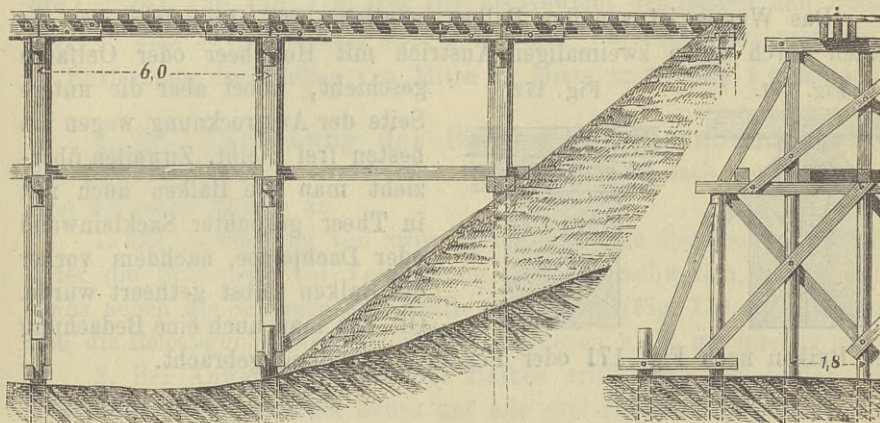
Fig. 165.

Oesterr. Kronprinz Rudolfbahn. —  $\frac{1}{5}$  nat. Gr.

4. Fig. 187. Entwurf einer Strassenbrücke für eine 8 Met. breite Strasse mit 7,6 Met. Lichtweite.

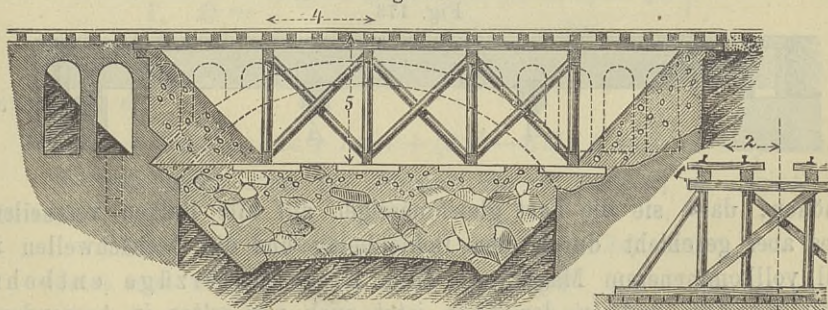
5. Fig. 165. Eisenbahnbrücke mit 3,8 Met. Lichtweite.

Fig. 166.

Gerüstbrücke der Burlington- und Missouri-Eisenbahn in Nordamerika. —  $\frac{1}{200}$  nat. Gr.

6. Fig. 166. Amerikanische Eisenbahn-Gerüstbrücke mit Oeffnungen von 6 Met. Spannweite.

Fig. 167.

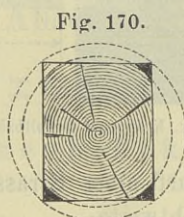
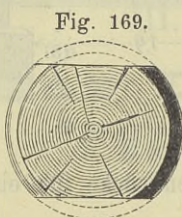
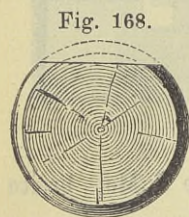


Fahrbarmachung einer Strassenüberbrückung beim Bahnhof Mytry-Clay in der franz. Nordbahn (1870).

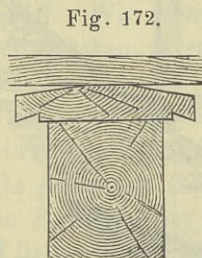
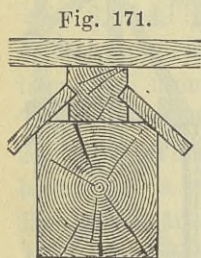
—  $\frac{1}{300}$  nat. Gr.

7. Fig. 167. Wiederfahrbarmachung einer gesprengten Strassenüberbrückung im deutsch-französischen Kriege im Jahre 1870, mit Oeffnungen von 4 Met. Spannweite.

§. 55. Die Träger. Die Balken erhalten gewöhnlich einen rechteckigen Querschnitt (Fig. 170). Bei Brücken aber, bei denen es auf ein schönes Aussehen nicht ankommt, kann man unbeschlagene Stämme als Balken anwenden (Fig. 168). Oben muss natürlich zur Auflage der Bohlen eine ebene Fläche vorhanden sein. Zuweilen beschlägt man die Stämme auch unten (Fig. 169).



Das Wasser ist von den Balken möglichst gut abzuhalten, was am besten durch einen zweimaligen Anstrich mit Holztheer oder Oelfarbe geschieht, wobei aber die untere Seite der Austrocknung wegen am besten frei bleibt. Zuweilen überzieht man die Balken auch mit in Theer gekochter Sackleinwand oder Dachpappe, nachdem vorher der Balken selbst getheert wurde. Oft hat man auch eine Bedachung der Balken nach Fig. 171 oder 172 in Anwendung gebracht.



§. 56. Tragswellen. Früher hat man unter den Balken in jedem Felde 1 bis 3 Querhölzer, sogenannte Tragswellen oder Unterzüge angeordnet, welche mit den Balken durch Schrauben verbunden wurden (Fig. 173). Sie sollen die Tragkraft der Balken dadurch

Fig. 173.



erhöhen, dass sie die Last gleichmässiger auf alle Balken vertheilen. Dies aber geschieht durch den Bohlenbelag und die Deckschwellen in viel vollkommenerem Masse, so dass diese Unterzüge entbehrlich werden und in der That jetzt auch nur selten in Anwendung kommen.

**§. 57. Anordnung der Balken bei Strassenbrücken.** Bei den Strassenbrücken erhalten die Balken eine gleiche Entfernung. Nur legt man zuweilen die beiden mittleren Balken ziemlich nahe an einander, um bei Ausbesserungen der einen Brückenhälfte die andere dem Verkehre offen halten zu können (Fig. 187). Unter dem Fusswege nimmt man wohl auch die Entfernung der Balken grösser an oder wählt schwächere Balken.

Je grösser man die Entfernung der Balken wählt, desto weniger Balken sind nöthig, desto stärker aber müssen die einzelnen Balken und der Bohlenbelag sein. Die Rechnung zeigt, dass die in den Balken und im Bohlenbelage nöthige Materialmenge bei verschiedenen Balkenentfernungen nahezu konstant ausfällt, so dass man am besten eine solche Entfernung wählt, bei welcher sich eine passende Stärke des Belages ergibt. So z. B. ergibt sich bei 8<sup>m</sup> Spannweite bei einer Balkenentfernung von 0,7 0,8 0,9 1,0 1,1 1,2 Meter für schwere Wagen als Gewicht der Balken pro □<sup>m</sup> 141, 126, 118, 112, 106, 101, als Gewicht der Balken und Bohlen pro □<sup>m</sup> 225, 217, 216, 217, 218, 219 Kgr. Passend wählt man die

Entfernung der Balken von Mitte zu Mitte = **0,8 bis 1,0 Meter.**

**§. 58. Anordnung der Balken bei Eisenbahnbrücken.** Bei Eisenbahnbrücken wendet man für ein Gleis je nach der Spannweite zwei bis sechs Balken an.

1. Bei Anwendung von zwei Balken legt man dieselben unmittelbar unter die Schienen, bei Verwendung von Querschwellen indess lieber etwas neben die Schienen ausserhalb des Gleises (Fig. 114, S. 79), damit sich die Befestigungsschrauben und die Schienen nicht gegenseitig stören.

2. Bei Anwendung von drei Balken trifft man am besten eine solche Anordnung, dass der Druck auf alle drei Balken gleich gross wird. Unter Einführung der in §. 42 gebrauchten Bezeichnungen (Fig. 119, S. 80) wird der Druck  $D$  auf einen äusseren Balken:  $D = \frac{M}{a} = \frac{2M}{e-s}$  oder nach der ersten der Formeln 2 (S. 80):

$$1. \quad D = \frac{G(s-c)[(s+c)(se-s) - 4c^2]}{2(e-c)^2(e+2c)}.$$

Setzt man  $D = \frac{2}{3}G$ , so ergibt sich als Gleichung zur Bestimmung von  $e$ :

$$2. \quad 4e^3 - 3(3s^2 - 6sc + 7c^2)e + (3s^3 - 6s^2c + 15sc^2 - 4c^3) = 0.$$

Vernachlässigt man die Glieder mit  $c^2$  und  $c^3$ , so ergibt sich einfacher

$$3. \quad 4e^3 - 9s(s-2c)e + 3s^2(s-2c) = 0.$$

Setzt man  $c = 0$  und  $e_0$  statt  $e$ , so wird

$$4. \quad 4e_0^3 - 9s^2e_0 + 3s^3 = 0 \quad \text{oder}$$

$$4a. \quad e_0 = 1,92s.$$

Setzt man in Formel 4  $e_0 + \Delta$  für  $e$  und subtrahirt die Gleichung 4, so ergibt sich bei Vernachlässigung höherer Potenzen von  $\Delta$

$$5. \quad \Delta = -2 \frac{3e_0 - s}{4e_0^2 - 3s^2} sc = -1,92c.$$

Demnach wird sehr nahe

$$6. \quad c = 1,192s - 1,92c.$$

Setzt man  $s = 1,5^m$ ,  $c = 0,12^m$ , so wird  $e = 1,56^m$ ; der Abstand  $e_1$  der Mitten der äusseren Balken wird ungefähr  $e_1 = e + 2 \cdot 0,07^m = 1,7^m$  oder allgemeiner

$$7. \quad e_1 = 1,13s.$$

3. Bei Anwendung von vier oder sechs Balken legt man je zwei oder drei Balken nahe neben einander unmittelbar unter die Schiene (Fig. 116 und 117, S. 79). Bei Anwendung von vier Balken kann man auch zwei Balken in der Gleismitte anordnen (Fig. 118, S. 80). Alsdann muss man die Entfernung der Balken derart wählen, dass  $D = \frac{2}{4}G = \frac{1}{2}G$  wird. Dies gibt nach Gleichung 1:

8.  $e^3 - 3(s^2 - 2sc + 2e^2)e + (s^3 - 2s^2c + 5se^2 - 2c^3) = 0$ ,  
oder mit geringerer Genauigkeit

$$9. \quad e^3 - 3s(s - 2c)e + s^2(s - 2c) = 0.$$

Setzt man  $c = 0$  und  $e_0$  statt  $e$ , so wird

$$10. \quad e_0^3 - 3s^2e_0 + s^3 = 0$$

oder

$$10a. \quad e_0 = 1,532s.$$

Setzt man wiederum  $e = e_0 + \Delta$ , so ergibt sich

$$11. \quad \Delta = -\frac{2(3e_0 - s)}{3(e_0^2 - s^2 + 2sc)} sc.$$

Annähernd wird hiernach ( $e = 0,3s$  gesetzt):  $\Delta = -1,23c$ ; demnach wird sehr nahe

$$12. \quad e = 1,53s - 1,23c.$$

Setzt man  $s = 1,5$ ,  $c = 0,45$ , so wird  $e = 1,744$ . Der Abstand  $e_1$  der Mitten der äusseren Balken wird nun ungefähr  $e_1 = e + 2 \cdot 0,07 = 1,88$  oder allgemein annähernd

$$13. \quad e_1 = 1,25s.$$

4. Zur Unterstützung der Fusswege hat man zuweilen noch schwache Ort balken angeordnet.

Die Anzahl  $n$  der Balken für ein Gleis ist bei zeitweiligen Eisenbahnbrücken für Hauptbahnen bei der Spannweite  $l$  etwa folgendermassen zu wählen:

$$\begin{array}{cccccc} l = & 0 & 2,9 & 3,6 & 4,2 & 5,3 \text{ Meter.} \\ n = & 2 & 3 & 4 & 5 & 6. \end{array}$$

§. 59. **Auflager über den Endpfeilern.** Bei hölzernen Endjochen werden die Balken auf die Kronbalken oder Jochholme gelegt (Fig. 174 und 175); bei steinernen Endpfeilern wird auf die Mauer

Fig. 174.

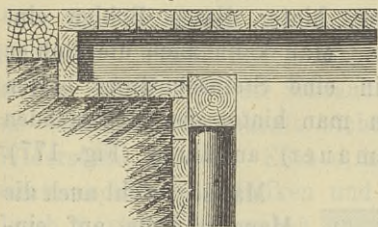
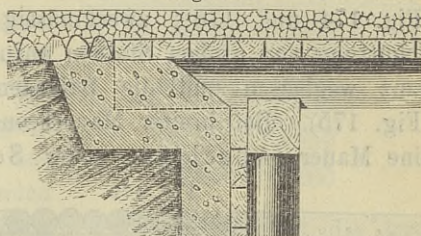


Fig. 175.



zunächst eine Mauerschwelle (Mauerbank etc.) (*le filet de mur — the wallplatte*) gelegt (Fig. 176 und 177). Bei grösseren Spannweiten, also bei grösserem Pfeilerdrucke, wendet man wohl auch zwei Mauerschwellen an; bei den hier in Frage kommenden Spannweiten genügt indess stets eine Mauerschwelle.

Fig. 176.

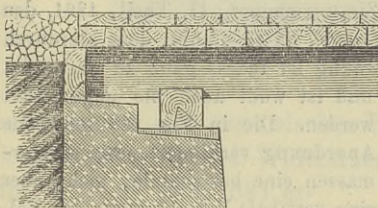
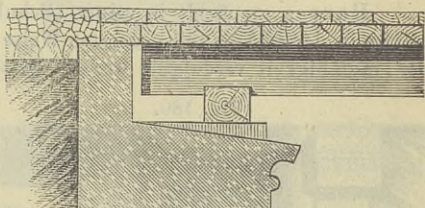
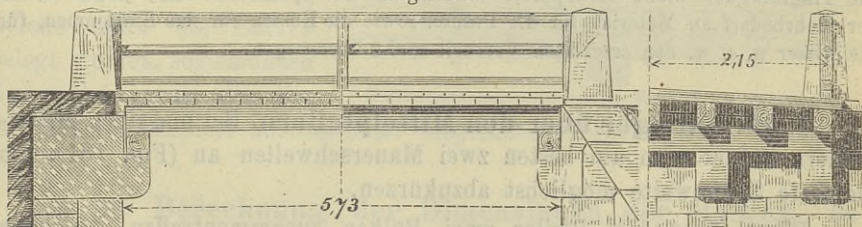


Fig. 177.



Sowohl der Kronbalken oder die Mauerschwelle, als der Balken wird 2 bis 3<sup>m</sup> tief eingeschnitten, um ein Verrücken beider Theile zu verhindern. Eine Verkämmung (Fig. 71, S. 61) ist unnöthig. Der Balken muss über den Kronbalken oder die Mauerschwelle noch 0,30 bis 0,45 Met. hinausragen, da sonst beim Verrotten der Enden, was meist

Fig. 178.

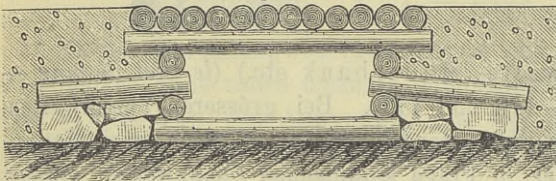
Normalien der Strassenbrücken in Württemberg. —  $\frac{1}{100}$  nat. Gr.

früher als das Verrotten des übrigen Theiles eintritt, ein unsicheres Auflager entstehen würde.

Die Mauerschwelle erhält zur Höhe und Breite ungefähr 0,7 der Balkenhöhe.

Das Wasser ist von der Mauerschwelle möglichst gut abzuhalten, indem man der oberen Fläche der Mauer eine Neigung gibt und die Mauerschwelle nur an einzelnen Stellen auf überhöhten Steinen aufrufen lässt (Fig. 176 und 177). Hinter die Balkenenden legt man meist Bohlen (Fig. 174 und 176); zweckmässig ist es, hinter diesen Bohlen eine Schüttung von groben Steinen anzuordnen. Man kann auch die Bohlen ganz weglassen und die Balkenenden in eine Steinschüttung betten (Fig. 175). Bei breiter Mauerkrone kann man hinter den Balkenenden eine Mauer (Abschluss- oder Schildmauer) aufführen (Fig. 177).

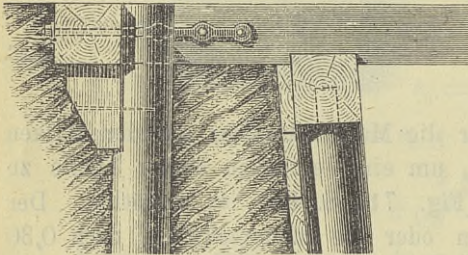
Fig. 179.

 $\frac{1}{5}$  nat. Gr.

Ein primitives Auflager für einen Durchlass zeigt Fig. 179.

Harres empfiehlt in seiner „Schule des Zimmermanns“, II. Theil, 1861, den Balken in der in Fig. 180 gezeigten Weise anzuspannen, da er glaubt, dass hierdurch die Tragfähigkeit verdoppelt werde. Diese Anordnung ist indess ganz zu verwerfen

Fig. 180.



Konstruktion nach Harres.

und ist wohl auch nie angewendet worden. Die in Fig. 180 gegebene Anordnung verhindert zwar einigermaßen eine horizontale, nicht aber eine vertikale Verschiebung der Balkenenden, die nothwendig sein würde, um die Tragfähigkeit zu erhöhen. Und selbst wenn man durch eine derartige Anordnung eine vollkommene horizontale Einspannung (eine Anspannung ist überhaupt nicht wohl möglich) erreichen könnte, so würde

die Tragfähigkeit nicht verdoppelt, sondern auf das  $1\frac{1}{2}$  fache erhöht; jedoch würde der Mehrbedarf an Material für die Pfähle, sowie die Kosten für das Einrammen, für die Anker u. s. w. den erreichten Vortheil weit übersteigen.

**§. 60. Auflager über den Mittelpfeilern.** Bei massiven Mittelpfeilern ordnet man am besten zwei Mauerschwellen an (Fig. 181), um die freie Spannweite möglichst abzukürzen.

Wenn über dem Pfeiler zwei Balken zusammentreffen, so kann man sie, wenn zwei Mauerschwellen oder Jochholme vorhanden sind, stumpf zusammenstossen (Fig. 181), und wenn nur ein Jochholm vorhanden ist, neben einander legen (Fig. 182 und 183); das letztere ist indess der hierdurch herbeigeführten unregelmässigen Vertheilung der Balken wegen nicht zu empfehlen. Theils um die Balken zu einem

kontinuierlichen Balken zu vereinigen, theils um beim Vorhandensein nur eines Jochholmes ein sicheres Auflager zu erhalten, pflegt man die Balken mit einander in verschiedener Weise zu verbinden.

Das Verbinden der neben einander liegenden Balken durch Schrauben hat keinen Werth, weil die Schrauben der auf sie wirkenden Schubkraft nicht genügend Widerstand leisten. Ebenso ist das Zusammenschiften der Balken und Verbinden durch 2 oder 3 Schrauben unzuweckmässig. Zweckmässiger ist die Anwendung von Laschenhölzern (Fig. 184). Um die Schraubenbolzen

Fig. 181.

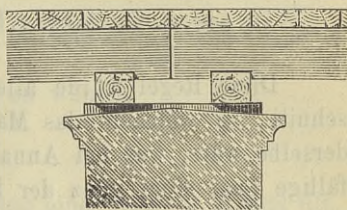


Fig. 182.

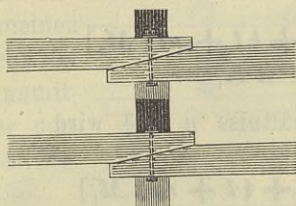
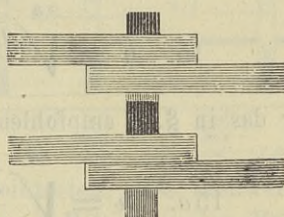


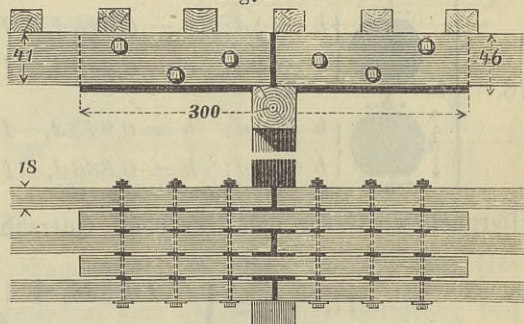
Fig. 183.



zu entlasten und der zwischen Balken und Laschen wirkenden vertikalen Schubkraft genügend Widerstand zu leisten, wendet man zweckmässig die in §. 27 (Fig. 58) erwähnten gusseisernen Scheiben an; in der That ist diese Konstruktion in Amerika angewendet worden.

Das zweckmässigste Mittel zur Verbindung besteht aber in Hölzern, welche unter die Balken gelegt werden, sogenannten Sattelhölzern, die wir im nächsten Kapitel ausführlicher besprechen werden.

Fig. 184.

Nordamerikanische Brücken (zu Fig. 165). —  $\frac{1}{20}$  nat. Gr.

**§. 61. Berechnung der Dimensionen der Balken.** Bezeichnen wir das Trägheitsmoment des Querschnittes für eine horizontale Schweraxe mit  $I$ , den Abstand der Randfasern mit  $e$ , das Widerstandsmoment  $\frac{I}{e}$  mit  $W$ , das grösste Moment, welches durch das Eigengewicht, die zufällige Last und die Gesamtlast erzeugt wird, bezüglich mit  $M_0, M_1, M$ , die zulässige Inanspruchnahme des Materiales für

konstante Belastung mit  $K_1$ , so ist nach Formel 33, S. 46 zu setzen

$$K_1 = \frac{M_0}{W} + (1 + m) \frac{M_1}{W} \text{ oder}$$

$$14. \quad W = \frac{M_0 + (1 + m) M_1}{K_1}.$$

Diese Regel würde allerdings nur richtig sein, wenn der Querschnitt, in welchem das Maximum  $M_0$  und  $M_1$  des Momentes eintritt, derselbe wäre, was bei Annahme eines Systems von Einzellasten als zufällige Last nicht ganz der Fall ist. Indess ist der Fehler so gering, dass man von demselben absehen kann.

Für den rechteckigen Querschnitt mit der Breite  $b$  und Höhe  $h$  wird  $W = \frac{1}{8} b h^2$ ; setzt man dies ein und setzt ausserdem  $b = n h$ , so wird

$$15. \quad h = \sqrt[3]{\frac{6 [M_0 + (1 + m) M_1]}{n K_1}}.$$

Für das in §. 6 empfohlene Verhältniss  $n = \frac{3}{4}$  wird

$$15a. \quad h = \sqrt[3]{\frac{8 [M_0 + (1 + m) M_1]}{K_1}}.$$

Für den kreisförmigen und entweder nur oben oder oben und unten geradlinig begrenzten Querschnitt ergibt sich

$$16. \quad \left\{ \begin{array}{l} \begin{array}{c} \leftarrow b \rightarrow \\ \leftarrow d \rightarrow \\ \bullet \\ \leftarrow d \rightarrow \\ \leftarrow b \rightarrow \end{array} \\ \begin{array}{c} \leftarrow b \rightarrow \\ \leftarrow d \rightarrow \\ \bullet \\ \leftarrow d \rightarrow \\ \leftarrow b \rightarrow \\ \updownarrow h \end{array} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} b = \frac{1}{3} d: \quad e = 0,476 d, \quad I = 0,048 d^4, \quad W = 0,101 d^3, \\ b = \frac{1}{2} d: \quad e = 0,447 d, \quad I = 0,044 d^4, \quad W = 0,098 d^3, \end{array} \right. \\ \left\{ \begin{array}{l} b = \frac{1}{3} d: \quad h = 0,943 d, \quad I = 0,047 d^4, \quad W = 0,100 d^3, \\ b = \frac{1}{2} d: \quad h = 0,866 d, \quad I = 0,043 d^4, \quad W = 0,099 d^3. \end{array} \right. \end{array}$$

Hiernach wird sehr nahe für beide Querschnittsformen

$$17. \quad d = \sqrt[3]{\frac{10 [M_0 + (1 + m) M_1]}{K_1}}.$$

Diese Näherungsregel genügt umsomehr, da sich die berechnete Dicke bei runden Stämmen nicht genau einhalten lässt. Da die Dicke der runden Stämme eine etwas veränderliche ist, so würde die hiernach berechnete Dicke des Stammes eine mittlere Dicke bedeuten.

Die Maximalmomente  $M_0$  und  $M_1$  sind nach bekannten Regeln zu bestimmen. Unter Annahme einer gleichmässigen Belastung wird, wenn man das Eigengewicht und die zufällige Last pro Längeneinheit bezüglich mit  $g$  und  $p$  bezeichnet, bei der Spannweite  $l$ :  $M_0 = \frac{1}{8} g l^2$ ,  $M_1 = \frac{1}{8} p l^2$ , mithin nach Formel 15 und 17:

$$18. \left\{ \begin{array}{l} \text{Rechteckiger Querschnitt: } h = \sqrt[3]{\frac{[g + (1 + m) p] l^2}{K_1}}, \\ \text{Kreisförmiger Querschnitt: } d = \sqrt[3]{\frac{5 [g + (1 + m) p] l^2}{4 K_1}}. \end{array} \right.$$

Die Werthe von  $K_1$  und  $m$  sind nach §. 19 zu wählen.

### §. 62. Verkehrsbelastung.

a) Strassenbrücken. Für die Berechnung eines Balkens  $A$  sind die Wagen über die Breite der Fahrbahn so zu vertheilen, dass auf den Balken  $A$  ein möglichst grosser Druck

wirkt. Es ist dies im Allgemeinen der Fall, wenn ein Wagenrad unmittelbar über dem Balken ruht (Fig. 185 und 186).

Es kann dabei der Fall eintreten, dass theilweise Belastung durch Menschengedränge eine grössere Belastung des Balkens  $A$  bewirkt, als die Belastung durch mehrere neben einander fahrende Wagen

wie in Fig. 186. Es genügt zur Bestimmung der vom Balken  $A$  aufzunehmenden Last, die Bohlen nicht als kontinuierliche, sondern als einfache, d. h. von Balken zu Balken reichende Träger anzunehmen. Hiernach würde

z. B. der Balken  $A$  in Fig. 185  $0,5$  des Gewichtes des Wagens I und  $\frac{0,2}{1,0} = 0,2$  des Gewichtes des Wagens II, in Fig. 186  $0,5$  des Gewichtes des Wagens I und ausserdem eine gleichmässige Belastung von  $0,4 \cdot 0,35 \frac{0,175}{0,75} = 0,033$  Ton. pro lauf. Met. (bei  $0,4^t$  pro  $\square$  Met.) zu tragen haben.

Als ungünstigste Belastung hinsichtlich der Längsrichtung der Brücke nimmt man gewöhnlich dicht hinter einander fahrende Wagen an. Indess kann möglicherweise ein Ersatz der letzten Wagen durch Menschengedränge noch ungünstiger wirken; jedoch ist alsdann der Unterschied nur klein.

Hinsichtlich der Bestimmung der Maximalmomente und den Ersatz des Systemes von Einzellasten durch eine gleichmässige Belastung ver-

Fig. 185.

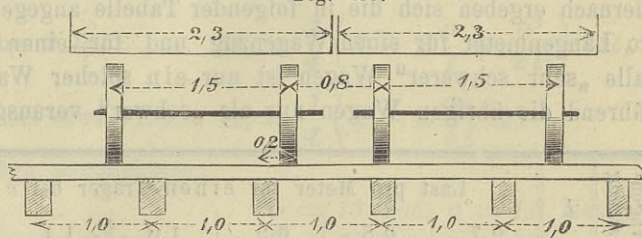
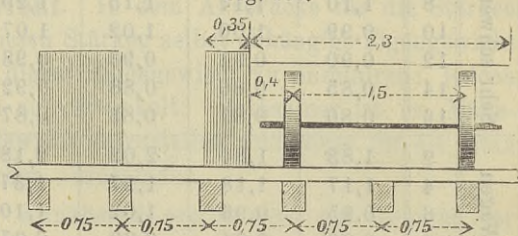


Fig. 186.



weisen wir auf die Theorie der Brücken, I. Heft, III. Aufl., 1886. Unter Annahme der dort (S. 9) angegebenen Belastungen kann für einen Wagenzug (von ungefähr 2,3 Met. Breite) die gleichwerthige gleichmässige Belastung hinsichtlich des Maximalmomentes bei der Spannweite  $l$  ungefähr angenommen werden zu:

$$19. \left\{ \begin{array}{l} \text{Sehr schwere Wagen} \quad . \quad . \quad p = 0,96 + \frac{9,5}{l} \\ \text{Schwere Wagen} \quad . \quad . \quad . \quad p = 0,94 + \frac{5,4}{l} \\ \text{Leichte Wagen} \quad . \quad . \quad . \quad p = 0,86 + \frac{1,7}{l} \end{array} \right\} \text{Ton. pro Met.}$$

Hiernach ergeben sich die in folgender Tabelle angegebenen Belastungen pro Längenmeter für einen Wagenzug und für einen Balken. In dem Falle „sehr schwerer“ Wagen ist nur ein solcher Wagen angenommen, während die übrigen Wagen nur als „schwer“ vorausgesetzt sind.

Wagen- gattung	$l$	Last pro Meter für einen Träger bei $c =$						Last pro Meter für einen Wagenzug
		0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	
Sehr schwere Wagen	2	2,89	2,90	3,05	3,20	3,32	3,43	5,71
	4	1,70	1,71	1,78	1,87	1,94	2,00	3,34
	6	1,30	1,31	1,36	1,43	1,48	1,52	2,54
	8	1,10	1,11	1,15	1,20	1,25	1,29	2,15
	10	0,99	1,00	1,02	1,07	1,11	1,15	1,91
	12	0,90	0,91	0,93	0,98	1,02	1,05	1,75
	14	0,85	0,86	0,88	0,92	0,95	0,98	1,64
	16	0,80	0,81	0,83	0,87	0,90	0,93	1,55
Schwere Wagen	2	1,83	1,84	2,02	2,18	2,32	2,43	3,64
	4	1,17	1,18	1,27	1,37	1,46	1,53	2,29
	6	0,95	0,96	1,02	1,10	1,17	1,23	1,84
	8	0,83	0,84	0,89	0,97	1,02	1,07	1,61
	10	0,77	0,78	0,82	0,89	0,94	0,99	1,48
	12	0,72	0,73	0,77	0,83	0,89	0,93	1,39
	14	0,69	0,70	0,74	0,80	0,85	0,89	1,33
	16	0,67	0,68	0,71	0,77	0,81	0,85	1,28
Leichte Wagen	2	0,88	0,89	0,95	1,03	1,09	1,14	1,71
	4	0,67	0,68	0,72	0,77	0,82	0,86	1,29
	6	0,60	0,61	0,63	0,68	0,73	0,76	1,14
	8	0,56	0,57	0,59	0,64	0,68	0,71	1,07
	10	0,54	0,55	0,57	0,62	0,66	0,69	1,03
	12	0,53	0,54	0,56	0,60	0,64	0,67	1,00
	14	0,52	0,53	0,55	0,59	0,62	0,65	0,98
	16	0,51	0,52	0,54	0,58	0,62	0,65	0,97
Met.		Tonnen						Tonnen

Wenn man die Bohlen als kontinuierliche Träger betrachtet und die Durchbiegung der Balken berücksichtigt, so wird die Bestimmung der Druckvertheilung sehr umständlich. Es ergibt sich hierdurch eine etwas gleichmässigeren Vertheilung, als nach dem Vorstehenden, und zwar umsomehr, je stärker die Bohlen sind. Bei den üblichen Dimensionen ist der Unterschied indess nicht wesentlich.

b) Eisenbahnbrücken. Hier bestimmt man das Moment am besten unter Annahme der wirklichen Raddrücke. Bei dem Achsendrucke  $G$  und dem Radstande  $a$  wird für eine dreiachsige Lokomotive mit gleichen Raddrücken das Moment pro Gleis

$$20. \begin{cases} l = 0 \text{ bis } 1,71a: & \dots \dots M_1 = \frac{1}{4} G l, \\ l = 1,71a \text{ bis } 2,23a: & \dots \dots M_1 = \frac{1}{4} \left( 2 - 2 \frac{a}{l} + \frac{a^2}{2l^2} \right) G l, \\ l = 2,23a \text{ bis etwa } 7,5a: & M_1 = \frac{1}{4} \left( 3 - 4 \frac{a}{l} \right) G l. \end{cases}$$

Hierbei ist etwa anzunehmen:

Hauptbahnen: . . . . .	$G = 13$ Ton.	$a = 1,3$ Met.
Normalspurige Nebenbahnen: . . .	$G = 10$ "	$a = 1,3$ "
Bahnen mit 1 Met. Spurweite: . .	$G = 7,5$ "	$a = 1,1$ "
Bahnen mit 0,75 Met. Spurweite: .	$G = 5$ "	$a = 0,9$ "

**§. 63. Das Eigengewicht.** In dem Ausdrucke für die Stärken der Balken kommt das von diesen Stärken selbst abhängige Eigengewicht vor. Es ist nun zwar leicht, dieses Eigengewicht zu eliminiren; jedoch werden hierdurch die Formeln zu verwickelt. Rathsamer ist es, Näherungsausdrücke für das Eigengewicht aufzustellen und diese für die erste Näherungsberechnung der Stärken anzuwenden.

1. Strassenbrücken. Annähernd ergibt sich das Gewicht der Balken pro Flächeneinheit der Brückenbahn der Spannweite  $l$  proportional und zwar kann man das Gewicht  $g'$  der Balken pro  $\square$  Met. Brückenbahn unter der Annahme eines spezifischen Gewichtes von 0,7 für bleibende Brücken setzen:

$$21. \begin{cases} \text{Leichte Wagen:} & g' = 11l \text{ bis } 13l \\ \text{Schwere Wagen:} & g' = 15l \text{ " } 17l \\ \text{Sehr schwere Wagen:} & g' = 17l \text{ " } 19l \end{cases} \text{ Klgr. pro } \square \text{ Met.}$$

Die kleineren Zahlen gelten etwa für Bohlenbelag, die grösseren für Schotter. Dieses Gewicht ergibt sich für rechteckige Balken bei ungefähr 0,8 Met. Abstand von Mitte zu Mitte. Für 0,8 0,9 1,0 1,1 1,2 Met. Abstand ist dieses Gewicht bei rechteckigen Balken mit 1,00 0,92 0,85 0,80 0,75, bei runden Balken mit 1,15 1,06 0,98 0,92 0,86 zu multiplizieren.

2. Eisenbahnbrücken. Für  $m = 0,3$ ,  $K_1 = 110$  Klgr. pro  $\square^{\text{cm}}$  (zeitweilige Brücken),  $b = \frac{3}{4} h$  und bei  $n$  Balken wird, wenn sich  $M$  (Tonnenmeter) auf das ganze Gleis bezieht, da hier der Einfluss des Eigengewichtes gegen den der zufälligen Last sehr klein ist,

$$h = \sqrt[3]{\frac{8 \cdot 1,3 \cdot M}{1100n}} = 0,211 \sqrt[3]{\frac{M}{n}} \text{ Meter.}$$

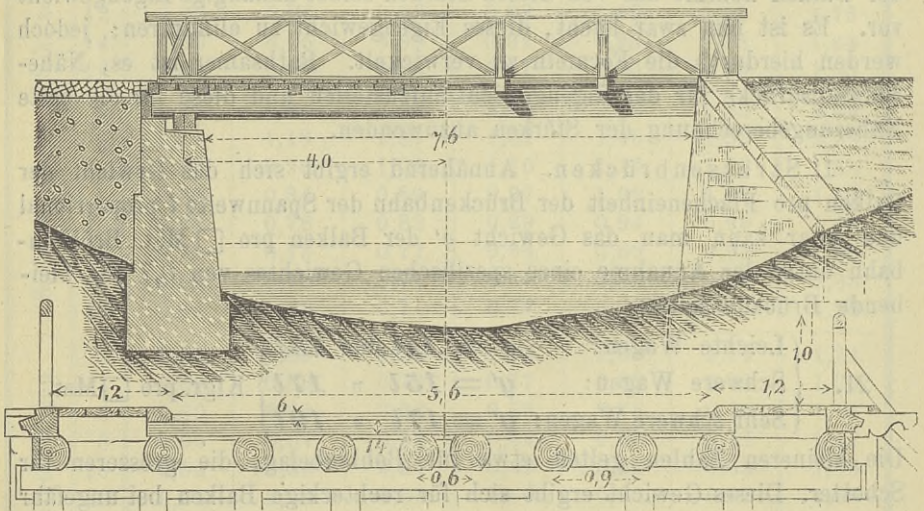
Das Gewicht  $g'$  der Balken pro Meter wird nun, wenn das spezifische Gewicht  $= 0,7$  angenommen wird,  $g' = 0,7n \frac{3}{4} h^2 = 0,525nh^2 = 0,0235 \sqrt[3]{M^2 h}$ . Die genaue Berechnung von  $g'$  für einige Spannweiten zeigt, dass  $g'$  angenähert erhalten wird durch die Regeln:

		$n = 2$	$4$	$6$	
22.	Hauptbahnen . . . . .	$g' = 531$	$671$	$771$	Klgr. pro Met.
	Normalspurige Nebenbahnen	$g' = 461$	$581$	$671$	
	Bahnen von 1 <sup>m</sup> Spurweite .	$g' = 401$	$501$	$581$	
	Bahnen von 0,75 <sup>m</sup> Spurweite	$g' = 341$	$431$	$491$	

§. 64. Beispiel. Die Anwendung der gegebenen Regeln möge noch durch das folgende Beispiel erläutert werden.

Es sei eine Strassenbrücke mit 8<sup>m</sup> Spannweite (von Mitte zu Mitte der Mauer-schwellen), 5,6<sup>m</sup> Fahrbahnbreite und 1,2<sup>m</sup> Breite jedes Fussweges für leichte Wagen zu konstruieren (Fig. 187).

Fig. 187.



$\frac{1}{20}$  and  $\frac{1}{80}$  nat. Gr.

1. Fahrbahn. Wir wenden oben und unten beschlagene Balken an; bei der in Fig. 187 dargestellten Vertheilung erhalten dieselben einen Abstand von 0,9<sup>m</sup> von Mitte zu Mitte. Den oberen Bohlenbelag aus Eichenholz wählen wir 6<sup>cm</sup> dick. Nehmen

wir die obere Breite der Balken zu  $20\text{cm}$  an, so wird die Stützweite des unteren Bohlen  $90 - 20 = 70\text{cm}$ . Die Dicke  $d$  dieser Bohlen ergibt sich daher, wenn wir den Raddruck zu  $3\text{ Ton.}$ , die Inanspruchnahme  $K$  für Nadelholz zu  $0,070\text{ Ton. pro } \square\text{cm}$ , die Breite  $b$  zu  $25\text{cm}$  annehmen, nach Formel 2 (Seite 68) zu

$$d = \sqrt{\frac{3 \cdot 15 \cdot 70}{2 \cdot 0,070 \cdot 25}} - 0,2 \cdot 6 = 9,5 - 1,2 = 8,3\text{cm},$$

wofür wir  $d = 9\text{cm}$  wählen.

Das Eigengewicht wird vorläufig

Oberer Bohlenbelag (§. 40) .....  $10 \cdot 6 = 60$  Klgr. pro  $\square\text{m}$

Unterer Bohlenbelag (§. 40) .....  $9 \cdot 9 = 81$  " " "

Balken (§. 63) .....  $1,06 \cdot 11 \cdot 8 = 93$  " " "

Zusammen .....  $234$  Klgr. pro  $\square\text{m}$

Das entsprechende Maximalmoment wird

$$M_0 = \frac{0,9}{8} 0,234 \cdot 8^2 = 1,68 \text{ Tonnenmeter.}$$

Die ungünstigste Belastung eines Balkens der Quere der Bahn nach zeigt Fig. 188. Hiernach kommt auf einen Balken  $\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{3} = \frac{2}{3}$  eines Wagens. Wenn man statt des zweiten Wagens ein Menschengedränge von  $0,35\text{ Ton. pro } \square\text{m}$  annimmt, so wird das Maximalmoment ein wenig kleiner. Für einen Balken würde also die Belastung an jeder Achse  $\frac{2}{3} \cdot 3 = 2$  Ton., für die Pferde  $\frac{2}{3} \cdot 0,8 = \frac{4}{9}$  Ton. anzunehmen sein. Das Menschengedränge pro Balken beträgt  $0,35 \cdot 0,9 = 0,315$  Ton. pro lauf. Met. Stellt man nach dieser Belastung das Moment  $M$  für den Querschnitt  $C$  (Fig. 189) auf, wenn die vordere Achse bei  $C$  liegt, so ergibt sich für  $AC = x$ :

$$M_1 = -0,0134x^3 - 0,2626x^2 + 3,2057x - 3,1144.$$

Das Maximum von  $M_1$  tritt ein für  $-0,0403x^2 - 0,5252x + 3,2057 = 0$  oder für  $x^2 + 13,02x - 79,50 = 0,$

$$x = -6,51 + \sqrt{42,38 + 79,50} = 4,53.$$

Das entsprechende Maximalmoment ergibt sich zu

$$M_1 = 4,77 \text{ Tonnenmeter.}$$

Wenn man die gleichmässige Belastung der Strecke  $AD$  weglässt, so wird (siehe Theorie der Brücken, I. Heft, III. Aufl., §. 45)  $M_1$  zum Maximum für

$$x = \frac{8}{2} + \frac{1,67 \cdot 2,8 - 0,44 \cdot 2,6}{2 \cdot 3,78} = 4,46$$

und das Maximum selbst wird

$$M_1 = \frac{1}{4} 3,78 \cdot 8 - \frac{1}{2} (1,67 \cdot 2,8 + 0,44 \cdot 2,6) + \frac{(1,67 \cdot 2,8 - 0,44 \cdot 2,6)^2}{4 \cdot 3,78 \cdot 8} = 7,56 - 2,91 + 0,11 = 4,76,$$

also nur sehr wenig kleiner, als das wirkliche Maximalmoment.

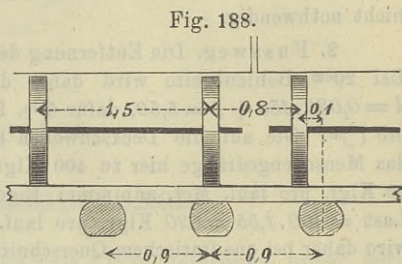
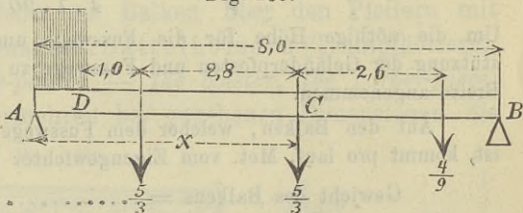


Fig. 189.



Die dem Momente von 4,77 Tonnenmeter entsprechende gleichmässig vertheilte Last ist  $\frac{8 \cdot 4,77}{8^2} = 0,596$ , was mit dem Werthe 0,59 obiger Tabelle nahezu übereinstimmt.

Nach Formel 17 wird nun, wenn wir nach §. 19 für Nadelholz  $K_1 = 90$  Klgr. pro  $\square\text{cm}$  und  $m = 0,2$  annehmen,

$$d = \sqrt[3]{\frac{10(168 + 1,2 \cdot 477)}{0,090}} = \sqrt[3]{82270} = 43,50, \text{ dafür } 44\text{cm.}$$

Die Balkenhöhe wird nach Formel 16, wenn wir die obere und untere Breite zu  $\frac{1}{2}d = 22\text{cm}$  annehmen,

$$h = 0,866 \cdot 44 = 38\text{cm.}$$

Die Querschnittsfläche  $F$  ist  $= 0,711 \cdot 0,44^2 = 0,1376 \square\text{m}$ ; daher wiegen die Balken pro  $\square\text{m}$  Brückenbahn  $\frac{0,1376 \cdot 70}{0,9} = 107$  Klgr., während oben 93 Klgr. angenommen wurde; eine Neuberechnung erscheint dieser geringen Abweichung wegen nicht nothwendig.

2. Fussweg. Die Entfernung der Geländerpfosten und Deckschwellen ist 1,55m. Bei 20cm Bohlenbreite wird daher die Dicke der eichenen Bohlen nach §. 37:  $d = 0,029 \cdot 155 + 1 = 5,50$ , dafür 6cm. Das Gewicht der Bohlen wird  $10 \cdot 6 = 60$  Klgr. pro  $\square\text{m}$ . Die auf die Deckschwellen kommende Last pro lauf. Met. ist, wenn man das Menschengedränge hier zu 400 Klgr. pro  $\square\text{m}$  und das Eigengewicht vorläufig zu 20 Klgr. pro lauf. Met. annimmt: Eigengewicht  $= 60 \cdot 1,55 + 20 = 113$ , zufällige Last  $= 400 \cdot 1,55 = 620$  Klgr. pro lauf. Met. Die nöthige Höhe  $h$  der Deckschwellen wird daher bei quadratischem Querschnitte, da sie 1m weit frei liegen, nach Formel 15:

$$h = \sqrt[3]{\frac{3(1,13 + 1,2 \cdot 6,20) 100^2}{4 \cdot 1 \cdot 90}} = 8,9\text{cm.}$$

Um die nöthige Höhe für die Fusswege und die nöthige Breite zur Unterstützung der Geländerpfosten und Fusswege zu erhalten, ist dafür 23cm Höhe, 16cm Breite angenommen.

Auf den Balken, welcher dem Fusswege und der Fahrbahn gemeinschaftlich ist, kommt pro lauf. Met. vom Eigengewichte:

Gewicht des Balkens = ..... 83 Klgr.

Gewicht des Fahrbahnbelages  $\frac{1}{2}(60 + 81) \cdot 0,9 = \dots$  64 "

Gewicht des Fusswegbelages  $\frac{1}{2} 60 \cdot 1 = \dots$  30 "

Gewicht der Deckschwellen  $\frac{1}{2} \frac{22 \cdot 1}{1,55} = \dots$  7 "

Zusammen..... 184 Klgr.

Das bezügliche Maximalmoment ist

$$M_0 = \frac{1}{8} 0,184 \cdot 8^2 = 1,47 \text{ Tonnenmeter.}$$

Bei der durch die Saumschwelle gegebenen äussersten Radstellung kommt auf diesen Balken  $\frac{1}{2} 0,85 = 0,425$  eines Wagens, also  $0,425 \cdot \frac{9}{2} = 0,765$  so viel, als auf einen Mittelbalken. Das Maximalmoment wird daher  $0,760 \cdot 4,77 = 3,65$  Tonnenmeter. Vom Fusswege kommt auf diesen Balken  $\frac{1}{2} 350 \cdot 1,2 = 210$  Klgr. pro Meter; das entsprechende Maximalmoment ist  $\frac{1}{8} 0,210 \cdot 8^2 = 1,68$  Tonnenmeter.

Wenn wir für die Fahrbahnbelastung  $m = 0,2$ , für die Fusswegbelastung  $m = 0,1$  setzen, so wird

$$d = \sqrt[3]{\frac{10(147 + 1,2 \cdot 365 + 1,1 \cdot 168)}{0,090}} = \sqrt[3]{85550} = 44,06, \text{ dafür } 44\text{cm},$$

so dass auch dieser Balken die Dimensionen der mittleren Balken erhält.

Auf den Ortbalken kommt pro lauf. Met. die Last:

Gewicht des Balkens = .....	83 Klgr.
Gewicht des Bohlenbelages = .....	30 "
Gewicht der Deckschwellen = .....	7 "
Gewicht des Geländers = .....	170 "
Zufällige Last $\frac{1}{2} 350 \cdot 1,2 =$ .....	210 "
Zusammen.....	500 Klgr.,

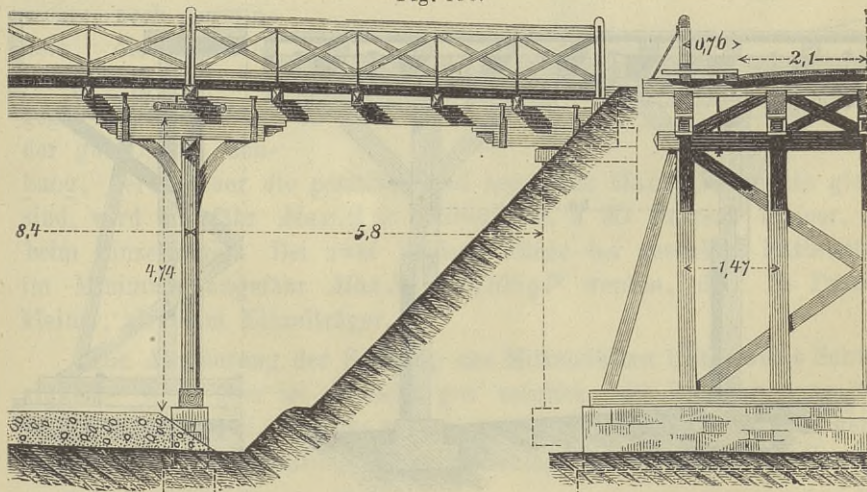
während auf die mittleren Balken  $202 + 596 = 798$  Klgr. pro Met. kommt. Hier-nach können auch für diesen Balken dieselben Dimensionen, wie für die übrigen beibehalten werden, wobei es aber noch zulässig ist, durch Beschlagen auf der äusseren Seite eine kleine Schwächung vorzunehmen.

## VIII. Kapitel.

### Verstärkte Balkenbrücken.

§. 65. **Verstärkte Balkenbrücken.** Wir verstehen unter verstärkten Balkenbrücken diejenigen, sonst wie die einfachen Balkenbrücken konstruirten Brücken, bei welchen die Balken über den Pfeilern mit untergelegten Balkenstücken, sogenannten Sattelhölzern (Trumpfhölzern), (*le corbeau, le racinal, la sous-poutre* — *the bolster, the corbel-piece*) verbunden sind. Dieselben vermehren bei gegebenen Dimensionen die

Fig. 190.

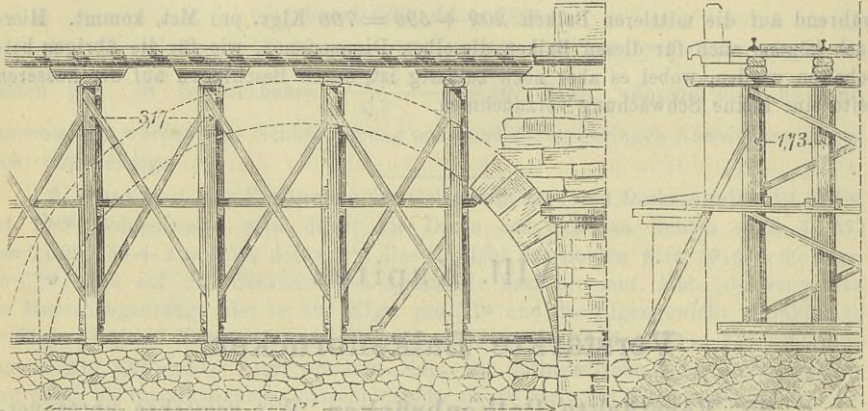


Einschnittsüberbrückung der Bahn von Paris nach Orleans (Jullien). —  $\frac{1}{125}$  nat. Gr.

Tragfähigkeit, verstärken also die Brücke oder vermindern bei gegebener Belastung die nöthigen Stärken theils dadurch, dass sie die Spannweite der Balken vermindern, theils dadurch, dass sie dieselben zu kontinuierlichen Trägern verbinden und dadurch die für die Stärken massgebenden Momente vermindern. Wir können folgende Arten unterscheiden:

- a) Balkenbrücken mit einfachen Sattelhölzern,
- b) Balkenbrücken mit mehrfachen Sattelhölzern,
- c) Balkenbrücken mit Sattelhölzern und Kopfbändern.

Fig. 191.

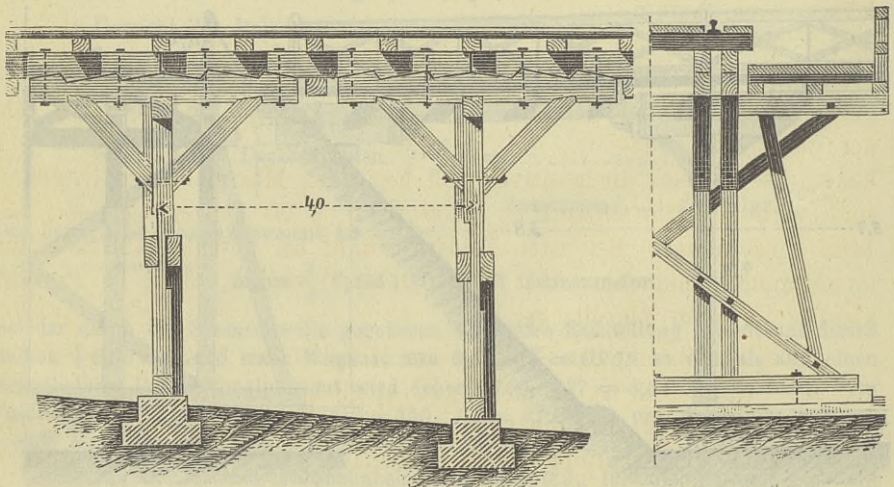


Fahrbahnmachung der gesprengten Brücke über die Marne bei Isle les Villenoy (1870). —  $\frac{1}{200}$  nat. Gr.

Für die Gesamtanordnung geben wir folgende Beispiele:

1. Fig. 190. Strassenbrücke über einen Einschnitt mit Oeffnungen von 5,8 und 8,4 Met. Spannweite.

Fig. 192.



Zeitweilige Brücke für die preussische Ostbahn bei Frankfurt a. d. Oder. —  $\frac{1}{100}$  nat. Gr.

2. Fig. 207. Eisenbahnbrücke für eine zweigleisige Eisenbahn mit Oeffnungen von 4,5 Met. Spannweite.

3. Fig. 191. Fahrbarmachung einer im Kriege zwischen Deutschland und Frankreich im Jahre 1870 gesprengten steinernen Brücke.

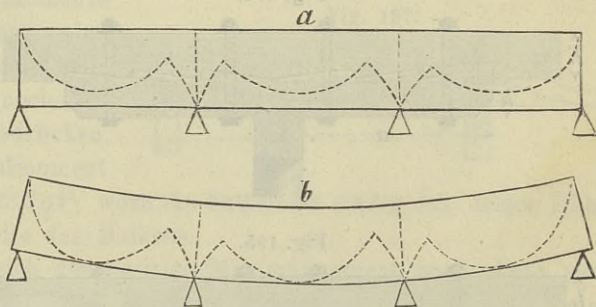
4. Fig. 192. Zeitweilige Eisenbahnbrücke mit 9 Oeffnungen von je 4,0 Meter Spannweite.

§. 66. **Kontinuirliche Balken ohne Sattelträger.** Unter der Voraussetzung einer genauen Herstellung und Erhaltung der Höhenlage der Stützpunkte, welche wir zunächst machen wollen, lässt sich durch Anwendung kontinuierlicher Balken eine Materialersparniss erzielen.

Nehmen wir zunächst an, dass die Stützpunkte in einer Geraden liegen oder vielmehr, dass sie an den im gewichtslosen Zustande spannungslosen Balken anschliessen (Fig. 193a), so ergeben sich die negativen Maximalmomente, d. i. die Momente über den Stützen als die absolut grössten Momente; dieselben sind daher für die Stärke des Balkens massgebend. Bei der mittleren Spannweite  $l$  (arithmetisches Mittel der Spannweiten) wird bei der ungünstigsten gleichmässigen Belastung bei drei und mehr Feldern ungefähr  $Max(-M) = 0,115ql^2$ , d. i. 8 Prozent kleiner, als das Maximalmoment  $0,125ql^2$  beim einfachen Träger. Bei zwei Feldern würde ein Vortheil nicht vorliegen, da hier das negative Maximalmoment ebenfalls  $0,125ql^2$  ist.

Durch Senkung der Mittelstützen oder nach oben hohle Biegung der Balken (Fig. 193b) werden die negativen Maximalmomente noch vermindert, die positiven Maximalmomente dagegen vergrössert; bei der günstigsten Senkung, bei welcher die positiven und negativen Maximalmomente gleich sind, wird ungefähr  $Max M = 0,100ql^2$ , d. i. 20 Prozent kleiner, als beim Einzelträger. Bei zwei Feldern würde bei gesenkter Mittelstütze im Minimum ungefähr  $Max M = 0,108ql^2$  werden, d. i. 14 Prozent kleiner, als beim Einzelträger.

Fig. 193.



Die Ausführung der Senkung der Mittelstützen bietet keine Schwierigkeit. Wohl aber ist es nicht gut möglich, die Zimmermannsarbeit so gut auszuführen, dass die vorausgesetzte Höhenlage der Stützen genau passt; auch die Erhaltung dieser Höhenlage ist bei den Veränderungen

des Holzes durch Austrocknen, Anquellen, Anfaulen, Zusammendrücken u. s. w. nicht genau möglich. Von dem angegebenen Vortheile der kontinuierlichen Träger geht hierdurch viel verloren. Wie viel, ist allerdings schwer zu sagen. Die Rechnung zeigt, dass sich bei zwei Oeffnungen und 30<sup>cm</sup> Balkenhöhe bei 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10<sup>m</sup> Spannweite das Maximalmoment um 69, 39, 25, 17, 13, 10, 8, 6 Prozent ändert, wenn sich die Mittelstütze um 1<sup>cm</sup> hebt oder senkt, wonach der Einfluss, namentlich bei sehr kleinen Spannweiten, ziemlich bedeutend sein kann. Jedenfalls wird man, wenn die Stützen in einer Geraden liegen, auf einen Vortheil gegenüber dem Einzelträger nicht zu rechnen haben und auch bei gesenkten Mittelstützen statt auf den angegebenen Vortheil von 20 Prozent höchstens auf die Hälfte rechnen dürfen. Indessen wird man bei kleineren Spannweiten auch die Anwendung der kontinuierlichen Balken nicht absichtlich vermeiden, da sie ja auch einen Vortheil in der Auflagerung bieten und eine kleinere Durchbiegung zeigen.

§. 67. **Kontinuierliche Balken mit Sattelhölzern.** Wenn man Sattelhölzer anwendet, so lässt sich auch ohne Krümmung der Balken eine bessere Ausnützung des Holzes erzielen. Die grösste Ausnützung bewirkt man, wenn man das Sattelholz mit dem Balken so verbindet, dass sich beide in Beziehung auf Biegung wie ein Ganzes verhalten, so dass nämlich die Fasern des Balkens ausgedehnt, die des Sattelholzes zusammengedrückt werden.

Man erreicht dies durch eine Verzahnung (Fig. 194) oder eine Verdübelung (Fig. 195) in Verbindung mit einer Verschraubung. Der Balken ist dann nicht nach dem negativen, sondern nach dem positiven Maximalmomente zu be-

Fig. 194.

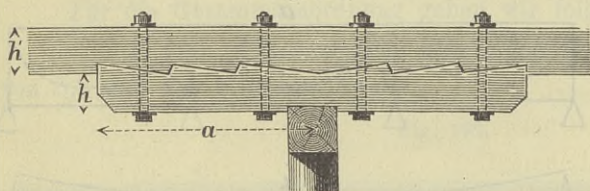
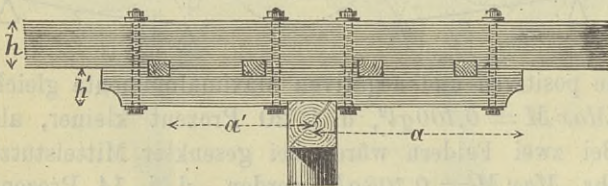


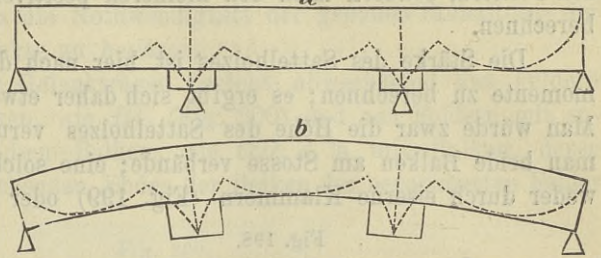
Fig. 195.



rechnen, welches ungefähr  $= 0,082ql^2$  ist, d. i. 34 Prozent kleiner, als das Maximalmoment  $0,125ql^2$  des Einzelträgers. Die Höhe  $h'$  des Sattelholzes würde sich dem Momente über den Stützen entsprechend (Fig. 196 a) ungefähr 0,15 der Höhe  $h$  der Balken ergeben; indess wird man doch wohl  $h'$  nicht kleiner als etwa  $0,8h$  machen können. Da die Sattelhölzer aber nur kurz zu sein brauchen, wird immerhin ein Vortheil

erzielt. Wenn man aber die Höhe der Sattelhölzer so gross wählt, so kann man noch einen weiteren Vortheil erzielen, indem man die Mittelstützen hebt oder die Balken nach oben erhaben krümmt (Fig. 196 b).

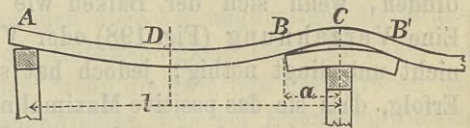
Fig. 196.



Für  $h' = 0,8h$  z. B. würde das Moment an den Stützen etwa 2,5 mal so gross sein können, als das positive Maximum. Bei der entsprechenden Hebung der Mittelstützen wird  $Max(+M) = 0,057ql^2$ , d. i. 54 Prozent kleiner, als das Maximum  $0,125ql^2$  des Einzelträgers.

In Wirklichkeit wird indess der Vortheil doch viel geringer sein. Denn zu dem Bedenken, welches der kontinuierliche Träger überhaupt verursacht, kommt hier noch der Umstand, dass auch die Verzahnung und Verdübelung nur unvollkommen wirkt. Es dürfte deshalb wohl überhaupt vorzuziehen sein, von dieser Verbindung zwischen Balken und Sattelholz ganz abzusehen. Es hebt sich dann, wenn beide Theile nicht mit einander verschraubt sind, der Balken vom Sattelholze ab (Fig. 197) und die Wirkung ist jetzt dieselbe, als eine Verkürzung der Spannweite und Einschaltung einer kurzen Oeffnung  $BB'$ . Der Balken ist dann ungefähr nach dem Momente  $0,082ql^2$  zu berechnen; eine feste Verschraubung beider Theile würde dieses Moment noch auf ungefähr  $0,080ql^2$  herabdrücken. Das negative Maximalmoment wird hier ungefähr  $0,132ql^2$ , wozu ein Sattelholz nöthig ist, dessen Höhe etwas kleiner ist, als die des Balkens.

Fig. 197.

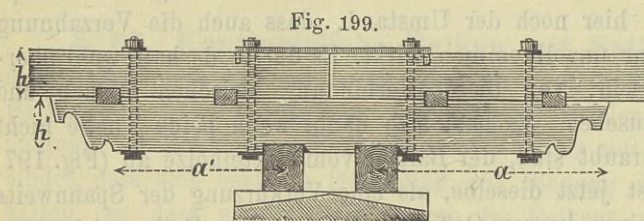
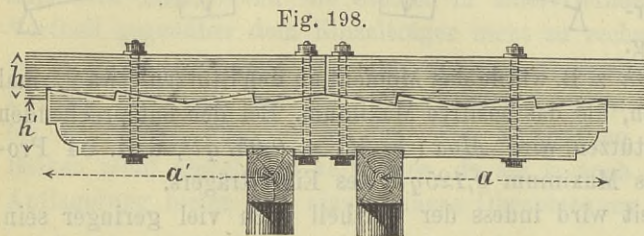


Auch hier lässt sich das positive Maximalmoment noch etwas vermindern durch eine nach oben erhabene Krümmung, jedoch nur wenig, da sonst das gleichzeitig vergrösserte negative Maximalmoment zu starke Sattelhölzer erfordert. Die im vorigen Paragrafe besprochene Verminderung des Vortheiles gegen den Einzelträger durch die dort genannten Mängel wird natürlich auch hier eintreten.

**§. 68. Sattelhölzer bei getrennten Trägern.** Bei getrennten Trägern erreicht man durch Anwendung des Sattelholzes bei einfachen Jochholmen das sicherste Auflager und auch bei mehrfachen Jochholmen die Möglichkeit, die Balken zu einem kontinuierlichen Balken verbinden oder die freie Spannweite vermindern zu können. Die Balken sind als-

dann auch hier nicht mehr nach den grössten negativen Momenten über den Pfeilern, sondern nach den kleineren positiven Maximalmomenten zu berechnen.

Die Stärke des Sattelholzes ist hier nach dem negativen Maximalmomente zu berechnen; es ergibt sich daher etwas höher als die Balken. Man würde zwar die Höhe des Sattelholzes vermindern können, wenn man beide Balken am Stosse verbände; eine solche Verbindung, die entweder durch eiserne Klammern (Fig. 199) oder durch ein Hakenblatt



erfolgen müsste, ist aber schwer so durchzuführen, dass sie dem in der Fuge herrschenden Zuge genügend Widerstand leistet, so dass man wohl am besten beide Balken nur stumpf zusammenstösst (Fig. 198) oder höchstens durch ein schiefes Blatt verbindet (Fig. 206). Jedenfalls ist aber das Sattelholz mit dem Balken durch Schrauben zu verbinden, wenn sich der Balken wie ein kontinuierlicher verhalten soll. Eine Verzahnung (Fig. 198) oder Verdübelung (Fig. 199) ist hierzu nicht unbedingt nöthig; jedoch hat sie hier, wie im vorigen Falle den Erfolg, dass sie das positive Maximalmoment und die Senkung des Balkens noch ein wenig mehr vermindert. Die in §. 67 angeführten Bedenken gegen den kontinuierlichen Träger bleiben natürlich auch hier bestehen und es kommt noch hinzu, dass in der angegebenen Weise auch keineswegs eine vollkommene Wirkung als kontinuierlicher Träger erzielt wird.

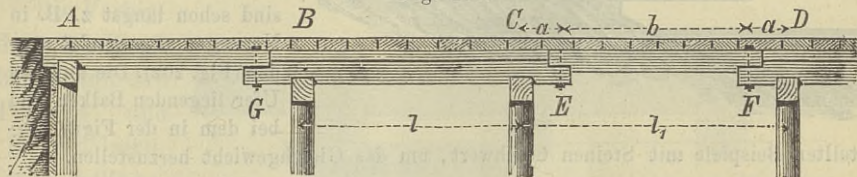
Wenn man die Verzahnung oder Verdübelung weglässt und auf jeder Seite nur eine Schraube an geeigneter Stelle anordnet, so tritt keine Wirkung als kontinuierlicher Träger ein, wohl aber eine Abkürzung der Spannweite bei statisch bestimmter Wirkung, wodurch das Maximalmoment bei Strassenbrücken um 8 bis 20 Prozent reduziert werden kann, so dass diese Anordnung vorzuziehen sein dürfte.

**§. 69. Kontinuierliche Gelenkträger.** Die bei eisernen Brücken in neuerer Zeit mehrfach angewendeten kontinuierlichen Gelenkträger sind bei hölzernen Brücken, abgesehen von primitiven Konstruktionen, noch nicht zur Verwendung gekommen, obwohl sie dieselben Vortheile, wie

gut ausgeführte wirkliche kontinuierliche Träger bieten, ohne den Nachtheil derselben, nämlich die Nothwendigkeit der genauen Einhaltung der Höhenlage der Stützpunkte zu besitzen.

Der kontinuierliche Gelenkträger besteht abwechselnd aus Feldern mit überstehenden Balken, wie  $BC$  (Fig. 200) und aus Feldern mit sogenannten schwebenden Balken, wie  $CD$ , d. h. mit Balken, deren Stützpunkte die überstehenden Enden der Balken der benachbarten Felder bilden.

Fig. 200.

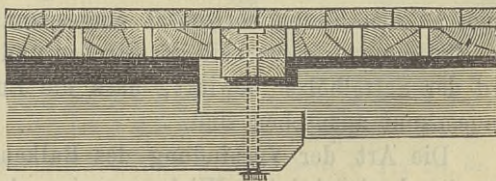


Am besten erscheint hier eine solche Anordnung, dass die Momente in der Mitte der Felder  $BC$ , in der Mitte der schwebenden Balken  $EF$  und an den Stützen  $B$ ,  $C$  dem absoluten Werthe nach gleich werden. In diesem Falle ist das Maximalmoment  $= 0,070q\lambda^2$  bis  $0,079q\lambda^2$ , wenn  $\lambda$  eine mittlere Spannweite bezeichnet, d. i. 36 bis 44 Prozent kleiner, als das Moment  $0,125q\lambda^2$  beim Einzelträger. Setzt man die Spannweiten mit überstehenden Enden  $= l$ , mit schwebenden Balken  $= l_1$  und  $CE = DF = a$ ,  $EF = b$ , so ergibt sich  $a = 0,21b$ ,  $l = 0,8l_1$  bis  $0,9l_1$  und  $\lambda = 1,06l$  bis  $1,15l$  oder  $0,88l_1$  bis  $0,95l_1$ .

Bei diesen Verhältnissen kann sich aber bei ungünstiger Belastung ein negativer Stützendruck, also die Nothwendigkeit einer Verankerung der Balken auf den Pfeilern ergeben, wenn die zufällige Last grösser ist, als ungefähr das 10fache des Eigengewichtes, was bei Eisenbahnbrücken eintreten kann. Man kann zwar den negativen Stützendruck beseitigen, wenn man  $a$  kleiner wählt, als  $0,21b$ , jedoch ist alsdann der Vortheil ein entsprechend geringerer. Bei Eisenbahnbrücken wird man deshalb von dieser Konstruktion absehen müssen, da eine Verankerung wohl möglich ist, ihre Kosten aber doch den gewonnenen Vortheil wieder aufheben würden.

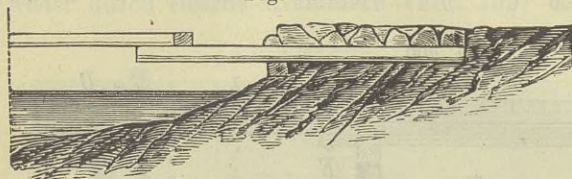
Die Auflagerung der schwebenden Balken lässt sich in verschiedener Weise durchführen. Legt man die schwebenden Balken ungeschwächt auf die überstehenden Balken, so muss man auf die letzteren zu viel auffüttern, um die ebene Fläche für den Belag herzustellen; man wird daher beide Balken am besten durch eine ver-

Fig. 201.



schraubte Ueberblattung verbinden und dabei beide Hölzer nur um 0,25 bis 0,35 ihrer Höhe schwächen, so dass noch eine niedere Auffütterung nöthig wird (Fig. 201). Bei Anwendung von Querschwellen (Fig. 98, 103, 106, 108, 131, 134, 152) wird man diese zur besseren Sicherung gegen eine Verschiebung der schwebenden Balken verwenden; es genügt aber hierzu wohl auch schon eine entsprechende Befestigung des Bohlenbelages.

Fig. 202.

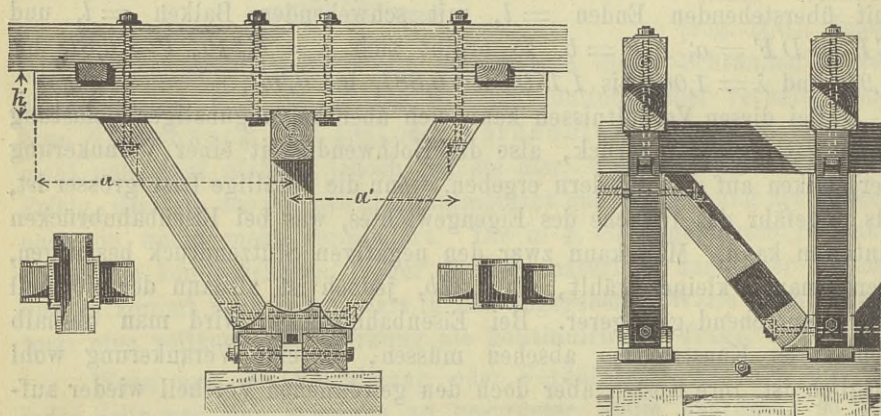


gestellten Beispiele mit Steinen beschwert, um das Gleichgewicht herzustellen.

Primitive Brücken für Fussgänger und Thiere nach demselben Principe sind schon längst z. B. in Norwegen angewendet worden (Fig. 202). Die auf dem Ufer liegenden Balken sind bei dem in der Figur dar-

**§. 70. Sattelhölzer mit Kopfbändern.** Die Wirkung eines Sattelholzes wird wesentlich dadurch erhöht, dass man dasselbe gegen den Pfeiler durch Streben, sogenannte Kopfbänder (*l'aisselier, l'épaule, le lien en aisselle* — *the strut, the shoulder-tree*), stützt oder absprengt (Fig. 203). Hierdurch wird die freie Spannweite vermindert und der

Fig. 203.



Balken bei entsprechender Verbindung mit dem Sattelholze nahezu in einen an den Enden horizontal eingespannten Balken verwandelt. Nur die Zusammendrückbarkeit der Streben und die Nachgiebigkeit der Pfeiler und der Sattelhölzer bewirkt, dass die Enden nicht ganz als horizontal eingespannt anzusehen sind.

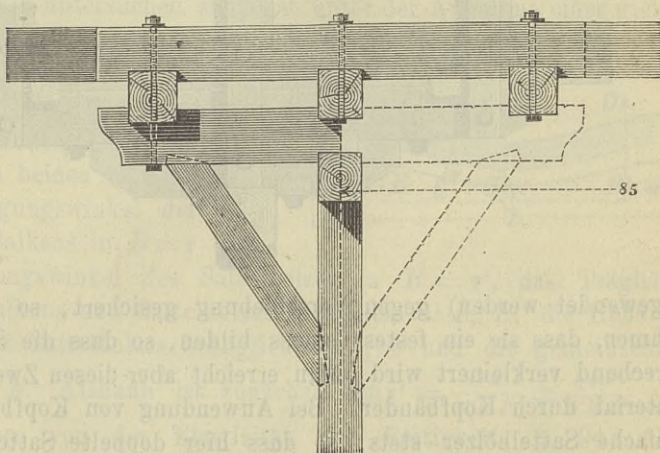
Die Art der Verbindung des Balkens mit dem Sattelholze hängt von der beabsichtigten Wirkungsweise ab. Will man nur die Spannweite abkürzen, so genügt die Verbindung durch eine Schraube in der Nähe des Endes des Sattelholzes. Soll der Balken horizontal eingespannt

werden, so sind mehr Schrauben, mindestens zwei, erforderlich. Auch wird ausserdem oft eine Verzahnung (in Fig. 192 ist dieselbe verkehrt angeordnet), mehr noch eine Verdübelung (Fig. 203) angewendet; ein Dübel in der Nähe des Endes des Sattelholzes (Fig. 203) genügt aber vollkommen.

Zuweilen hat man die Sattelhölzer und Kopfbänder nur unter einzelnen Balken angeordnet und die übrigen Balken durch Unterzüge unterstützt (Fig. 204). Diese Anordnung ist indess weniger zu empfehlen.

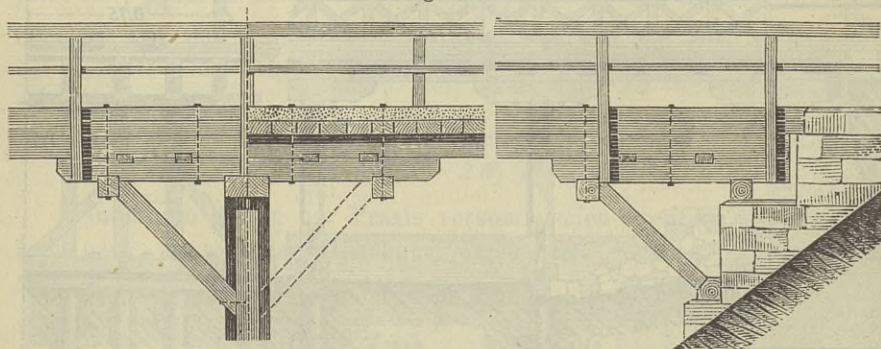
Die Verbindung der Kopfbänder mit den Pfeilern und Sattelhölzern ist in §. 30 besprochen worden (Fig. 81, 83 und 87). Auf die Verbindung mit den Pfeilern kommen wir ausserdem bei Besprechung der Pfeiler zurück.

Fig. 204.

Szamos-Brücke bei Apahida in Siebenbürgen. —  $\frac{1}{50}$  nat. Gr.

Bei hölzernen Pfeilern kann es allerdings durch die Stellung der Pfähle oder Säulen bedingt sein, dass nicht unter jedem Balken eine Strebe angeordnet wird; alsdann wird am besten unter jeden Balken ein

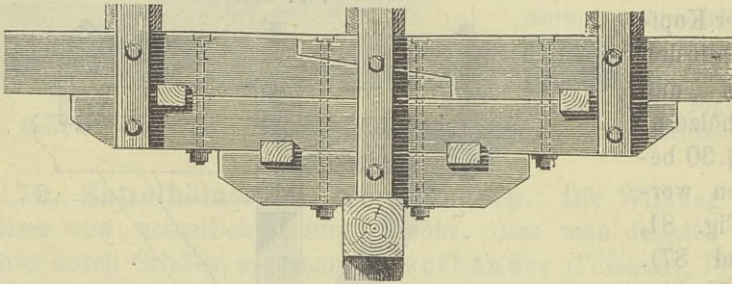
Fig. 205.

Strassenbrücke nach den Normalien der österr. Generalinspektion der Eisenbahnen. —  $\frac{1}{100}$  nat. Gr.

Sattelholz gelegt; zur Unterstützung der nicht verstrebt Sattelhölzer ordnet man Unterzüge an (Fig. 205).

§. 71. **Mehrfache Sattelhölzer.** Zuweilen legt man mehrere Sattelhölzer, die nach oben konsolenartig immer länger und länger werden, über einander (Fig. 206). Zu empfehlen ist dies nur, wenn sich einfache Sattelhölzer zu stark ergeben würden, sonst indess nicht, da hierdurch am Materiale (obwohl man die Balken etwas schwächer halten kann) nichts gewonnen wird und zur Sicherung der Lage besondere Querverstrebungen nöthig werden. Sind die Sattelhölzer durch Dübel und Schrauben mit einander verbunden und die Mauerschwellen (falls Steinpfeiler

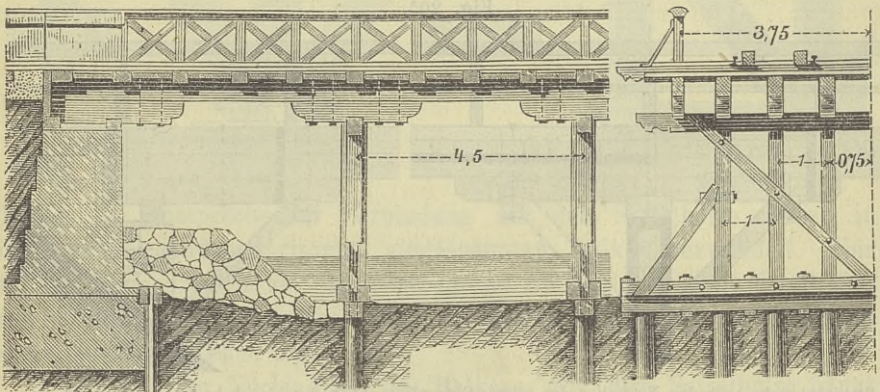
Fig. 206.



angewendet werden) gegen Verschiebung gesichert, so kann man annehmen, dass sie ein festes Ganzes bilden, so dass die Spannweite entsprechend verkleinert wird. Man erreicht aber diesen Zweck mit weniger Material durch Kopfbänder. Bei Anwendung von Kopfbändern genügen einfache Sattelhölzer stets, so dass hier doppelte Sattelhölzer zu verwerfen sind.

§. 72. **Sattelhölzer an den Endpfeilern.** Sattelhölzer an den Endpfeilern haben keinen Zweck, da hier das Moment klein und die

Fig. 207.

Eisenbahnbrücke über den Becquerelbach in der französischen Nordbahn. —  $\frac{1}{15}$  nat. Gr.

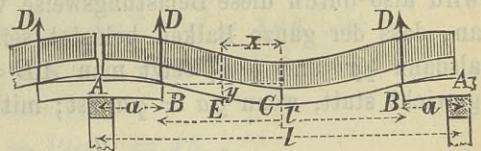
Stärke des einfachen Balkens mehr als hinreichend ist. Dennoch findet man diese fehlerhafte, mindestens überflüssige Anordnung (Fig. 190

und 207) häufig. Manchmal mag wohl die Rücksicht auf Symmetrie (die indess hier keineswegs am Platze ist) massgebend gewesen sein. Einen Werth erhält das Sattelholz an den Endpfeilern nur, wenn man seine Lage fixirt, also gleichzeitig Kopfbänder anordnet (Fig. 205).

### §. 73. Berechnung bei getrennten und mit den Sattelhölzern nicht verbundenen Balken.

1. **Mittelfeld.** Die Sattelhölzer werden am meisten beansprucht, wenn die auf beiden Seiten des Sattelholzes liegenden Felder gänzlich belastet sind. Wir untersuchen zunächst unter der Annahme einer gleichmässigen Belastung, unter welchen Umständen die Balken auf den Enden  $B$  (Fig. 208) des Sattelholzes aufrufen. Es sei der Druck zwischen beiden Hölzern  $= D$ , der Neigungswinkel der Tangente des Balkens in  $B = \tau$

Fig. 208.



und der Neigungswinkel des Sattelholzes in  $B = \tau'$ , das Trägheitsmoment des Balkens und Sattelholzes bezüglich  $= I, I'$ , die Höhe des Balkens und des Sattelholzes bezüglich  $= h, h'$  und die gemeinschaftliche Breite  $= b$ . Alsdann ist zunächst  $\tan \tau' = \frac{Da^2}{2EI'} = \frac{qla^2}{4EI'}$  (des Verfassers Lehre von der Elastizität und Festigkeit, §. 94). Das Moment  $M$  in einem beliebigen Punkte  $E$ , welcher von der Mitte  $C$  die Entfernung  $x$  hat, ist  $M = D(\frac{1}{2}l' - x) - \frac{1}{2}q(\frac{1}{2}l' - x)^2$  oder, weil  $D = \frac{1}{2}ql$  ist,  $M = \frac{1}{2}q[l(\frac{1}{2}l' - x) - (\frac{1}{2}l' - x)^2]$ . Nun aber ist  $\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$ ,  $\frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} \int M dx = \frac{qx}{24EI} [3l(2l' - l) - 4x^2]$ , daher  $\tan \tau = \frac{dy}{dx}$  (für  $x = \frac{l'}{2}$ )  $= \frac{ql'(6ll' - 3l^2 - l'^2)}{48EI}$ . Der Balken ruht nun offenbar auf den Enden des Sattelholzes auf, wenn  $\tau' < \tau$  ist, d. i.  $\frac{la^2}{4I'} < \frac{l'(6ll' - 3l^2 - l'^2)}{48I}$ , oder, weil  $l' = l - 2a$  und  $I = \frac{1}{12}bh^3$ ,  $I' = \frac{1}{12}bh'^3$  ist,

$$1. \quad 6h^3la^2 < h'^3(l - 2a)(l^2 - 4la - 2a^2).$$

Innerhalb der in der Praxis vorkommenden Grenzen lässt sich den sich nach vorstehender Gleichung ergebenden genauen Zahlenwerthen zufolge hinreichend genau setzen:

$$2. \quad \frac{a}{l} < 0,245 \frac{h'}{h} - 0,075 \left(\frac{h'}{h}\right)^2.$$

Hiernach ergibt sich z. B.

$$\begin{array}{cccccccc} h' = & 1,3 & 1,2 & 1,1 & 1,0 & 0,9 & 0,8 & 0,7 \cdot h \\ a < & 0,192 & 0,186 & 0,179 & 0,170 & 0,160 & 0,148 & 0,135 \cdot l. \end{array}$$

Eine grössere Länge des Sattelholzes würde keinen Werth haben; wir wollen daher annehmen, dass die Bedingung 2, unter welcher die belasteten Balken auf den Enden der Sattelhölzern aufrufen, erfüllt sei.

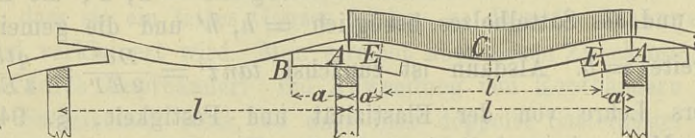
Das grösste auf das Sattelholz wirkende Moment ist  $\frac{1}{2}qla$ , daher ist zu setzen  $\frac{1}{12}Kbh^3 = \frac{1}{2}qla \cdot \frac{h'}{2}$  oder

$$3. \quad Kbh^2 = 3qla.$$

Ein Balken wird am meisten beansprucht, wenn nur dieser Balken, die angrenzenden Balken aber nicht belastet sind (Fig. 209); denn hierdurch rückt der Auflagerpunkt  $E$  so weit nach  $A$  hin, dass sich die in  $B$  und  $E$  wirkenden Drücke das Gleichgewicht halten, die Spannweite wird also durch diese Belastungsweise vergrössert. Wir nehmen zunächst an, dass der ganze Balken belastet sei. Die Drücke in  $B$  und  $E$  sind alsdann  $\frac{1}{2}gl$  und  $\frac{1}{2}ql$ ; setzt man  $AB = a$ ,  $AE = a'$ , so findet Gleichgewicht statt, wenn  $ga = qa'$  ist; mithin ist

$$4. \quad a' = \frac{g}{q} a, \quad l' = l - \frac{2g}{q} a.$$

Fig. 209.



Das Moment in  $C$  ist:  $M = \frac{ql}{2} \cdot \frac{l'}{2} - \frac{ql}{4} \cdot \frac{l}{4} = \frac{1}{8}ql(2l' - l)$ , d. i. nach Einsetzung von  $l'$ :

$$5. \quad M = \frac{1}{8} ql^2 \left( 1 - \frac{4ga}{ql} \right) = \frac{1}{8} gl(l - 4a) + \frac{1}{8} pl^2.$$

Bestimmt man in gleicher Weise das Moment  $M$  unter der Annahme, dass nur die freie Strecke  $EE$  belastet ist, so findet sich dasselbe etwas kleiner. Es ist nun zu setzen:  $\frac{1}{12}Kbh^3 = \frac{1}{2}Mh$ , oder

$$6. \quad 4Kbh^2 = 3l(ql - 4ga)$$

oder wenn wir  $b = nh$  setzen

$$7. \quad h = \sqrt[3]{\frac{3ql^2}{4Kn} \left( 1 - \frac{4ga}{ql} \right)}.$$

Die Division der Gleichung 6 durch die Gleichung 3 gibt:

$$8. \quad \frac{h}{h'} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{l}{a} - 4\frac{g}{q}},$$

welche Gleichung  $h'$  bestimmt, wenn  $h$  bekannt ist.

Für das Volumen  $V$  eines Balkens und eines ganzen Sattelholzes ergibt sich, wenn man  $a = \alpha l$ ,  $g = \beta q$  setzt,

$$V = bhl + 2bh'a = nlh^2 \left( 1 + \frac{4\alpha\sqrt{\alpha}}{\sqrt{1-4\alpha\beta}} \right).$$

Setzt man den Ausdruck für  $h$  ein und dabei das Volumen  $\sqrt[3]{\frac{9nq^2l^3}{16K^2}}$  für den Balken ohne Sattelholz  $= V_0$ , so wird

$$\begin{aligned} 9. \quad V &= \sqrt[6]{1-4\alpha\beta} [4\alpha\sqrt{\alpha} + \sqrt[6]{1-4\alpha\beta}] V_0 \\ &= [\sqrt[3]{(1-4\alpha\beta)^2} + 4\alpha\sqrt{\alpha}\sqrt[6]{1-4\alpha\beta}] V_0. \end{aligned}$$

Wegen der Kleinheit von  $4\alpha\beta$  kann man hinreichend genau setzen:

$$\sqrt[3]{(1-4\alpha\beta)^2} = 1 - \frac{2}{3}\alpha\beta \quad \text{und} \quad \sqrt[6]{1-4\alpha\beta} = 1 - \frac{1}{3}\alpha\beta, \quad \text{also}$$

$$V = [1 - \frac{2}{3}\alpha\beta + 4\alpha\sqrt{\alpha}(1 - \frac{1}{3}\alpha\beta)] V_0.$$

Hiernach wird  $V$  zum Minimum für

$$10. \quad \sqrt{\alpha}(9 - 10\alpha\beta) = 4\beta.$$

Am einfachsten löst man diese Gleichung durch Näherung auf, indem man

$$11. \quad \alpha = \left( \frac{4\beta}{9 - 10\alpha\beta} \right)^2$$

setzt; als erster Näherungswert ist hierbei  $\alpha = \frac{16}{81}\beta^2 = 0,2\beta^2$  oder

$$12. \quad \frac{a}{l} = 0,2 \left( \frac{g}{q} \right)^2$$

anzunehmen. Hiernach ergibt sich für  $\beta = 0,2 \ 0,4 \ 0,6$  bezüglich  $\alpha = 0,0079 \ 0,033 \ 0,080$ . Indess darf man mit Rücksicht auf ein gutes Auflager wohl nicht unter  $a = 0,1l$  gehen. Es empfiehlt sich daher als Länge des Sattelholzes ungefähr

$$13. \quad a = 0,1l.$$

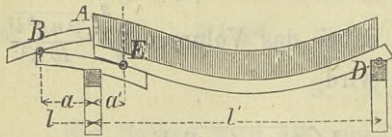
Das Volumen  $V$  ergibt sich übrigens sehr wenig verschieden, wenn man  $a$  zwischen den Grenzen 0 und  $0,2l$  ändert. Nach Formel 8 wird für  $a = 0,1l$  und für  $g = 0,2 \ 0,3 \ 0,4 \ 0,5 \ 0,6 \cdot q$ , bezüglich  $h' = 0,66 \ 0,68 \ 0,69 \ 0,71 \ 0,73 \cdot h$ , so dass sich das Sattelholz immer niedriger ergibt als der Balken.

Bei Annahme eines Systemes von Einzellasten wird man hinreichend genau in Formel 5 für  $\frac{1}{2}pl^2$  das dem System von Einzellasten entsprechende Maximalmoment und in Formel 8 den diesem Momente entsprechenden Werth von  $p$  einführen.

2. Endfeld. Ein Sattelholz am Endpfeiler setzen wir nicht voraus. Ganz ähnlich, wie beim Mittelfelde, lässt sich auch hier untersuchen, unter welcher Bedingung der Balken bei der Maximalbeanspruchung des

Sattelholzes über dem ersten Mittelpfeiler, d. i. bei gänzlicher Belastung der beiden an den ersten Pfeiler angrenzenden Felder auf dem Ende des Sattelholzes aufrucht. Es ergibt sich hiernach die Maximallänge des Sattelholzes noch etwas grösser, als an den übrigen Mittelpfeilern.

Fig. 210.



Das positive Maximalmoment  $M'$  im Endfelde ist, wenn  $l'$  die Gesamtspannweite dieses Feldes bedeutet (Fig. 210):

$$14. \quad M' = \frac{q [(l' - a')^2 - a'^2]^2}{8 (l' - a')^2} = \frac{1}{8} q l'^2 \left( \frac{l' - 2a'}{l' - a'} \right)^2.$$

Für das Gleichgewicht des Sattelholzes ergibt sich die Bedingung  $\frac{1}{2} g l a = \frac{1}{2} q \frac{l'^2 a'}{l' - a'}$  oder

$$g l (l' - a') a = q l'^2 a'.$$

Hieraus folgt

$$15. \quad a' = \frac{g}{q} \frac{q l l'}{g l a + q l'^2} a.$$

Setzt man diesen Ausdruck für  $a'$  in die Formel 14 ein, so ergibt sich für  $M'$  der einfache Ausdruck:

$$16. \quad M' = \frac{1}{8} q l'^2 \left( 1 - \frac{g l a}{q l'^2} \right)^2.$$

Sehr nahe wird, da  $a^2$  gegen  $l^2$  nur klein ist,

$$17. \quad M' = \frac{1}{8} g (l'^2 - 2 l a) + \frac{1}{8} p l'^2.$$

Damit sich für die Balken in den End- und Mittelfeldern gleiche Stärken ergeben, muss  $M' = M$  sein. Setzt man die Ausdrücke 16 und 5 für  $M'$  und  $M$  einander gleich, so ergibt sich

$$l' \left( 1 - \frac{g l a}{q l'^2} \right) = l \sqrt{1 - \frac{4 g a}{q l}}.$$

Aus dieser in Beziehung auf  $l'$  quadratischen Gleichung folgt

$$18. \quad l' = \frac{1}{2} l \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{4 g a}{q l}} \right).$$

Hiernach ergibt sich z. B. für  $a = 0,1l$  und für  $g = 0,2q, 0,4q, 0,6q$ , bezüglich  $l' = 0,98l, 0,96l, 0,94l$ , so dass  $l'$  nur sehr wenig von  $l$  abweicht. Sehr nahe wird daher

$$19. \quad l' = \left( 1 - \frac{g a}{q l} \right) l.$$

Bei einem Systeme von Einzellasten wird man wieder hinreichend genau in Formel 17 für  $\frac{1}{8} p l'^2$  das entsprechende Maximalmoment und

in Formel 18 und 19 den diesem Momente entsprechenden Werth für  $p$  einführen.

**3. Lage der Schrauben.** Damit der linke Balken in  $B$  (Fig. 209 und 210), der rechte in  $E$  aufrufen kann, müsste auf der linken Seite die Schraube in  $B$ , d. i. nahe am Ende des Sattelholzes, auf der rechten in  $E$  angeordnet sein. Mit Rücksicht auf den Wechsel der Belastung wird man daher die Schraube etwa im Abstände  $(a + a')$  von  $A$  anordnen. Die aufgestellten Regeln können dann natürlich nur angenähert erfüllt sein.

### §. 74. Berechnung der kontinuierlichen Gelenkträger.

Wir bezeichnen die positiven Maximalmomente in den Theilen  $BC$  und  $EF$  (Fig. 200) mit  $M$  und  $M_1$ , das negative Maximalmoment bei  $C$  mit  $M_2$ . Für die Bestimmung von  $M$  ist nur  $BC$  gänzlich belastet, die Nachbarfelder dagegen sind nicht belastet anzunehmen. Für  $M_1$  ist natürlich  $EF$  gänzlich belastet vorauszusetzen. Für  $M_2$  endlich sind  $CE$  und  $EF$  gänzlich belastet anzunehmen, während die Belastung anderer Strecken überhaupt ohne Einfluss ist. Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich leicht, wenn man  $BC = l$ ,  $CD = l_1$ ,  $CE = DF = a$ ,  $EF = b$  setzt, ohne Berücksichtigung des Vorzeichens

$$20. \quad \begin{cases} M = \frac{1}{8} (g + p) l^2 - \frac{1}{2} g a (a + b), \\ M_1 = \frac{1}{8} (g + p) b^2, \quad M_2 = \frac{1}{2} (g + p) a (a + b). \end{cases}$$

Wenn man nun, um Balken mit gleichen Stärken anwenden zu können,  $M_1 = M_2$  setzt, so erhält man

$$21. \quad \frac{a}{b} = \frac{\sqrt{2} - 1}{2} = 0,207.$$

Setzt man jetzt  $M = M_2$  und darin  $a = \frac{1}{2} (\sqrt{2} - 1) b$ , so erhält man

$$22. \quad \frac{l}{b} = \sqrt{\frac{2g + p}{g + p}}.$$

Setzt man die mittlere Spannweite  $\frac{1}{2} (l + l_1) = \lambda$ , so erhält man für  $g = 0,1 \ 0,2 \ 0,3 \ 0,4 \ 0,5 \ 0,6 \ .q$  bezüglich  $l_1 = 1,414 \ .b$ ,  $l = 1,049 \ 1,095 \ 1,140 \ 1,183 \ 1,225 \ 1,265 \ .b$ ,  $\lambda = 1,232 \ 1,255 \ 1,277 \ 1,299 \ 1,320 \ 1,340 \ .b$  oder  $b = 0,812 \ 0,797 \ 0,783 \ 0,769 \ 0,758 \ 0,746 \ .\lambda$  und  $M = M_1 = M_2 = 0,082 \ 0,079 \ 0,076 \ 0,074 \ 0,072 \ 0,070 \ .q\lambda^2$ , d. i. das 0,66 0,63 0,61 0,59 0,58 0,56fache des Maximalmomentes  $0,125q\lambda^2$  beim Einzelträger.

Der Stützendruck  $D$  in  $B$  (Fig. 200) wird am kleinsten, wenn nur die Strecken  $CE$  und  $EF$  belastet, die Strecken  $AB$  und  $BC$  aber unbelastet sind. Für diese Belastung ergibt sich

$$D = \frac{1}{2} g (2a + b + l) - \frac{pa(a+b)}{2l}$$

und, wenn man hierin für  $a$  und  $l$  die Ausdrücke 21 und 22 einführt und dabei  $g = nq$ , also  $p = (1 - n)q$  setzt,

$$D = \frac{1}{2} qb \left[ n(\sqrt{2} + \sqrt{1+n}) - \frac{1-n}{4\sqrt{1+n}} \right].$$

Hiernach wird  $D = 0$  für

$$23. \quad 1 - 10n - 15n^2 + 8n^3 + 16n^4 = 0$$

oder für  $n = 0,089$ , also  $g = 0,083q$ ,  $p = 0,911q = 10,2g$ . Ein negativer Stützendruck, also die Nothwendigkeit einer Verankerung ergibt sich demnach nur dann, wenn die Verkehrslast sehr gross gegen das Eigengewicht ist.

Wenn die Endfelder kein Gelenk haben (wie in Fig. 231b), so ergibt sich als Maximalmoment  $M'$  im Endfelde, wenn  $l_2$  die Spannweite dieses Feldes bedeutet,

$$24. \quad M' = \frac{1}{8} (g + p) l_2^2 - \frac{1}{4} ga(a+b) + \frac{g^2 a^2 (a+b)^2}{8 l_2^2 (g+p)}.$$

Setzt man nun  $M' = M_2$  und dabei wieder  $a = \frac{1}{2} (\sqrt{2} - 1)b$ , so ergibt sich als Beziehung zwischen  $l$  und  $b$ :

$$25. \quad g^2 b^4 - 8(3g + 2p)(g + p) l_2^2 b^2 + 16(g + p)^2 l_2^4 = 0.$$

Hiernach ergibt sich beispielsweise für  $g = 0,1 \ 0,2 \ 0,3 \ 0,4 \ 0,5 \ 0,6 \cdot q$  bezüglich  $l_2 = 1,024 \ 1,047 \ 1,070 \ 1,091 \ 1,112 \ 1,133 \cdot b$ .

Hinsichtlich der Berechnung unter Annahme eines Systemes von Einzellasten verweisen wir auf die „Theorie der Brücken“, I. Heft, III. Aufl.

**§. 75. Berechnung bei kontinuierlichen Balken.** Hinsichtlich der Bestimmung der Momente bei kontinuierlichen Trägern verweisen wir auf die „Theorie der Brücken“, I. Heft, III. Aufl. und führen hier nur einige Resultate an. Wir bezeichnen die negativen Maximalmomente, d. s. die Momente an den Mittelstützen mit  $M_1, M_2, \dots$ ; die positiven Maximalmomente mit  $M'$ , resp.  $M_1'$ ; die Spannweiten der äusseren Felder mit  $l_1$ , die der inneren mit  $l$ . Unter der Annahme eines konstanten Querschnittes und unter der Voraussetzung, dass der Balken keine künstliche Krümmung durch Senkung oder Hebung der Mittelstützen erhalten hat, ergeben sich für die gefährlichste Belastungsweise und unter Voraussetzung gleich hoher Stützen die folgenden Resultate:

1. Zwei Felder. Es wird genau

$$26. \quad -M_1 = 0,125ql^2, \quad M' = \frac{(6g + 7p)^2 l^2}{512q}$$

und annähernd

$$26a. M' = 0,0703gl^2 + 0,0957pl^2.$$

2. Drei Felder. Hier wird annähernd:

$$27. \begin{cases} -M_1 = 0,050gl_1^2 + 0,050gl^2 + 0,067pl_1^2 + 0,050pl^2, \\ \text{Endfeld: } M_1' = 0,100gl_1^2 - 0,020gl^2 + 0,104pl_1^2, \\ \text{Mittelfeld: } M_1 = 0,075gl^2 - 0,050gl_1^2 + 0,062pl^2 - 0,013pl_1^2. \end{cases}$$

3. Vier Felder. Hier wird annähernd:

$$28. \begin{cases} -M_1 = 0,030gl_1^2 + 0,077gl^2 + 0,044pl_1^2 + 0,077pl^2, \\ -M_2 = 0,103gl_1^2 - 0,032gl^2 + 0,095pl_1^2 + 0,012pl^2, \\ \text{Endfeld: } M_1' = 0,091gl_1^2 - 0,014gl^2 + 0,089pl_1^2 + 0,011pl^2, \\ \text{Mittelfeld: } M' = 0,053gl^2 - 0,016gl_1^2 + 0,058pl^2 + 0,017pl_1^2. \end{cases}$$

Die Formeln setzen, wie oben bemerkt, einen konstanten Querschnitt voraus. Durch Anwendung von Sattelhölzern werden die negativen Maximalmomente etwas vergrössert, die positiven Maximalmomente etwas vermindert. Die Berechnung hat ergeben, dass die nach dem Obigen ermittelten Momente an den Pfeilern mit folgenden Zahlen zu multiplizieren sind, wobei  $a$  die Länge des Sattelholzes auf jeder Seite der Stütze,  $\lambda$  das arithmetische Mittel der Spannweiten bezeichnet und  $I$  sich auf bloss verschraubte,  $II$  auf verdübelte Hölzer bezieht.

$\frac{a}{\lambda}$	2 Felder		3 und mehr Felder			
	$M_1$		$M_1$		$M_2 \ M_3 \ \text{etc.}$	
	$I$	$II$	$I$	$II$	$I$	$II$
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	1,13	1,25	1,03	1,15	1,10	1,20
0,2	1,20	1,75	1,12	1,26	1,16	1,35
0,3	1,23	1,64	1,12	1,31	1,18	1,47

In Wirklichkeit ist die Vergrösserung der Momente an den Pfeilern noch etwas kleiner, durchschnittlich beträgt sie etwa 10 Prozent. Die Verminderung des positiven Momentes ist in den äusseren Feldern ungefähr 0,4 von der Vergrösserung von  $M_1$ , in den nächsten Feldern 0,5 von der Vergrösserung von  $M_1$  oder 0,4 von der Vergrösserung von  $M_2$ ; in den mittleren Feldern ist sie gleich der Vergrösserung von  $M_2$ ,  $M_3$  u. s. w.

Die Balken sind hier nach den positiven Maximalmomenten zu berechnen. Bei drei und mehr Feldern kommt nur das grösste der positiven Maximalmomente in Frage, falls man die Balken in allen Feldern gleich stark machen will. Wächst das Verhältniss  $\frac{l_1}{l}$  bei konstanter Gesamtlänge, so nimmt  $M_1'$  zu,  $M'$  ab. Daher wird das grösste dieser

beiden Momente am kleinsten, die Balken also am schwächsten, wenn  $M_1' = M'$  ist. Das entsprechende Verhältniss  $l_1 : l$  lässt sich leicht durch Interpolation finden, wenn man für einige Verhältnisse die Werthe von  $M_1'$  und  $M'$  berechnet. Annähernd ergeben sich die folgenden Regeln:

a) Drei Felder. Für  $p = 0$  ergibt sich  $l_1 = 0,797l$  und für  $g = 0$   $l_1 = 0,836l$ ; daher ist annähernd allgemein:

$$29. \quad \frac{l_1}{l} = 0,797 \frac{g}{q} + 0,836 \frac{p}{q}.$$

$\frac{g}{q}$  liegt zwischen den Grenzen  $\frac{1}{2}$  und  $\frac{1}{8}$ , also  $\frac{p}{q}$  zwischen  $\frac{1}{2}$  und  $\frac{7}{8}$ , demnach  $\frac{l_1}{l}$  zwischen 0,818 und 0,843. Annähernd ist allgemein:

$$30. \quad \frac{l_1}{l} = 0,82 = \frac{9}{11}.$$

b) Vier Felder. Für  $p = 0$  ergibt sich  $\frac{l_1}{l} = 0,810$  und für  $g = 0$   $\frac{l_1}{l} = 0,848$ , daher ist annähernd allgemein:

$$31. \quad \frac{l_1}{l} = 0,810 \frac{g}{q} + 0,848 \frac{p}{q}.$$

Hiernach liegt  $\frac{l_1}{l}$  zwischen 0,829 und 0,846; annähernd ist also allgemein:

$$32. \quad \frac{l_1}{l} = 0,83 = \frac{5}{6}.$$

Genauer würde dasjenige Verhältniss das beste sein, für welches die Summe aus dem Volumen der Balken und Sattelhölzer ein Minimum wird; jedoch sind die sich so ergebenden Verhältnisse von den obigen wegen der Kleinheit der Sattelhölzer wenig verschieden.

Für diese Verhältnisse ergibt sich im Mittel, wenn  $M'$  das positive,  $M_1$  das negative Maximalmoment bezeichnet, für konstanten Querschnitt

$$34. \quad M' = + 0,082q\lambda^2, \quad M_1 = - 0,120q\lambda^2.$$

Hinsichtlich der Berechnung bei gesenkten oder gehobenen Mittelstützen, sowie der Berechnung unter der Voraussetzung von Einzellasten verweisen wir auf die „Theorie der Brücken“, I. Heft, III. Aufl.

Mit Rücksicht auf den schon im §. 66 bis 68 hervorgehobenen Umstand, dass die vorausgesetzte Höhenlage der Stützen nicht genau hergestellt und erhalten werden kann, und dass durch die Verbindung der Balken mit den Sattelhölzern durch Schrauben eine strenge Continuität nicht herzustellen ist, wird man die positiven und negativen Maximalmomente um einen gewissen Betrag vergrössern müssen, der etwa bei Balken ohne Sattelhölzer zu  $0,010q\lambda^2$ , bei Balken mit Sattelhölzern zu  $0,015q\lambda^2$  anzunehmen ist.

## §. 76. Stärken bei fester Verbindung der Sattelhölzer und Balken.

1. Höhe der Sattelhölzer. *a)* Bei kontinuierlich durchgehenden Balken, welche mit den Sattelhölzern nur verschraubt, nicht aber verzahnt oder verdübelt sind, zerlegt sich das Moment  $M_1$  in zwei Theile, von denen das eine auf den Balken, das andere auf das Sattelholz kommt. Sind die beiden Theile  $\mathfrak{M}$ ,  $\mathfrak{M}_1$ , die Höhen  $h$ ,  $h_1$ , der gemeinschaftliche Krümmungsradius  $r$ , so ist bekanntlich  $\frac{1}{r} = \frac{12\mathfrak{M}}{Ebh^3}$ ,  $\frac{1}{r} = \frac{12\mathfrak{M}_1}{Ebh_1^3}$ , also  $\frac{\mathfrak{M}}{h^3} = \frac{\mathfrak{M}_1}{h_1^3}$ , und da  $\mathfrak{M} + \mathfrak{M}_1 = M_1$  ist,

$$\mathfrak{M} = M_1 \frac{h^3}{h^3 + h_1^3}, \quad \mathfrak{M}_1 = M_1 \frac{h_1^3}{h^3 + h_1^3}.$$

Die grösste spezifische Spannung  $N$  im Sattelholze ist  $= \frac{6\mathfrak{M}_1}{hb_1^2} = \frac{6M_1h_1}{b(h^3 + h_1^3)}$ , oder da bei nicht gekrümmten Balken mit Rücksicht auf die durch die Mangelhaftigkeit der Konstruktion bedingte Erhöhung ungefähr  $M' = 0,076q\lambda^2$ ,  $M_1 = 0,132q\lambda^2$ , also  $M_1 = 1,61M'$  ist,  $N = \frac{6 \cdot 1,61M'h_1}{b(h^3 + h_1^3)}$ . Nun aber ist  $M' = \frac{1}{6}Kbh^2$ , daher

$$3. \quad N = \frac{1,61Kh^2h_1}{h^3 + h_1^3}.$$

Hiernach ist, wie gross man auch  $h_1$  wählen möge, stets  $N < K$ . Sonach hat das Sattelholz bei jeder Höhe die nöthige Sicherheit. Man wird daher das Sattelholz so hoch wählen, dass auch im Balken die nöthige Sicherheit herrscht, dass also  $\mathfrak{M}$  gleich dem Momente  $M$  ist, nach welchem der Balken berechnet ist. Dies gibt  $M_1 \frac{h^3}{h^3 + h_1^3} = M$  oder, da nahezu  $M_1 = 1,61M'$  ist,  $1,61h^3 = h^3 + h_1^3$ , also

$$35. \quad h_1 = 0,85h.$$

*b)* Wenn beide Hölzer verzahnt oder verdübelt sind, so würde die Höhe  $h_1$  theoretisch viel kleiner ausfallen; man kann jedoch praktisch mit  $h_1$  nicht unter etwa  $0,8h$  gehen.

*c)* Bei getrennten Balken hat das Sattelholz das ganze Moment  $M_1$  aufzunehmen. Da die Höhe  $h$  der Balken nach dem Momente  $M'$  berechnet ist, so ist  $h_1^2 : h^2 = M_1 : M'$ , also

$$36. \quad h_1 = h \sqrt{\frac{M_1}{M'}}.$$

Setzen wir  $M_1 = 1,61M'$ , so wird  $h_1 = h\sqrt{1,61}$  oder

$$37. \quad h_1 = 1,27h.$$

Ist diese Höhe zu gross, so dass zwei Sattelhölzer nöthig werden, so ist, wenn keine Verzahnung oder Verdübelung stattfindet, jedes Sattelholz

nach dem Momente  $\frac{1}{2} M_1$  zu berechnen, so dass, wenn  $h_1$  die Höhe eines jeden Sattelholzes bezeichnet,  $h_1^2 : h^2 = \frac{1}{2} M_1 : M'$ , also

$$38. \quad h_1 = h \sqrt{\frac{M_1}{2 M'}}$$

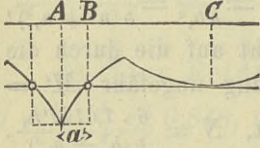
Für  $M_1 = 1,61 M'$  wird  $h_1 = h \sqrt{0,805}$  oder

$$39. \quad h_1 = 0,90 h.$$

Sind beide Hölzer verdübelt, so kann man  $h_1 = 0,7 h$  bis  $0,8 h$  nehmen.

**2. Länge der Sattelhölzer.** Das Sattelholz ist mindestens bis zu einem Punkte *B* (Fig. 211) fortzuführen, in welchem das Moment ebenso

Fig. 211.



gross ist, als das Moment  $M'$  in *C*, nach welchem der Balken berechnet ist.  $AB = a'$  ist bei nicht gekrümmten Balken  $0,07 \lambda$  bis  $0,11 \lambda$ . Man geht immer sicher, wenn man  $a' = 0,11 \lambda$  setzt. Bei Anwendung von Dübeln ist  $a'$  bis zur inneren Kante des äusseren Dübels zu rechnen. Die ganze Länge  $a$  auf jeder Seite ist um  $1,2 h$  bis  $1,8 h$  grösser anzunehmen.

### §. 77. Berechnung der Balken bei Sattelhölzern mit Kopfbändern.

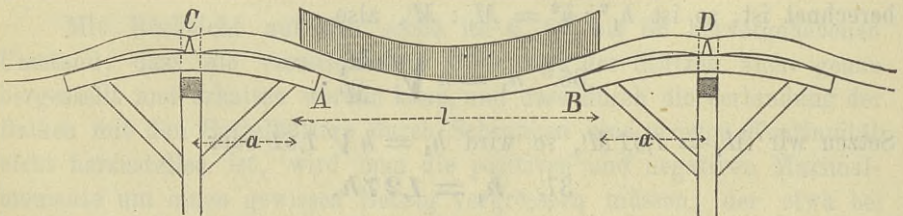
a) Feste Verbindung mit den Sattelhölzern.

1. Mittelfelder. Nimmt man die Balken als horizontal eingespannt an, so wird das grösste negative Moment  $M_1$  (an den Enden) und das grösste positive Moment  $M$  (in der Mitte), wenn  $l$  die Spannweite, etwa zwischen den Mitten der oberen Enden der Kopfbänder, bezeichnet,

$$40. \quad M_1 = -\frac{1}{2} q l^2 = -0,0833 q l^2, \quad M = +\frac{1}{24} q l^2 = +0,0417 q l^2.$$

Durch das Nachgeben der Balkenenden, Sattelhölzer und Kopfbänder wird indess  $M_1$  vermindert,  $M$  vergrössert. Nehmen wir an, dass der Balken mit dem Sattelholz nur an den Enden und der Mitte verbunden

Fig. 212.



ist, so wird, wenn man die halbe Länge des Sattelholzes mit  $a$ , die Hebung des Sattelholzes in seiner Mitte mit  $c$  und den nach aufwärts gerichteten

Zug an den Enden des Balkens  $CD$  (Fig. 212) mit  $D_0$  bezeichnet, unter der Annahme einer Belastung des mittleren Theiles  $AB$

$$M_1 = -\frac{g(a^3 + l^3)}{4(2a + 3l)} - \frac{pl^3}{4(2a + 3l)} + \frac{6EIc}{a(3a + 3l)}.$$

$$D_0 = \frac{g(3a^3 + 6la^2 - l^3) - pl^3}{4a(2a + 3l)} + \frac{6EIc}{a^2(2a + 3l)}.$$

Bezeichnet man das Trägheitsmoment des Querschnittes des Sattelholzes mit  $I_1$ , so ist unter der Voraussetzung, dass das Sattelholz in seiner Mitte nicht mit dem Pfeiler verbunden ist, sich also frei abheben kann,

$$D_0 = \frac{3EI_1c}{a^3}.$$

Setzt man diesen Ausdruck für  $D_0$  in die zweite der vorigen Gleichungen, reduziert auf  $c$  und setzt alsdann den für  $c$  gefundenen Ausdruck in die erste der vorigen Gleichungen, so erhält man, wenn man noch  $a = nl$  setzt,

$$41. \quad M_1 = -\frac{l^2}{4(3+2n)} \left[ g(1+n^3) + p - 2In \frac{g(1-6n^2-3n^3) + p}{I_1(3+2n) - 3In} \right].$$

Für  $I_1 = I$  wird

$$42. \quad M_1 = -\frac{g(3-2n+15n^3+6n^4) + p(3-2n)}{12(3+2n)} l^2.$$

Ist das Sattelholz in seiner Mitte fest mit dem Pfeiler verbunden, so wird  $c = 0$  und es ergibt sich

$$43. \quad M_1 = -\frac{g(1+n^3) + p}{4(3+2n)} l^2.$$

Für  $n = 0$  bis  $0,25$  kann man die Glieder mit  $n^2$  und  $n^3$  vernachlässigen.

Das grösste positive Moment oder das Moment  $M$  in der Mitte des Balkens wird nun

$$44. \quad M = \frac{1}{3}ql^2 + M_1.$$

Die Anwendung auf einige Werthe von  $n$  gibt, wenn I den Fall der in der Mitte freien ( $I = I_1$ ) und II den Fall der in der Mitte fest mit dem Pfeiler verbundenen Sattelhölzer bezeichnet:

	$n = 0$	$0,05$	$0,10$	$0,15$	$0,20$	$0,25$
I.	$M_1 = -0,083$	$0,078$	$0,073$	$0,069$	$0,065$	$0,063 ql^2$ ,
	$M = +0,042$	$0,047$	$0,052$	$0,056$	$0,060$	$0,062 ql^2$ .
II.	$M_1 = -0,083$	$0,081$	$0,078$	$0,076$	$0,074$	$0,072 ql^2$ ,
	$M = +0,042$	$0,044$	$0,047$	$0,049$	$0,051$	$0,053 ql^2$ .

Für das Moment  $M_1$  ist eigentlich die Belastung der Felder  $AC$  und  $AB$  die ungünstigste; jedoch kann durch die Belastung von  $AC$  das Moment  $M_1$  höchstens um  $0,002pl^2$  vergrößert werden.

Hiernach dürfte es wohl genügen, wenn man für die Berechnung der Balken das der horizontalen Einspannung entsprechende grösste Moment  $0,083 ql^2$  zu Grunde legt, dieses Moment indess wegen der möglichen ungleichen Höhenlage der Stützen oder schiefen Lage der Sattelhölzer in Folge mangelhafter Arbeit um etwa  $0,010 ql^2$  vergrössert. Die Balken würden dann nach dem Momente

$$45. \quad M = 0,093 ql^2$$

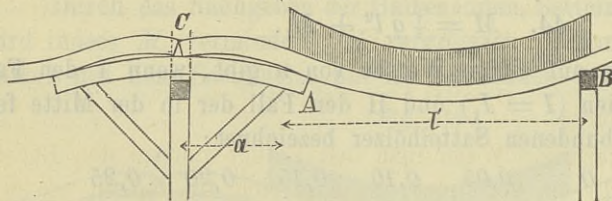
zu berechnen sein.

Durch die Formänderung der Pfeiler werden die Momente natürlich ebenfalls verändert. Die angegebenen Momente entstehen, wenn die Nachbarfelder ebenso belastet sind, wie das fragliche Feld, so dass eine Biegung der Pfeiler nicht eintritt. Sind in den Nachbarfeldern auch die Strecken über den Sattelhölzern belastet, so wird  $M_1$  nur sehr wenig vergrössert,  $M$  vermindert. Sind dagegen die Nachbarfelder nicht belastet, so wird  $M_1$  vermindert,  $M$  vergrössert; es bleibt aber  $M_1$  im Allgemeinen das absolute Maximum. Es ist daher im Allgemeinen hinsichtlich des Maximalmomentes auf die Formänderung der Pfeiler keine Rücksicht zu nehmen. Nur bei hohen Pfeilern und sehr langen Sattelhölzern kann  $M$  das absolute Maximum werden. Dann aber wird die Bestimmung der ungünstigsten Belastung und des entsprechenden Maximalmomentes wesentlich umständlicher. Wir wollen diesen Fall hier nicht allgemein behandeln, sondern uns damit begnügen, in der Anmerkung ein Beispiel durchzuführen.

2. Endfeld. Wir setzen voraus, dass am Ende kein Sattelholz angeordnet sei. Nimmt man den Balken an dem einen Ende als horizontal eingespannt an, so wird das grösste negative Moment  $M_1$  und das grösste positive Moment  $M$ , wenn man  $AB$  (Fig. 213)  $= l'$  setzt,

$$46. \quad M_1 = -\frac{1}{8} ql^2 = -0,01250 ql^2, \quad M = +\frac{9}{128} ql^2 = +0,0704 ql^2.$$

Fig. 213.



Nehmen wir an, dass der Balken nur an zwei Punkten A und C (Fig. 213) mit dem Sattelholze verbunden ist, so ergibt sich, wenn

$I, I_1$  und  $n$  die obige Bedeutung haben,

$$47. \quad M_1 = -\frac{l'^2}{8(I+n)} \left[ g(1+n^3) + p - In \frac{g(1+4n^2+5n^3)+p}{I_1(I+n)+In} \right].$$

Für  $I = I_1$  wird hiernach:

$$48. \quad M_1 = -\frac{g(1+n-3n^3-5n^4)+p(1+n)}{8(I+n)(1+2n)} l'^2.$$

Ist das Sattelholz in seiner Mitte fest mit dem Pfeiler verbunden, so wird  $c = 0$  und

$$49. M_1 = - \frac{g(1+n^3) + p}{8(1+n)} l^2.$$

Das grösste positive Moment wird nun

$$50. M = \frac{(ql^2 + 2M_1)^2}{8ql^2}.$$

Hiernach ergeben sich für einige Werthe von  $n$  die folgenden Resultate:

	$n =$	0	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25
I.	$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = - \\ M = + \end{array} \right.$	0,125	0,114	0,104	0,096	0,088	0,081 $ql^2$ ,
		0,070	0,075	0,078	0,082	0,085	0,088 $ql^2$ .
II.	$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = - \\ M = + \end{array} \right.$	0,125	0,119	0,114	0,109	0,105	0,101 $ql^2$ ,
		0,070	0,073	0,075	0,076	0,078	0,080 $ql^2$ .

Durch die Belastung der Strecke  $AC$  kann  $M_1$  höchstens um  $0,010 ql^2$  vergrössert werden.

Hiernach dürfte es genügen, der Berechnung der Balken das der horizontalen Einspannung entsprechende Maximalmoment  $0,125 ql^2$  zu Grunde zu legen und dasselbe aus den oben angeführten Gründen um  $0,010 ql^2$  zu vergrössern. Die Balken würden dann nach dem Momente

$$51. M = 0,135 ql^2$$

zu berechnen sein.

Auf die Formänderung des Pfeilers braucht auch hier keine Rücksicht genommen zu werden, da durch diese das negative Maximalmoment, welches in der Regel das absolute Maximum ist, nicht vergrössert wird.

3. Verhältniss der Spannweiten. Wenn man bei gegebener Gesamtlänge  $l$  wachsen lässt, so nimmt  $l$  ab, es wächst also auch das Maximalmoment in den Endfeldern, während das in den Mittelfeldern abnimmt. Unter der Voraussetzung gleich dicker Balken werden demnach die Balken am schwächsten, wenn man beide Momente gleich setzt. Die Gleichsetzung der Ausdrücke 45 und 51 aber gibt

$$52. l = 0,830 l = \text{nahezu } \frac{5}{6} l.$$

b) **Blosse Auflagerung.** Wenn man den Balken nur an den Enden des Sattelholzes mit diesem verbindet, so dass sich der Balken wie ein frei aufliegender Träger verhält, so wird das grösste Moment in einem Mittelfelde

$$53. M = \frac{1}{8} ql^2 - \frac{1}{2} ga^2$$

und in einem Endfelde

$$54. M = \frac{(ql^2 - ga^2)^2}{8ql^2}.$$

Hiernach ergibt sich  $M$  zu  $0,11ql^2$  bis  $0,12ql$ . Als zweckmässigste Beziehung zwischen den Spannweiten ergibt sich durch Gleichsetzung dieser Momente:

$$55. \quad l'^2 = \frac{1}{2} l^2 - \frac{g}{q} a^2 + \frac{1}{2} l^2 \sqrt{1 - \frac{4ga^2}{ql^2}}.$$

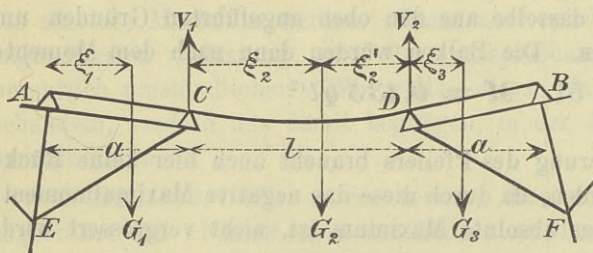
Annähernd wird, wenn man berücksichtigt, dass  $a^2$  gegen  $l^2$  und  $l'^2$  nur klein ist,

$$56. \quad l' = l - \frac{g}{q} a.$$

Obwohl sich hiernach stärkere Balken ergeben, als unter Anwendung einer festen Verbindung der Balken mit den Sattelhölzern, so dürfte diese Anordnung dennoch vorzuziehen sein, da sie weniger genaue Arbeit voraussetzt und grössere Gewähr leistet, dass die zu Grunde gelegte Beanspruchung nicht überschritten wird.

Um die allgemeine Behandlung an einem Beispiele zu zeigen, setzen wir zunächst voraus, dass der Balken nur an den Punkten  $A, B, C, D$  (Fig. 214) auf den Sattelhölzern aufliege und ein Abheben durch entsprechende Verbindung verhindert sei, und dass sich auch das Sattelholz vom Pfeiler nicht abheben könne.

Fig. 214.



Die drei Theile des Balkens mit den Längen  $a, l, a$  seien mit den Einzellasten  $G_1, G_2, G_3$  belastet, und zwar habe  $G_1, G_3$  den Abstand  $\xi_1, \xi_3$  von den Enden  $A$  und  $B, G_2$  den Abstand  $\xi_2, \xi_2'$  von den Mittelstützen  $C$  und  $D$ . Die Mittelstützen seien um  $y_1, y_2$  gegen die Enden gesenkt. Sind  $M_1, M_2$  die Momente an den Mittelstützen  $C$  und  $D$ , so ergibt sich nach der Theorie der kontinuierlichen Träger („Theorie der Brücken“, I. Heft, III. Aufl., XIV. Kap.):

$$2M_1(a+l) + M_2l + 3M_1'a + 3M_2''l - 6EI \left[ y_1 \left( \frac{1}{a} + \frac{1}{l} \right) - y_2 \frac{1}{l} \right] = 0,$$

$$M_1l + 2M_2(a+l) + 3M_2'l + 3M_3''a + 6EI \left[ y_1 \frac{1}{l} - y_2 \left( \frac{1}{a} + \frac{1}{l} \right) \right] = 0,$$

worin zu setzen ist:

$$M_1' = G_1 \frac{\xi_1(a^2 - \xi_1^2)}{3a^2}, \quad M_2' = G_2 \frac{\xi_2(l^2 - \xi_2^2)}{3l^2},$$

$$M_3'' = G_3 \frac{\xi_3(a^2 - \xi_3^2)}{3a^2}, \quad M_2'' = G_2 \frac{\xi_2'(l^2 - \xi_2'^2)}{3l^2}.$$

Wir setzen  $\xi_1 = na, \xi_2 = nl, \xi_2' = (1-n)l, \xi_3 = (1-n)a$ . Da es nur darauf ankommt, den Gang der Rechnung an einem Beispiele zu zeigen, setzen wir beispielsweise  $l = a$ . Alsdann gibt die Auflösung der vorigen Gleichungen:

$$a. \quad \begin{cases} M_1 = [-4G_1(1-n^2) - G_2(1-n)(7-5n) + G_3(1-n)(2-n)] \frac{ln}{15} + \frac{6EI}{5l^2} (3y_1 - 2y_2), \\ M_2 = [+G_1(1-n^2) - G_2(1-n)(2+5n) - 4G_3(1-n)(2-n)] \frac{ln}{15} - \frac{6EI}{5l^2} (2y_1 - 3y_2). \end{cases}$$

Die Stützendrücke in  $G$  und  $D$  seien  $V_1$  und  $V_2$ ; alsdann ist

$$b. \begin{cases} V_1 = G_1 \frac{\xi_1}{a} + G_2 \frac{\xi_2'}{l} - \frac{M_1}{a} - \frac{M_1}{l} + \frac{M_2}{l} = n G_1 + (1-n) G_2 - \frac{2M_1 - M_2}{l}, \\ V_2 = G_2 \frac{\xi_2}{l} + G_3 \frac{\xi_3}{a} + \frac{M_1}{l} - \frac{M_2}{l} - \frac{M_2}{a} = n G_2 + (1-n) G_3 + \frac{M_1 - 2M_2}{l}. \end{cases}$$

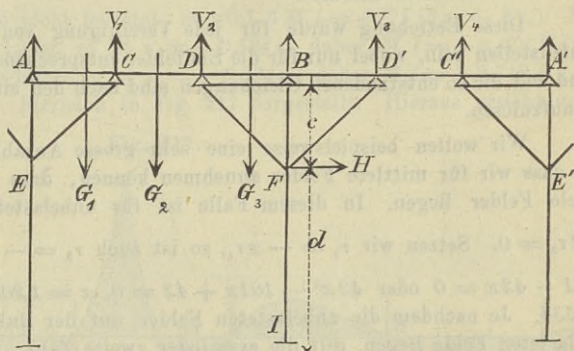
Wenn wir die Drehung der Sattelhölzer  $AC$ ,  $BD$  mit  $\tau_1$ ,  $\tau_2$  bezeichnen und  $\tau_1$ ,  $\tau_2$  für eine Rechtsdrehung positiv nehmen, so ist  $y_1 = +a\tau_1$ ,  $y_2 = -a\tau_2$ . Setzen wir nun diese Ausdrücke in diejenigen für  $M_1$  und  $M_2$ , so gibt die Einsetzung in die Ausdrücke für  $V_1$  und  $V_2$ :

$$c. \begin{cases} V_1 = +\frac{1}{5} G_1 n (8 - 3n^2) + \frac{1}{5} G_1 (1-n) (5 + 4n - 5n^2) - \frac{2}{5} G_3 n (1-n) (2-n) \\ \quad - \frac{6EI}{5l^2} (8\tau_1 + 7\tau_2), \\ V_2 = -\frac{2}{5} G_1 n (1-n^2) + \frac{1}{5} G_2 n (4 + 6n - 5n^2) + \frac{1}{5} G_3 (1-n) (5 + 6n - 3n^2) \\ \quad + \frac{6EI}{5l^2} (7\tau_1 + 8\tau_2). \end{cases}$$

Wir betrachten nun zwei an einander stossende Felder, von denen nur das linke in der vorigen Weise belastet ist (Fig. 215). Wenn wir für die Säule  $BI$  das Moment bei  $F$  mit  $M_3$

Fig. 215.

bezeichnen (positiv, wenn die Axe auf der rechten Seite konkav gebogen ist), das Trägheitsmoment des Querschnittes der Säule  $= I_1$ ,  $BF = c$ ,  $FI = d$  setzen und die Verschiebung des Punktes  $F$  mit  $y_3$  (nach links als positiv) bezeichnen, so wird nach der Theorie der kontinuierlichen Träger unter der Voraussetzung, dass die Säule



bei  $I$  endet, also unten nicht eingespannt ist (wie bei eingerammten Pfählen), dass sie aber hier gegen Verschiebung gesichert ist:

$$2M_3(c+d) - 6EI_1 y_3 \left( \frac{1}{c} + \frac{1}{d} \right) = 0.$$

Der in  $F$  entstehende Horizontaldruck  $H$  (nach rechts als positiv) ist

$$H = -M_3 \left( \frac{1}{c} + \frac{1}{d} \right).$$

Wenn wir die Längenänderungen in dem Theile  $BF$  der Säule und in den Streben  $DF$ ,  $D'F$  vernachlässigen, so bleiben  $DBF$ ,  $D'BF$  bei der Formänderung rechtwinklige Dreiecke. Bezeichnen wir die alsdann gleiche Drehung der Seiten dieser Dreiecke mit  $\tau_2$ , so ist  $y_3 = c\tau_2$ . Wir setzen nun beispielsweise  $c = l$ ,  $d = 2l$ . Alsdann wird  $y_3 = a\tau_2$  und

$$d. \quad 2M_3 l = 3EI_1 \tau_2, \\ H = -\frac{3M_3}{2l} = -\frac{9EI_1 \tau_2}{4l}.$$

Wir wollen ferner beispielsweise  $I_1 = \frac{4}{3} I$  setzen (was ziemlich genau zutrifft, wenn die Breite der Balken  $\frac{3}{4}$  ihrer Höhe und die Dicke der quadratischen Säule gleich der Breite der Balken ist), so wird

$$e. \quad Hl^2 = -EI\tau_2.$$

Wenn wir nun die Stützendrücke der beiden Balken in  $C, D, D', C'$  mit  $V_1, V_2, V_3, V_4$  bezeichnen, so erfordert das Gleichgewicht des Dreieckes  $DD'F$  gegen Drehung um den Punkt  $B$  die Erfüllung der Bedingung  $V_2a - V_3a - Hc = 0$ , oder, da  $c = a$  gesetzt ist,  $V_2 - V_3 - H = 0$ . Hierin ist für  $V_2$  der zweite der Ausdrücke  $c$  zu setzen.  $V_3$  ist nach dem ersten der Ausdrücke  $c$ , wenn man die Drehung des Sattelholzes  $A'C'$  mit  $\tau_3$  (nach rechts positiv) bezeichnet,  $V_3 = -\frac{6EI}{5l^2} (8\tau_2 + 7\tau_3)$ .  $H$  ist durch die Gleichung  $e$  bestimmt. Hiernach erhält man die erste der Gleichungen

$$f. \quad \begin{cases} EI(42\tau_1 + 101\tau_2 + 42\tau_3) = [2G_1n(1-n^2) - G_2n(4+6n-5n^2) \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad - G_3(1-n)(5+6n-3n^2)] l^2, \\ EI(42\tau_1 + 101\tau_2 + 42\tau_3) = [G_1n(8-3n^2) + G_2(1-n)(5+4n-5n^2) \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad - 2G_3n(1-n)(2-n)] l^2. \end{cases}$$

Die zweite Gleichung erhält man in gleicher Weise für den Fall, dass das rechte Feld belastet ist, indem man  $G_1, G_2, G_3$  mit  $G_3, G_2, G_1$ ,  $n$  mit  $1-n$  vertauscht und die Vorzeichen umkehrt.

Diese Beziehung würde für jede Vereinigung von zwei benachbarten Feldern aufzustellen sein, wobei nur für die Endfelder entsprechende Aenderungen einzuführen sind und die so entstandenen Gleichungen sind nach den einzelnen Verdrehungswinkeln  $\tau$  aufzulösen.

Wir wollen beispielsweise eine sehr grosse Anzahl von Feldern voraussetzen, so dass wir für mittlere Felder annehmen können, dass auf jeder Seite unendlich viele Felder liegen. In diesem Falle ist für unbelastete Felder  $42\tau_1 + 101\tau_2 + 42\tau_3 = 0$ . Setzen wir  $\tau_2 = -x\tau_1$ , so ist auch  $\tau_3 = -x\tau_1$ . Daher wird  $-\frac{42}{x} + 101 - 42x = 0$  oder  $42x^2 - 101x + 42 = 0$ ,  $x = 1,202 \pm 0,668$ , d. i.  $1,870$  und  $0,534$ . Je nachdem die unbelasteten Felder auf der linken oder rechten Seite vom belasteten Felde liegen, gilt die erste oder zweite Zahl. Setzen wir die rechte Seite der Gleichungen  $f$ , dividirt durch  $EI$  zur Abkürzung  $= A$  und  $= B$ , so wird, wenn die Drehungswinkel für die vier auf einander folgenden Stützen links vom belasteten Felde  $\tau_0, \tau_1$ , rechts von demselben  $\tau_2, \tau_3$  sind,  $42\tau_0 + 101\tau_1 + 42\tau_2 = A$ ,  $42\tau_1 + 101\tau_2 + 42\tau_3 = B$ , oder, da  $\tau_0 = -0,53\tau_1$  und  $\tau_3 = -1,87\tau_2$  ist,

$$\begin{aligned} 78,7\tau_1 + 42\tau_2 &= A, \\ 42\tau_1 + 78,7\tau_2 &= B, \end{aligned}$$

und hiernach

$$g. \quad \begin{cases} \tau_1 = 0,0183 A - 0,0095 B, \\ \tau_2 = 0,0183 B - 0,0095 A, \end{cases}$$

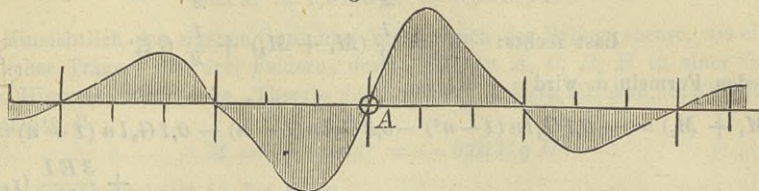
d. i. nach Einsetzung der Ausdrücke für  $A$  und  $B$

$$h. \quad \begin{cases} EI\tau_1 = +[G_1n(0,1271 - 0,0358n^2) + G_2(0,0913 + 0,0198n - 0,1073n^2 + 0,0438n^3) \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad + G_3(1-n)(0,0476 - 0,0160n + 0,0080n^2)] l^2, \\ EI\tau_2 = -[G_1n(0,0396 + 0,0080n^2) + G_2(0,0476 + 0,0635n + 0,0240n^2 - 0,0438n^3) \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad + G_3(1-n)(0,0913 + 0,0715n - 0,0358n^2)] l^2. \end{cases}$$

Die Werthe von  $\tau$ , welche sich hiernach bei verschiedenen Lagen einer einzigen Einzellast  $G$  für eine Stütze  $A$  ergeben, sind in Fig. 216 dargestellt (Einflusslinie

für  $\tau_1$ ). Für die gänzliche gleichmässige Belastung dieses Feldes  $AB$  ergibt sich hieraus  $\tau_1 = -\tau_2 = 0,1527 \frac{pl^3}{EI}$ .

Fig. 216.



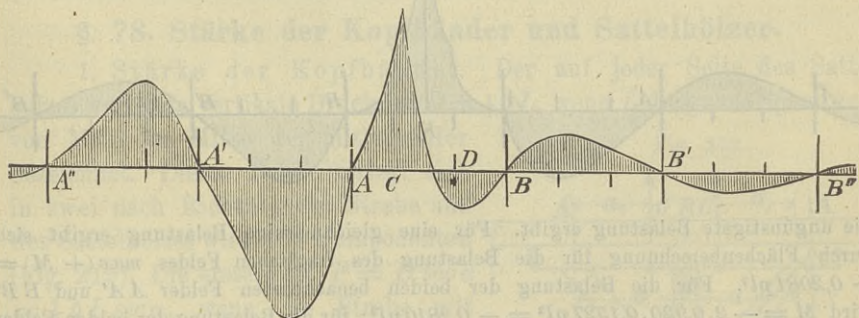
Nach der Bestimmung von  $\tau_1, \tau_2$  sind die Momente bei  $C, D$  und  $F$  durch die Gleichungen  $a.$  und  $d.$  bestimmt. Die Momente für andere Querschnitte lassen sich hiernach in bekannter Weise leicht ermitteln. Wir wollen das in  $C$  und in der Mitte von  $CD$  auftretende negative und positive Maximum von  $M$  bestimmen.

1. Moment bei  $C$ . Setzen wir für den Fall, dass nur das fragliche Feld belastet ist, in den ersten der Ausdrücke  $a.$  für  $y_1, y_2$  bezüglich  $+\alpha\tau_1, -\alpha\tau_2$  und für  $\tau_1, \tau_2$  die Ausdrücke  $h$ , so erhalten wir

$$i. M_1 = +G_1 l n(0,0958 + 0,1188n^2) + G_2 l(0,2146 - 0,5479n + 0,3563n^2 - 0,0708n^3) - G_3 l(1-n)(0,0479 + 0,0959n - 0,0749n^2).$$

Ist das fragliche Feld nicht belastet, so wird  $5M_1 l = 6EI(3\tau_1 + 2\tau_2)$ . Ist ein rechts liegendes Feld belastet, so ist  $\tau_1 = -0,534\tau_2$ , daher  $M_1 l = +0,478EI\tau_2$ . Ist ein links liegendes Feld belastet, so ist  $\tau_2 = -0,534\tau_1$ , daher  $M_1 l = +2,318EI\tau_1$ . Die Einflusslinie für  $M_1$  ist hiernach in Fig. 217 dargestellt. Hieraus ersieht man

Fig. 217.



gleichzeitig die ungünstigste Belastung für  $\max(+M_1)$  und  $\max(-M_1)$  in  $C$ . Für eine gleichmässige Belastung ergibt sich durch Flächenberechnung für die Belastung des fraglichen Feldes:  $\max(+M) = +0,1304pl^2$ ,  $\max(-M) = -0,0471pl^2$ ; für die Belastung der Felder  $A'A'', BB'$   $\max(+M) = (0,1890 + 0,0730)pl^2 = 0,2620pa^2$ , für die Belastung der Felder  $AA', B'B''$   $\max(-M) = -(0,3540 + 0,0390)pl^2 = -0,3930pl^2$ . Für die Belastung sämtlicher übrigen Felder wird bei unendlich

vielen Feldern das Moment  $\frac{1}{1-0,534^2} = 1,399$  mal so gross, also  $\max(+M) = +0,3665pl^2$ ,  $\max(-M) = -0,5498pl^2$ , mithin überhaupt, wenn man  $l + 2a = L$  setzt,

$$\begin{cases} \max(+M) = +0,4969pl^2 = +0,0552pL^2, \\ \max(-M) = -0,5969pl^2 = -0,0663pL^2. \end{cases}$$

2. Moment in der Mitte des Feldes. Für die Belastung des fraglichen Feldes wird hier, je nachdem die Last links oder rechts von der Mitte liegt:

$$\text{Last links: } M = \frac{1}{2} (M_1 + M_2) + \frac{1}{2} G \xi_2,$$

$$\text{Last rechts: } M = \frac{1}{2} (M_1 + M_2) + \frac{1}{2} G \xi_2'$$

Nach den Formeln *a.* wird

$$\frac{1}{2} (M_1 + M_2) = -0,1G_1 \ln(1-n^2) - 0,3G_2 \ln(1-n) - 0,1G_3 \ln(1-n)(2-n) + \frac{3EI}{5l} (\tau_1 - \tau_2)$$

und nach den Formeln *h.*:

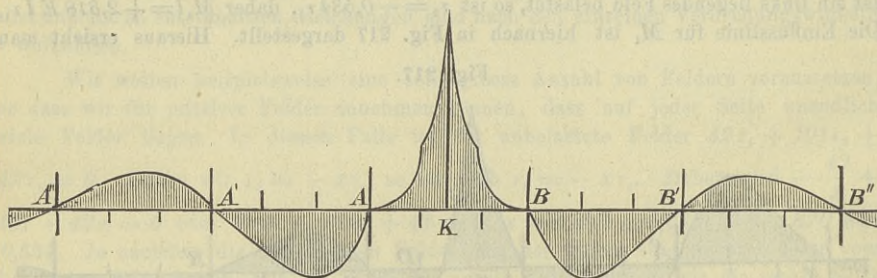
$$\frac{EI(\tau_1 - \tau_2)}{l^2} = G_1 n (0,1667 - 0,0278n^2) + G_2 [0,1389 + 0,0833n(1-n)] + G_3 (1-n) (0,1389 + 0,0556n - 0,0278n^2).$$

Dies eingesetzt gibt

$$\begin{cases} \text{Last links: } M = 0,0833l [G_1 n^3 + G_2 + G_3 (1-n)^3] + G_2 l n (0,15 + 0,35n), \\ \text{Last rechts: } M = 0,0833l [G_1 n^3 + G_2 + G_3 (1-n)^3] + G_2 l (0,50 - 0,85n + 0,35n^2). \end{cases}$$

Ist das fragliche Feld nicht belastet, so wird  $Ml = \frac{1}{2} (M_1 + M_2) l = 0,6 EI (\tau_1 - \tau_2)$ . Ist ein links liegendes Feld belastet, so ist  $\tau_2 = -0,534 \tau_1$ , daher  $Ml = 0,920 EI \tau_1$ . Ist ein rechts liegendes Feld belastet, so ist  $\tau_1 = -0,534 \tau_2$ , daher  $Ml = -0,920 EI \tau_2$ . Hiernach ist die Einflusslinie für  $M$  in Fig. 218 dargestellt, aus der sich zugleich

Fig. 218.



die ungünstigste Belastung ergibt. Für eine gleichmäßige Belastung ergibt sich durch Flächenberechnung für die Belastung des fraglichen Feldes  $\max(+M) = +0,2081 pl^2$ . Für die Belastung der beiden benachbarten Felder  $AA'$  und  $BB'$  wird  $M = -2 \cdot 0,920 \cdot 0,1527 pl^2 = -0,2810 pl^2$ ; für die Belastung der beiden Felder  $A'A''$  und  $B'B''$  wird  $M = +0,534 \cdot 0,2810 pl^2 = +0,1501 pl^2$ . Sonach wird überhaupt  $\max(+M) = (0,2081 + 1,399 \cdot 0,1501) pl^2$ ,  $\max(-M) = -1,399 \cdot 0,2810 pl^2$  oder

$$\begin{cases} \max(+M) = +0,4181 pl^2 = +0,0465 p L^2, \\ \max(-M) = -0,3931 pl^2 = -0,0437 p L^2. \end{cases}$$

Hiernach würde das absolute Maximum des Momentes  $-0,5969 pl^2 = -0,0663 p L^2$  sein.

3. Moment bei  $\bar{F}$ . Das Moment  $M$  für den Pfeilerquerschnitt  $F$  ist nach der Formel *d*, da  $I_1 = \frac{2}{3} I$  angenommen ist,

$$M = \frac{2EI\tau}{3l},$$

also  $M$  dem Winkel  $\tau$  proportional. Fig. 216 stellt also auch die Einflusslinie für  $M$  dar. Das Maximum von  $M$  tritt hiernach ein, wenn die einzelnen Felder abwechselnd voll belastet sind. Für gleichmäßige Belastung wird hierbei für die Belastung der

einen Seite  $EI\tau = 1,399 \cdot 0,1527 p l^3 = 0,2136 p l^3$ , für die Belastung der anderen Seite  $EI\tau = 1,399 \cdot 0,534 \cdot 0,1527 p l^3 = 0,1141 p l^3$ , also überhaupt  $EI \max \tau = 0,3277 p l^3$ , folglich

$$\max M = 0,2185 p l^2 = 0,0243 p L^2.$$

Hinsichtlich des eigenen Gewichtes verhält sich der Balken ebenso, wie ein kontinuierlicher Träger mit drei Feldern, dessen Stützen  $A, C, D, B$  in einer Geraden liegen. Hiernach wird (siehe „Theorie der Brücken“, I. Heft, III. Aufl., S. 245) für den Querschnitt  $C$ :

$$M = -0,1 g l^2 = -0,0111 g L^2$$

und für den Querschnitt in der Mitte

$$M = +0,025 g l^2 = +0,0028 g L^2.$$

Auf den Pfeiler wirken Momente in Folge des Eigengewichtes nicht.

Etwas verwickelter wird die Berechnung, wenn sich das Sattelholz vom Pfeiler abheben kann, wenn das Sattelholz noch über die Streben verlängert ist, wenn der Balken mit dem Sattelholze auch noch an anderen Punkten, als in  $A, B, C, D$  verbunden ist u. s. f. Man wird sich bei solchen Konstruktionen vielfach mit Schätzungen behelfen müssen. Statt dessen findet man oft Berechnungen, die jeder sachgemässen Grundlage entbehren. So z. B. ist bei der Berechnung der Brücke Fig. 192 („Deutsche Bauzeitung“, 1879) zunächst das auf den Balken wirkende Maximalmoment, wie es scheint, ebenso bestimmt, wie bei einem einfachen Träger von 4<sup>m</sup> Spannweite und dann hinsichtlich der Sattelhölzer geschlossen: „Da die Balken über dem Sattelholze gestossen sind, hat das letztere das Biegemoment allein aufzunehmen und muss daher ebenso stark gemacht werden, wie der Balken selbst.“

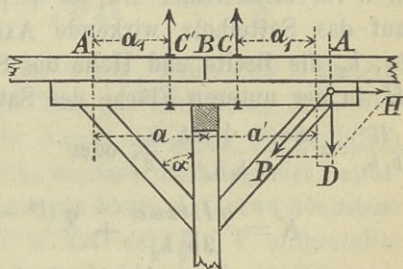
## §. 78. Stärke der Kopfbänder und Sattelhölzer.

1. Stärke der Kopfbänder. Der auf jeder Seite des Sattelholzes wirkende vertikale Druck ist  $D = \frac{1}{2} q L$ , wenn  $L$  die ganze Spannweite von Mitte zu Mitte der Mittelpfeiler bezeichnet. Dieser Druck zerlegt sich in zwei nach Richtung der Strebe und des Sattelholzes wirkende Komponenten (Fig. 219). Die erstere ist  $P = D \sec \alpha = \frac{1}{2} q L \sec \alpha$ , wenn die Strebe mit der Vertikalen den Winkel  $\alpha$  bildet. Wir machen die ungünstigste Annahme, dass diese Kraft in der unteren Seitenfläche angreife. Ist  $b_1, h_1$  die Breite und Höhe des Querschnittes,  $\mathfrak{R}$  die zulässige Inanspruchnahme für Druck, so ist

$$\mathfrak{R} = \frac{P}{b_1 h_1} + \frac{P \frac{h_1}{2} \cdot \frac{h_1}{2}}{\frac{1}{12} b_1 h_1^3} = \frac{4P}{b_1 h_1}, \text{ also}$$

$$57. \quad b_1 h_1 = \frac{4P}{\mathfrak{R}} = \frac{2qL}{\mathfrak{R} \cos \alpha}.$$

Fig. 219.



Nun aber ist bei fester Verbindung der Balken und Sattelhölzer  $K \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} p (l - 2a)^2 \cdot \frac{h}{2}$  oder  $2Kbh^3 = q(l - 2a)^2$ . Daher können wir auch setzen:

$$58. \quad b_1 h_1 = \frac{4KLbh^2 \sec \alpha}{\mathfrak{R} (L - 2a)^2}.$$

Für frei aufliegende Balken ist  $\frac{3}{8}$  für 4 zu setzen.

Das Volumen der Strebe ist, wenn wir  $b_1 h_1 = A \sec \alpha$  setzen,  $= b_1 h_1 a \operatorname{cosec} \alpha = \frac{Aa}{\sin \alpha \cos \alpha} = \frac{2Aa}{\sin 2\alpha}$ ; hiernach wird das Volumen zu einem Minimum für  $\alpha = 45^\circ$ . Setzen wir  $\alpha = 45^\circ$ ,  $\sec \alpha = 1,414$ ,  $K = 1,5 \mathfrak{R}$ , so wird, wenn I den Fall der festen Verbindung der Balken und Sattelhölzer, II den Fall der freien Auflage der Balken bezeichnet,

$$59. \quad \text{I. } b_1 h_1 = 8,48 \frac{Lbh^2}{(L-2a)^2}, \quad \text{II. } b_1 h_1 = 5,60 \frac{Lbh^2}{(L-2a)^2}.$$

Hiernach ergibt sich die Höhe  $h_1$  der Strebe im Falle I zu  $0,55h$  bis  $h$ , im Falle II zu  $0,45h$  bis  $0,85h$ .

Sind nur unter einzelnen Balken Sattelhölzer angeordnet, so muss der Querschnitt natürlich im Verhältnisse der Vermehrung des Druckes vergrößert werden.

2. Stärke des Sattelholzes. Wir setzen zunächst voraus, dass die Balken in  $C$  und  $C'$  (Fig. 219) mit dem Sattelholze durch Schrauben verbunden seien. Setzen wir  $AB = a$ ,  $AC = a_1$  und die Spannung einer Schraube  $= S$ , so ist das auf den Balken in  $A$  wirkende Moment  $M_1 = -Sa_1 - \frac{1}{2}qa^2$ , oder  $Sa_1 = -M_1 - \frac{1}{2}qa^2$ . Das auf das Sattelholz zwischen  $C$  und  $C'$  wirkende Moment ist  $Sa_1 = -M_1 - \frac{1}{2}qa^2$ , d. i. für Mittelfelder  $Sa_1 = +\frac{1}{12}ql^2 - \frac{1}{2}qa^2 = \frac{1}{12}q(l^2 - 6a^2)$ . Die auf das Sattelholz wirkende Axialkraft ist  $H = +\frac{1}{2}qL \tan \alpha$ . Sind  $b_2$ ,  $h_2$  die Breite und Höhe des Sattelholzes, so ist, wenn wir die Kraft  $H$  in der unteren Fläche des Sattelholzes wirkend denken, zu setzen:

$$\frac{H}{b_2 h_2} = \frac{Sa_1 - \frac{1}{2}Hh_2}{\frac{1}{12}b_2 h_2^3} \cdot \frac{h_2}{2}, \quad \text{oder}$$

$$K = \frac{qL \tan \alpha}{2b_2 h_2} + \frac{q(l^2 - 6a^2) - 3qL \tan \alpha \cdot h_2}{2b_2 h_2^2}, \quad \text{oder}$$

$$2Kb_2 h_2^2 = q(l^2 - 6a^2) - 2qLh_2 \tan \alpha.$$

Nun aber ist  $K \cdot \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} q l^2 \cdot \frac{h}{2}$  oder  $q = \frac{2Kbh^2}{l^2}$ ; daher

$$60. \quad b_2 h_2^2 = bh^2 \left[ 1 - 6 \frac{a^2}{l^2} - 2 \frac{Lh_2}{l^2} \tan \alpha \right].$$

Setzt man  $b_2 = b$ , so entsteht für  $h_2$  eine quadratische Gleichung. Es ergibt sich alsdann  $h_2 = 0,75h$  bis  $0,95h$ .

Sind dagegen die Balken frei aufgelegt, so wird das Sattelholz nur durch die Kraft  $H$  beansprucht. Es würde sich hier entsprechend der Formel 57:

$$61. \quad b_2 h_2 = \frac{2qL \tan \alpha}{K} = \frac{8Lb h^2 \tan \alpha}{3(L-2a)^2}$$

ergeben, oder auch

$$62. \quad b_2 h_2 = \frac{\mathfrak{R}}{K} b_1 h_1 \sin \alpha.$$

Für  $\alpha = 45^\circ$  und  $K = 1,5 \mathfrak{R}$  würde  $b_2 h_2 = 0,47 b_1 h_1$ . Die Kraft  $H$  strebt das Sattelholz nach abwärts zu krümmen. Wird dies durch den Pfeiler verhindert, so kann das Sattelholz sogar noch schwächer sein. In der Regel wird man daher hier das Sattelholz stärker zu wählen haben, als es die Beanspruchung verlangt.

3. Länge des Sattelholzes. Das Volumen des Balkens ist  $b h L$ , d. i., wenn wir  $b = n h$  setzen,  $= n h^2 L = n L \sqrt[3]{\left(\frac{q(L-2a)^2}{2Kn}\right)^2}$ . Das Volumen des Sattelholzes ist, wenn wir die Breite und Höhe desselben  $= b$  und die Länge desselben zu  $2,75a$  annehmen,  $= 2,75 b^2 a = 2,75 n^2 h^2 a = 2,75 n^2 a \sqrt[3]{\left(\frac{q(L-2a)^2}{2Kn}\right)^2}$ . Das Volumen der Streben ist  $2 b_1 h_1 a \operatorname{cosec} \alpha = \frac{4qLa}{\mathfrak{R} \sin \alpha \cos \alpha}$ ; für  $\alpha = 45^\circ$  wird dieses Volumen  $\frac{8qLa}{\mathfrak{R}}$ . Demnach wird das Volumen  $V$  eines Trägers, einschliesslich Sattelholz und Streben:

$$63. \quad V = n(L + 2,75na) \sqrt[3]{\frac{q^2(L-2a)^4}{4Kn^2}} + \frac{8qLa}{\mathfrak{R}}.$$

Hiernach ändert sich  $V$  bei kleinem  $a$  nur wenig, wenn sich  $a$  ändert. So z. B. ergibt sich für  $L=10^m$ ,  $q=1,0$  Ton. pro lauf. Met.,  $K=800$ ,  $\mathfrak{R}=550$  Ton. pro  $\square$  Met.,  $n=\frac{3}{4}$  und für  $a=0,5 \ 1 \ 1,5 \ 2^m$  bezüglich  $V=1,43 \ 1,45 \ 1,43 \ 1,39 \ 1,24$  Kubikmet., so dass die Länge der Sattelhölzer ziemlich gleichgültig ist, sobald man sie klein, d. i. etwa höchstens  $0,2L$  wählt. Für grössere Werthe von  $a$  hat der für  $V$  aufgestellte Ausdruck keine Giltigkeit mehr und es kommt hier auch in Betracht, dass sich mit veränderlichem  $a$  auch der Holzbedarf für die Pfeiler ändern kann. Wir kommen hierauf bei den Sprengwerksbrücken zurück.

Die Enden des Sattelholzes müssen über die Streben um so viel verlängert werden, dass kein Abscheeren der überstehenden Köpfe erfolgen kann. Ist  $e$  die Länge des überstehenden Endes,  $f$  der Reibungskoeffizient,  $K_1$  die zulässige Inanspruchnahme für Abscheeren und nimmt man die Breite der abzuschneidenden Fläche  $= b$  an, so wird

$K_1 b e = P \sin \alpha (1 - f \cos \alpha)$ . Setzt man  $K_1 = 0,13 R$ ,  $f = \frac{1}{4}$ , so wird mit Rücksicht auf die Gleichung 57:

$$64. \quad b e = 2,0 b_1 h_1 \sin \alpha \cos \alpha (1 - \frac{1}{4} \cos \alpha).$$

Für  $\alpha = 45^\circ$  wird  $b e = 0,82 b_1 h_1$ .

**§. 79. Schrauben.** Setzt man zunächst voraus, dass die über dem Sattelholze getrennten Balken nur am Ende des Sattelholzes und des Balkens mit dem ersteren verbunden seien (Fig. 219), so ist, wenn  $S$  die Spannung der am Ende des Balkens angeordneten Schraube bedeutet,  $S a_1 = -M_1 - \frac{1}{2} q a$ . Es genügt hier,  $\frac{1}{2} q a^2 = -0,1 M_1$ , also  $S a_1 = 0,9 M_1$  zu setzen. Da nun  $K b h^2 = 6 M_1$  und bei der Schraubendicke  $d$  und zulässigen Inanspruchnahme  $K_1$  des Eisens  $K_1 \frac{\pi d^2}{4} = S$  zu setzen ist, so wird

$$65. \quad d = h \sqrt{\frac{0,6 K b}{\pi K_1 a_1}} = 0,437 h \sqrt{\frac{K b}{K_1 a_1}}.$$

Setzt man  $K_1 = 12 K$ , so wird

$$66. \quad d = 0,126 h \sqrt{\frac{b}{a_1}}.$$

Ordnet man mehrere Schrauben an, so ist die Vertheilung der Spannung auf die einzelnen Schrauben schwer zu bestimmen. Macht man die Annahme, dass alle Schrauben eine gleiche Spannung aufzunehmen haben, so ist in Formel 65 und 66 statt  $a_1$  die Summe der Abstände der einzelnen Schrauben vom Ende  $A$  zu setzen.

Ist der Balken über dem Sattelholze nicht unterbrochen, so wird die Bestimmung der Spannung der Schrauben etwas schwieriger; es sei hier nur bemerkt, dass sich bei Sattelhölzern ohne Kopfbänder die Schrauben meist zu schwach ergeben. Man kann hier  $d = 0,06 h$  bis  $0,07 h$  setzen. Dieselbe Regel kann für die Schrauben am Ende des Sattelholzes angewendet werden, welche nur gegen zufällige Verschiebungen schützen sollen.

Statt der Schrauben hat man auch Bänder (Fig. 190) oder Klammern angewendet.

**§. 80. Das Eigengewicht.** Das Eigengewicht der Balken (ohne Sattelhölzer) pro Längeneinheit ist ungefähr gleich dem  $\alpha$ fachen Eigengewichte für eine einfache Balkenbrücke mit der Spannweite  $l$ , wenn  $\alpha$  und  $l$  folgendermassen gewählt werden:

1. Sattelhölzer ohne Kopfbänder. a) Frei aufliegende Balken:  $\alpha = 0,90$ , wenn  $l$  die Spannweite eines Mittelfeldes,  $\alpha = 0,95$ , wenn  $l$  die Spannweite eines Endfeldes bedeutet. b) Befestigte Balken:  $\alpha = 0,90$ , wenn  $l$  das arithmetische Mittel der Spannweite bedeutet.

2. Sattelhölzer mit Kopfbändern. a) Frei aufliegende Balken:  $\alpha = 1$ , wenn  $l$  die freie Spannweite zwischen den Kopfbändern bedeutet. b) Befestigte Balken:  $\alpha = 0,87$ , wenn  $l$  die Spannweite zwischen den Kopfbändern eines Mittelfeldes bedeutet;  $\alpha = 1,10$ , wenn  $l$  die Spannweite eines Endfeldes, vom Kopfbande aus gerechnet, bedeutet.

Ferner lässt sich vorläufig ungefähr das Gewicht der Sattelhölzer zu  $0,25$ , das der Kopfbänder zu  $0,15$  vom Gewichte der Balken annehmen.

Bei der Berechnung der Stärken der Balken ist das Gewicht der Sattelhölzer ausser Acht zu lassen.

## IX. Kapitel.

### Brücken mit verzahnten und verdübelten Balken.

§. 81. **Zusammengesetzte Balkenbrücken.** Legt man mehrere Balken ohne sonstige Verbindung über einander, so ist die gesammte Tragkraft gleich der Summe der Tragkräfte der einzelnen Balken oder bei gegebener Breite proportional der Gesammthöhe. Die einzelnen Balken verschieben sich hierbei gegenseitig, indem sich in jedem Balken die oberen Fasern verkürzen, die unteren ausdehnen. Verbindet man aber die Balken so mit einander, dass eine Verschiebung verhindert wird, oder dass sich die Balken in Beziehung auf Biegung wie ein einziger Balken verhalten, so wird die Tragkraft in wesentlich stärkerem Masse erhöht, nämlich proportional dem Quadrate der Gesammthöhe. Bei gleichen Höhen der einzelnen Theile würde die Tragkraft proportional dem Quadrate der Anzahl der Theile sein. Wir nennen derartige Balken zusammengesetzte oder gekuppelte Balken.

Wenn die Balken unmittelbar auf einander liegen, so kann die Verbindung durch Zähne oder Dübel in Verbindung mit einer Verschraubung (siehe §. 27) erfolgen. Eine noch weitere Verstärkung erreicht man, wenn man zwischen den Balken einen grösseren Zwischenraum lässt; alsdann geschieht die Verbindung durch zwischengelegte Klötze. Wir können daher folgende drei Arten unterscheiden:

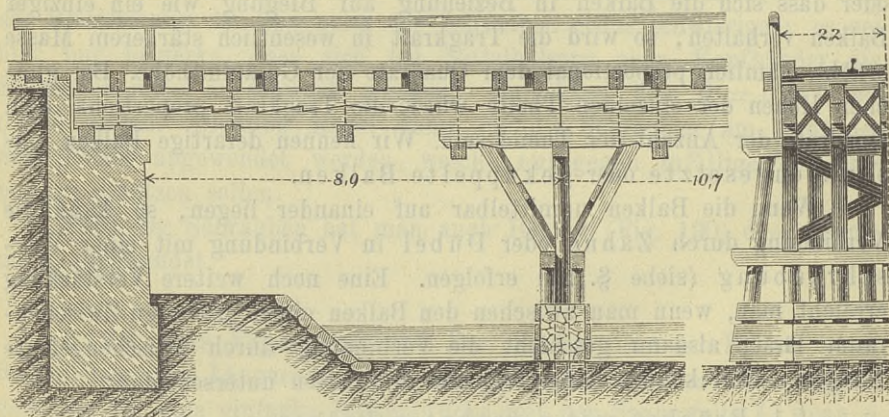
1. Brücken mit verzahnten Balken,
2. Brücken mit verdübelten Balken,
3. Klötzeholzbrücken.

§. 82. **Verzahnte Träger.** Bei den verzahnten Trägern (*poutre d'assemblage en crémaillère* — *the indented beam*) ist die Rich-

tung der Zähne so zu wählen, dass eine gegenseitige Verschiebung der Hölzer durch das Ausdehnen und Verkürzen nicht möglich wird. Die Richtung des zwischen den Zähnen thätigen Schubes ist durch die Richtung oder das Vorzeichen der an der betreffenden Stelle thätigen Transversalkraft bestimmt. Die Spannweite lässt sich nun aber stets in drei Theile theilen, derart, dass die Transversalkraft im linken Theile nur positiv, im rechten nur negativ ist, während sie im mittleren je nach der Belastungsweise sowohl positiv als negativ werden kann. Demnach müssen die Zähne in den beiden äusseren Theilen entgegengesetzte Richtung haben; im mittleren Theile müssten die Zähne eigentlich abwechselnd nach links und rechts gerichtet sein; indess hat man wohl stets einen Wechsel in der Richtung nur in der Mitte angeordnet, was mit Rücksicht auf den Umstand, dass im mittleren Theile die Schubkraft nur klein ist und ganz oder grösstentheils durch die Reibung aufgenommen wird, welche durch das Anziehen der Schrauben erzeugt wird, zulässig erscheint.

Das Vorreissen der Zähne und das Bearbeiten derselben muss sehr genau erfolgen. Dennoch aber wird durch das ungleichmässige Schwinden und durch das Ineinanderdrücken der Zähne eine Verschiebung und hierdurch eine Vergrösserung der Beanspruchung eintreten. Um dieses möglichst zu verhüten, biegt man meist beide Balken vor dem Vorreissen der Zähne nach oben durch. Da sich nun die unteren Fasern des oberen Holzes auszudehnen, die oberen Fasern des unteren Holzes zu verkürzen streben, so drücken sich hierdurch beide Zähne fest aneinander.

Fig. 220.

Brücke der Kronprinz Rudolfbahn über den Liesingbach. —  $\frac{1}{100}$  nat. Gr.

Ist  $y$  die Durchbiegung (die Sprengung),  $G$  die in der Mitte wirkende Kraft,  $I$  das Trägheitsmoment des Querschnittes eines Balkens, so ist

$$y = \frac{G l^3}{48 E I}.$$

Damit hierbei die Spannung nicht die zulässige Grenze überschreitet, muss  $KI \geq \frac{1}{4} Gl \frac{h}{4} \geq \frac{1}{16} Glh$  sein, wenn  $h$  die Gesamthöhe ist, daher

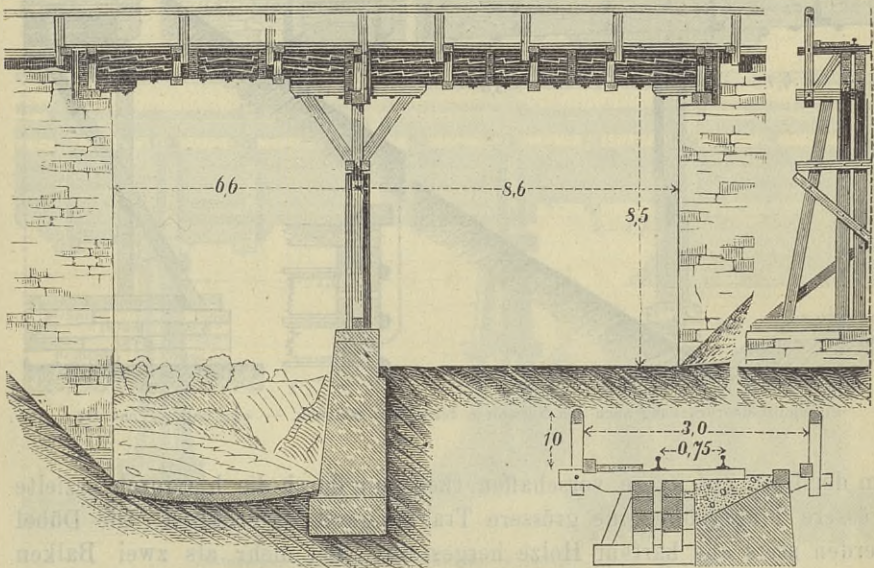
$$1. \quad y \leq \frac{Kl^2}{3Eh}.$$

Setzen wir  $K = 65$  bis  $90$ ,  $E = 110000$  Klgr. pro  $\square\text{cm}$ , so wird

$$1 a. \quad y \leq 0,00020 \frac{l^2}{h} \text{ bis } 0,00027 \frac{l^2}{h}.$$

Wenn die durch das Gleichheitszeichen bestimmte Biegung erzeugt wird, so haben die oberen Fasern die Spannung  $+K$ , die unteren die Spannung  $-K$ . Die Belastung aber kann so gross sein, dass die Spannung der oberen Fasern  $-K$ , die der unteren  $+K$  ist. Die Tragkraft wird daher ebenso gross sein, als wenn keine künstliche Biegung vorhanden und die zulässige Inanspruchnahme  $=2K$  wäre. Durch die künstliche Biegung oder Sprengung wird also die Tragfähigkeit verdoppelt. Durch das allmähliche Setzen geht diese Biegung zum Theile wieder verloren, so dass es wohl nicht rätlich erscheint, bei der Berechnung der Stärken hierauf Rücksicht zu nehmen.

Fig. 221.



Brücke der schmalspurigen Montanbahn Rostoken-Marksdorf in Oesterreich. —  $\frac{1}{200}$  und  $\frac{1}{100}$  nat. Gr.

Um einen gehörigen Schluss zu erzeugen, treibt man wohl auch zwischen die Zahnstirnen Keile aus hartem Holze oder dünne Eisenkeile von etwa  $8\text{mm}$  mittlerer Dicke ein.

Verzahnte Träger, welche aus mehr als zwei Balken zusammengesetzt sind (Fig. 221), werden sehr selten angewendet.

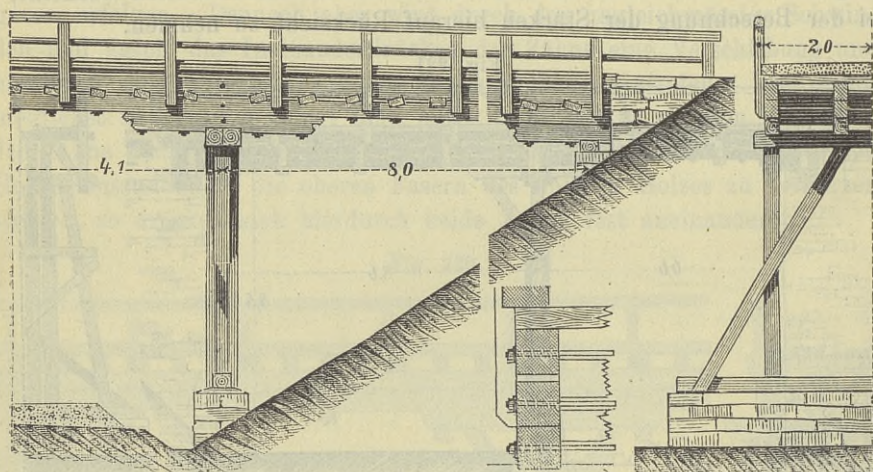
Für die Gesamtanordnung geben wir die folgenden Beispiele:

1. Fig. 220. Schiefe Flussbrücke für eine normalspurige Eisenbahn mit drei Oeffnungen von 8,9, 10,7 und 8,9 Met. Spannweite.

2. Fig. 221. Bach- und Strassenüberbrückung für eine schmal-spurige Eisenbahn mit zwei Oeffnungen von 6,6 und 8,6 Met. Spannweite.

§. 83. **Verdübelte Träger.** Hier geschieht die Verbindung der Balken durch Dübel. Die Dübel werden entweder in normaler Lage oder in schiefer Lage angewendet; die erste Lage dürfte vorzuziehen sein (siehe §. 27). Die schiefen Dübel müssen der Richtung des Schubes entsprechend angeordnet sein, sowie die Zähne des verzahnten Trägers. In dem mittleren Theile, in welchem der Schub nach beiden Richtungen wirken kann, ordnet man am besten die Dübel normal an, auch wenn in den beiden äusseren Theilen schiefe Dübel angewendet werden. Zwischen den einzelnen Balken lässt man meist einen kleinen Zwischenraum, theils

Fig. 222.



Einschnittsüberbrückung nach den Normalien der österr. Südbahn. —  $\frac{1}{30}$  und  $\frac{1}{50}$  nat. Gr.

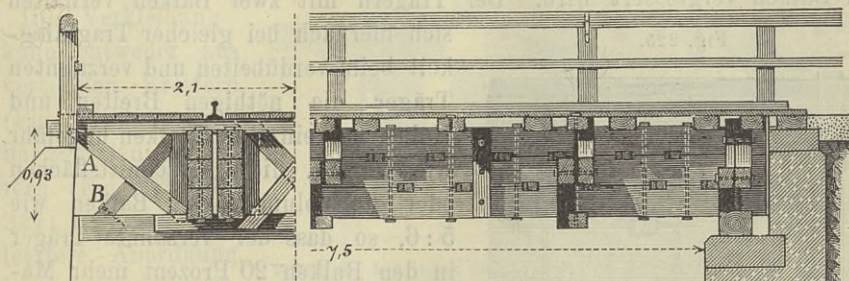
um der Luft Zutritt zu verschaffen, theils um durch die hierdurch erzielte grössere Trägerhöhe eine grössere Tragfähigkeit zu erhalten. Die Dübel werden stets aus hartem Holze hergestellt. Bei mehr als zwei Balken ordnet man die Dübel am besten so an, dass in einen Querschnitt nicht mehr als ein Dübel fällt, um den Balken durch die Einschnitte für die Dübel möglichst wenig zu schwächen (Fig. 225).

Die Schrauben zur Verbindung der Balken können bei verzahnten und verdübelten Trägern gleichzeitig zur Befestigung der Querschwellen dienen, falls solche vorhanden sind. Statt der Schrauben wendet man zuweilen auch Bänder an (vergl. §. 27).

Für die Gesamtanordnung geben wir die folgenden Beispiele:

1. Fig. 222. Einschnittüberbrückung für eine Strasse mit 4,0 Met. breiter Fahrbahn und drei Oeffnungen von 8,0, 8,2 und 8,0 Met. Spannweite; die Träger sind aus zwei Balken zusammengesetzt.

Fig. 223.

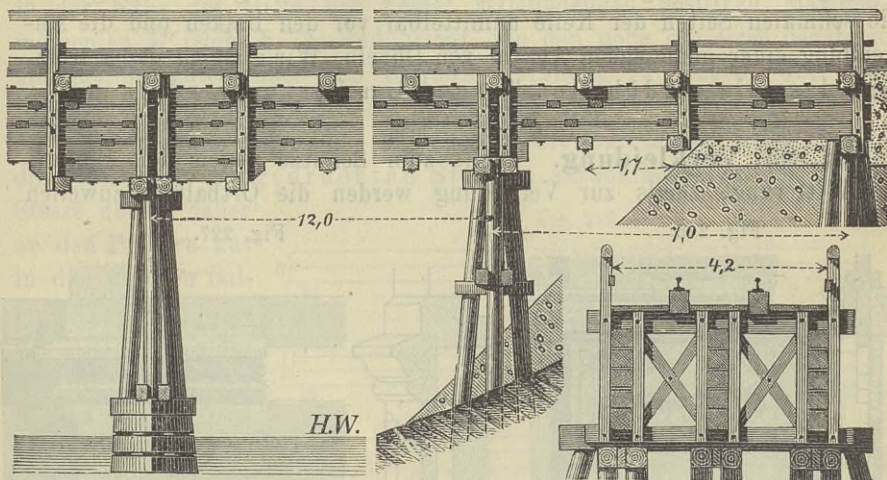


Normalien der ungarischen Staatsbahn. —  $\frac{1}{5}$  nat. Gr.

2. Fig. 223. Eisenbahnbrücke mit einer Oeffnung von 7,5 Met. Spannweite; die Träger sind aus drei Balken zusammengesetzt.

3. Fig. 224. Eisenbahnbrücke mit Oeffnungen von 12,0 Met. Spannweite; die Träger bestehen aus vier Balken.

Fig. 224.



Normalien der österreich. Südbahn (Pressel). —  $\frac{1}{50}$  nat. Gr.

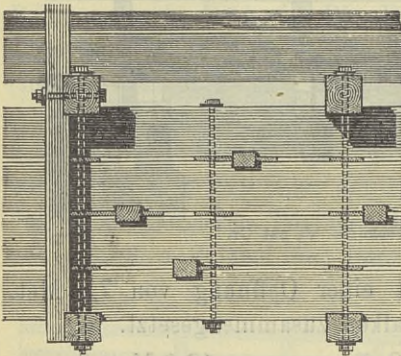
§. 84. Vergleich zwischen beiden Konstruktionen. Einen Vergleich der Verzahnung und Verdübelung im Allgemeinen haben wir bereits im §. 27 gegeben. Wir wiederholen hier, dass der verdübelte Träger gegenüber dem verzahnten folgende Vortheile bietet:

1. Die Verdübelung ist weit leichter mit dem nöthigen genauen Schlusse herzustellen.

2. Der genaue Schluss lässt sich durch das Nachtreiben der Dübel leichter erhalten.

3. Durch das gegenseitige Eingreifen der Zähne geht ein Theil der Balkenhöhe für die Tragfähigkeit verloren, während im Gegentheile beim verdübelten Träger die Tragfähigkeit durch den Zwischenraum zwischen den Balken vergrößert wird. Bei Trägern mit zwei Balken verhalten

Fig. 225.



Normalien der österr. Südbahn (Pressel). —  
 $\frac{3}{5}$  nat. Gr.

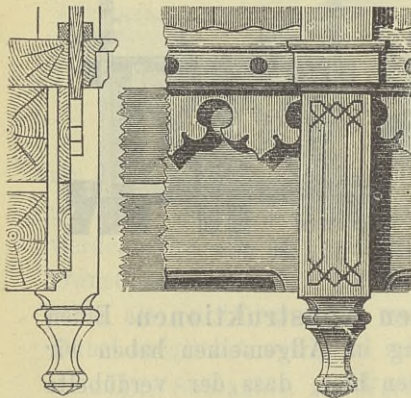
sich hiernach bei gleicher Tragfähigkeit beim verdübelten und verzahnten Träger die nöthigen Breiten und Höhen der einzelnen Balken ungefähr wie 10 : 11, die Querschnittsflächen oder die Volumina der Balken wie 5 : 6, so dass der verzahnte Träger in den Balken 20 Prozent mehr Material erfordert.

Man hat nun allerdings den verdübelten Trägern vorgeworfen, dass die Dübel durch die Erschütterungen zu leicht locker werden. Dem ist allerdings so; jedoch ist es möglich,

hiergegen Vorkehrungen zu treffen, z. B. das Einschlagen von Nägeln in die schmalen Seiten der Keile unmittelbar vor den Balken und die Anwendung einer genügenden Anzahl von Dübeln. Wir glauben daher trotzdem, dass die verdübelten Träger den Vorzug verdienen.

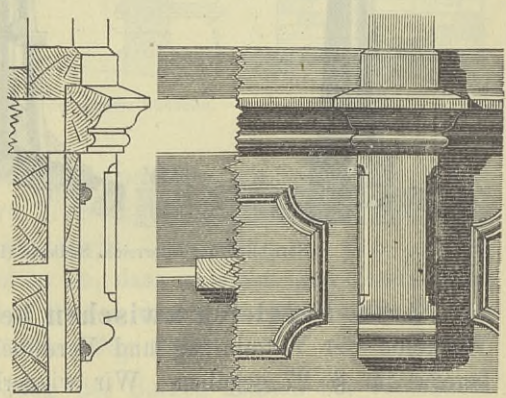
§. 85. Verkleidung. Theils zum Schutze gegen den Einfluss der Witterung, theils zur Verzierung werden die Ortbalken zuweilen

Fig. 226.



$\frac{1}{20}$  nat. Gr.

Fig. 227.



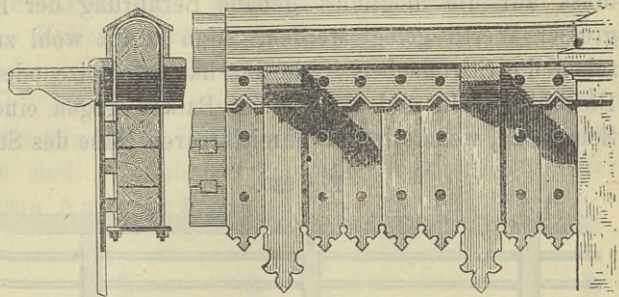
$\frac{1}{20}$  nat. Gr.

mit Brettern verkleidet. Wegen der etwas vorstehenden Dübel werden zwischen die Verkleidung und den Balken meist Leisten eingeschaltet

(Fig. 226, 227, 228). Wenn man die Geländerpfosten seitlich an den Ortbalcken befestigt, so nagelt man wohl auch die Verkleidung auf diese Pfosten. Man kann aber auch die Pfosten zur Bildung einer architektonischen Gruppierung vortreten lassen (Fig. 226 und 227).

Die Verkleidung kann entweder aus vertikalen Brettern (Fig. 228) oder aus horizontalen Brettern (Fig. 226 und 227) bestehen; die letztere Anordnung ist in rein architektonischem Sinne wohl vorzuziehen, weil die erstere nicht das Wesen des Tragens zur Durchführung bringt.

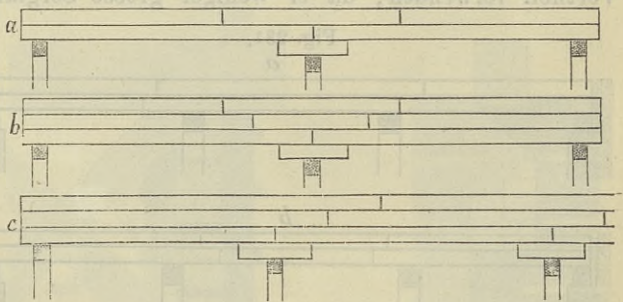
Fig. 228.

Brücke der bayerischen Süd-Nordbahn bei Immenstadt. —  $\frac{1}{50}$  nat. Gr.

§. 86 **Stösse und Auflager.** Bei Trägern mit mehr als einem Felde hat man häufig die Träger kontinuierlich über die Pfeiler hinweg gehen lassen. Man berechnet alsdann die Balken am besten nach den in der Nähe der Mitte der Felder stattfindenden positiven Maximalmomenten  $M'$  (siehe §. 75) und bringt, um den noch grösseren negativen Maximalmomenten über den Pfeilern Rechnung zu tragen, über den Pfeilern eine Verstärkung durch Sattelhölzer an.

Mit den Stössen in den Balken wechselt man hierbei ab und sucht die Stösse nur an gedrückten Stellen anzuordnen (Fig. 229). Die

Fig. 229.

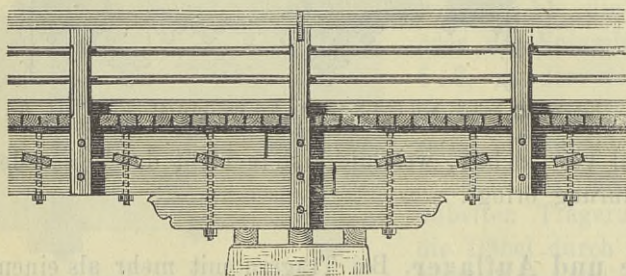


Stösse dürfen daher an den Pfeilern nur in den unteren Balken, in der Nähe der Mitte der Felder nur in den oberen Balken liegen. Man muss es indess möglichst vermeiden, die Stösse nahe an diejenigen Stellen, wo die Maximalmomente stattfinden, zu legen. Dies ist in den äusseren Feldern ungefähr in der Entfernung  $0,38l$  von der Endstütze, in den übrigen Feldern fast in der Mitte des Feldes der Fall. Bei Anwendung von drei Balken ist es beim Mittelbalken allerdings nicht möglich, den Stoss an eine nur gedrückte Stelle zu legen, weil derselbe in jedem

Querschnitte theils auf Zug, theils auf Druck beansprucht wird; am besten ordnet man hier den Stoss da an, wo das Moment möglichst klein ist (Fig. 229, *b* und *c*).

Soll der Träger wirklich wie ein kontinuierlicher Träger wirken, so muss auf die möglichst genaue Berührung der Balken an den Stössen grosser Werth gelegt werden. Man treibt wohl zu diesem Zwecke zwischen die Stirnflächen Keile aus hartem Holze oder eine genau passende Blechplatte ein und sichert die Balken gegen eine Verschiebung durch Schrauben, welche in der unmittelbaren Nähe des Stosses anzuordnen sind.

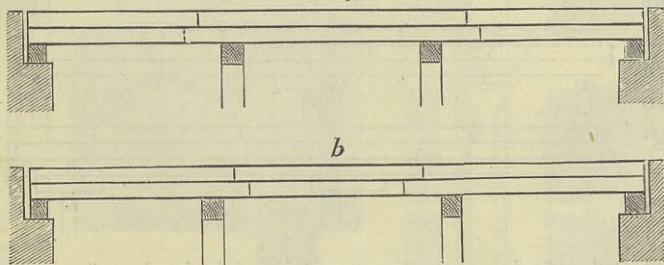
Fig. 230.

Normalien der österr. Südbahn. —  $\frac{1}{75}$  nat. Gr.

Falle ist der Träger natürlich als nicht kontinuierlich zu berechnen, da die Sattelhölzer zur Aufnahme des Momentes über den Pfeilern zu hoch ausfallen würden. Mit Rücksicht auf die grosse Sorgfalt, welche die Herstellung und Erhaltung kontinuierlicher Träger fordert, wenn ihre Wirkung nicht betrüglich sein soll, dürfte diese Anordnung in der That den Vorzug verdienen.

Dagegen lässt sich auch hier der kontinuierliche Gelenkträger mit Vortheil verwenden, da er weniger grosse Sorgfalt in der Herstellung

Fig. 231.



und Erhaltung der richtigen Höhenlage der Stützpunkte erfordert und die Bildung der Gelenke hier leicht durchführbar ist (Fig. 231). Die für den kontinuierlichen Gelenkträger gemachten Entwicklungen in §. 74 behalten auch hier ihre Giltigkeit.

Das in §. 59 und 60 über das Auflager Gesagte gilt auch hier. An den Enden wird man oft nur eine Mauerschwelle nöthig haben,

während man in den Mittelpfeilern des grösseren Druckes wegen bei grösseren Spannweiten von Strassenbrücken und auch schon bei kleineren von Eisenbahnbrücken meist zwei Schwellen anordnet.

§. 87. **Querverstrebung.** Um das Umkippen dieser hohen Balken durch zufällige Horizontalkräfte, wie Winddruck und Seitendrucke der Wagen zu verhindern, ist eine besondere Konstruktion, die Querverstrebung, nöthig. Namentlich ist eine solche über jedem Pfeiler anzubringen, wo sie die günstigste Wirkung hat, weil hier feste Widerlagspunkte vorhanden sind. Gewöhnlich konstruirt man diese Querverstrebungen in Form von Andreaskreuzen (Fig. 232 und 233).

Fig. 232.

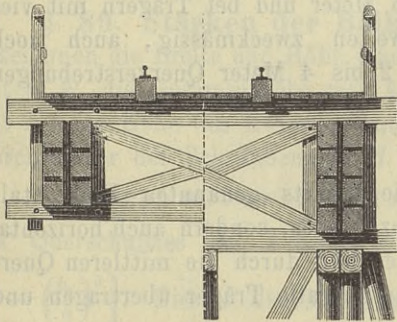
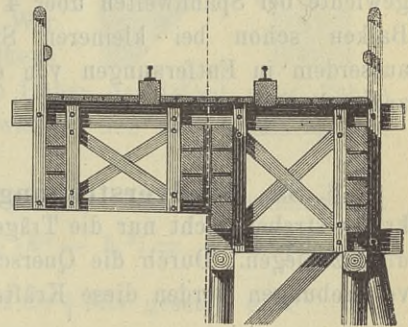


Fig. 233.



Normalien der österr. Südbahn (Pressel). —  $\frac{1}{1000}$  nat. Gr.

Die Streben der Andreaskreuze (Fig. 234 und 235) befestigt man meist durch schwache Schrauben an vertikalen Pfosten, die wiederum mit den Trägern verschraubt sind. Hierbei kann man die Streben ent-

Fig. 234.

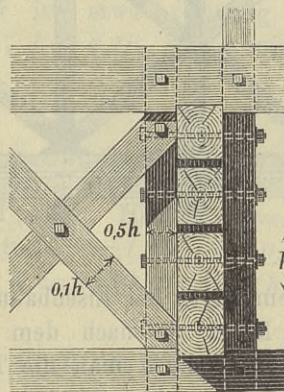
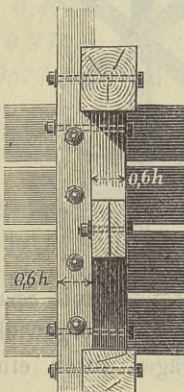
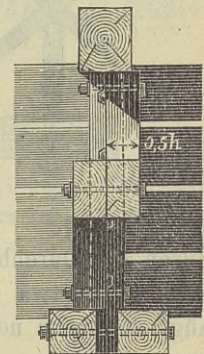


Fig. 235.



weder beide auf derselben Seite oder auf verschiedenen Seiten der Pfosten befestigen; im ersten Falle sind sie mit einander voll zu überblatten

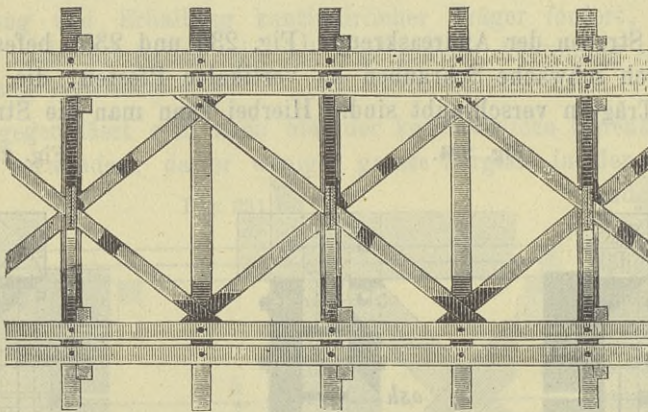
(Fig. 234), im letzteren Falle nur theilweise oder gar nicht (Fig. 235), die letztere Anordnung ist in der Regel vorzuziehen. Man kann aber auch die vertikalen Pfosten weglassen und die Streben seitlich an den über den Trägern liegenden Schwellen und den unterhalb der Träger ohnehin anzuordnenden Unterzügen mittels Blattzapfen befestigen (Fig. 223 und Fig. 75). Einzelne vertikale Pfosten sind indess dennoch zweckmässig, insbesondere über den Pfeilern, um die einzelnen Balken gegen eine gegenseitige seitliche Verschiebung zu sichern (Fig. 223).

Ueber den Pfeilern hat man zuweilen ausser dieser inneren Querverstrebung noch eine äussere Verstrebung angeordnet (Fig. 223).

Bei Strassenbrücken genügt in der Regel die Querverstrebung an den Pfeilern; bei Eisenbahnbrücken ist es je nach dem Lokomotivgewichte bei Spannweiten über 4 bis 6 Meter und bei Trägern mit vier Balken schon bei kleineren Spannweiten zweckmässig, auch noch ausserdem in Entfernungen von etwa 2 bis 4 Meter Querverstrebungen anzuordnen.

§. 88. **Windverstrebung.** Die bereits genannten Horizontalkräfte streben nicht nur die Träger umzukippen, sondern auch horizontal durchzubiegen. Durch die Querschwellen und durch die mittleren Querverstrebungen werden diese Kräfte zwar auf alle Träger übertragen und

Fig. 236.



dadurch die Durchbiegung gemässigt. Bei Eisenbahnbrücken mit Spannweiten über etwa 6 bis 10 Meter (je nach dem Lokomotivgewichte) genügt dies aber noch nicht; hier muss man die Träger durch ein in horizontaler Ebene liegendes Gitterwerk verbinden.

Man kann hierzu etwa 6 bis 10 Centim. dicke, sich kreuzende, Bohlen verwenden, welche auf die an den Querverstrebungen anzuord-

nenden Unterzüge geschraubt und zweckmässigerweise in die Hauptträger versetzt werden. In der Mitte sind diese Bohlen wo möglich durch andere Unterzüge zu stützen (Fig. 236 und 237).

Zuweilen hat man auch eiserne Rund- oder Flacheisen in Verbindung mit hölzernen Normalen als Windverstrebrungen angewendet.

Mehr über die Windverstrebrungen, namentlich hinsichtlich ihrer Berechnung, werden wir bei den Gitterbrücken sagen.

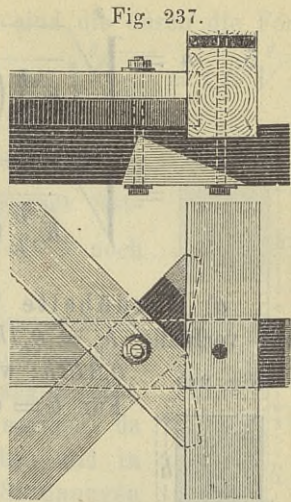


Fig. 237.

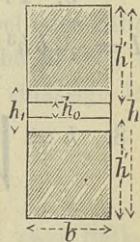
**§. 89. Stärken der Balken.** Wir bezeichnen die Breite und Höhe eines Balkens mit  $b$ ,  $h'$ , die Gesamthöhe mit  $h$ , die Höhen der Dübel oder Zähne mit  $h_1$ , die Höhe des Zwischenraumes zwischen den Balken mit  $h_2$ , den Durchmesser der Schrauben mit  $d$ .

1. Träger mit zwei Balken (Fig. 238). Das Trägheitsmoment des Querschnittes ist  $I = \frac{1}{12} (b - d) (h^3 - h_1^3) = \frac{1}{12} b h^3 \left(1 - \frac{d}{b}\right) \left[1 - \left(\frac{h_1}{h}\right)^3\right]$ . Dies in die Gleichung  $KI = \frac{1}{2} Mh$  gesetzt, gibt

$$2. \quad h = \sqrt[3]{\frac{6M}{K \frac{b}{h} \left(1 - \frac{d}{b}\right) \left[1 - \left(\frac{h_1}{h}\right)^3\right]}}$$

Fig. 238.

a) Verdübelte Träger. Es ist  $h = 2h' + h_2$  oder, wenn wir vorläufig  $h_2 = 0,1h'$  setzen,  $h = 2,1h'$ ,  $h' = 0,477h$ ; ferner ist etwa vorläufig anzunehmen  $h_1 = 0,3h' = 0,143h$ ,  $d = 0,1b$ . Setzen wir  $b = 0,75h' = 0,357h$ , so wird



$$3. \quad h = 2,66 \sqrt[3]{\frac{M}{K}}$$

b) Verzahnte Träger. Hier ist  $h = 2h' - h_2$ , d. i., wenn wir vorläufig  $h_2 = 0,2h'$  setzen,  $h = 1,8h'$ ,  $h' = 0,556h$ ,  $h_1 = 0,2h' = 0,111h$ ,  $d = 0,1b$ . Setzen wir  $b = 0,75h' = 0,417h$ , so wird

$$4. \quad h = 2,52 \sqrt[3]{\frac{M}{K}}$$

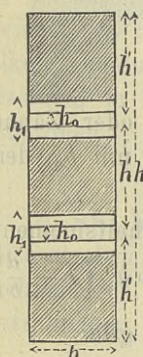
2. Träger mit drei Balken (Fig. 239). Hier ergibt sich  $I = \frac{1}{12} b h^3 \left(1 - \frac{d}{b}\right) \left[1 - \left(\frac{h + 4h_1}{3h}\right)^3 + \left(\frac{h - 2h_1}{3h}\right)^3\right]$ , daher wird

$$5. \quad h = \sqrt[3]{\frac{6M}{K \frac{b}{h} \left(1 - \frac{d}{b}\right) \left[1 - \left(\frac{h + 4h_1}{3h}\right)^3 + \left(\frac{h - 2h_1}{3h}\right)^3\right]}}$$

$$= \sqrt[3]{\frac{6M}{K \frac{b}{h} \left(1 - \frac{d}{b}\right) \left[1 - \frac{2}{3} \frac{h_1}{h} \left(1 + 2 \frac{h_1}{h} + 4 \frac{h_1^2}{h^2}\right)^2\right]}}$$

a) Verdübelte Träger. Es ist  $h = 3h' + 2h_2$ , d. i., wenn wir vorläufig  $h_2 = 0,1h'$  setzen,  $h = 3h' + 2 \cdot 0,1h' = 3,2h'$ ,  $h' = 0,313h$ ; wir setzen ferner  $h_1 = 0,3h = 0,094h$ ,  $d = 0,1b$ . Für  $b = 0,75h' = 0,235h$  wird

Fig. 239.



$$6. \quad h = 3,11 \sqrt[3]{\frac{M}{K}}$$

b) Verzahnte Träger. Hier ist  $h = 3h' - 2h_2$ , d. i., wenn wir vorläufig  $h_2 = 0,2h'$  setzen,  $h = 2,6h'$ ,  $h' = 0,385h$ ; ferner kann man vorläufig setzen:  $h_1 = 0,2h' = 0,077h$ ,  $d = 0,1b$ . Für  $b = 0,75h' = 0,289h$  wird

$$7. \quad h = 2,91 \sqrt[3]{\frac{M}{K}}$$

3. Träger mit vier Balken (Fig. 240). Hier ergibt sich  $I = \frac{1}{12} b h^3 \left(1 - \frac{d}{b}\right) \left[1 - \left(\frac{h + 3h_1}{2h}\right)^3 + \left(\frac{h - h_1}{2h}\right)^3 - \left(\frac{h_1}{h}\right)^3\right]$ , daher wird

$$8. \quad h = \sqrt[3]{\frac{6M}{K \frac{b}{h} \left(1 - \frac{d}{b}\right) \left[1 - \left(\frac{h + 3h_1}{2h}\right)^3 + \left(\frac{h - h_1}{2h}\right)^3 - \left(\frac{h_1}{h}\right)^3\right]}}$$

$$= \sqrt[3]{\frac{6M}{K \frac{b}{h} \left(1 - \frac{d}{b}\right) \left[1 - \frac{2}{3} \frac{h_1}{h} \left(1 - 2 \frac{h_1}{h} + 3 \frac{h_1^2}{h^2}\right)\right]}}$$

Für verdübelte Träger ist  $h = 4h' + 3h_2$ , d. i., wenn wir wieder vorläufig  $h_2 = 0,1h'$  setzen,  $h = 4,3h'$ ,  $h' = 0,233h$ ; wir setzen ferner vorläufig  $h_1 = 0,3h' = 0,070h$ ,  $d = 0,1b$ . Für  $b = 0,75h' = 0,175h$  wird

$$9. \quad h = 3,41 \sqrt[3]{\frac{M}{K}}$$

Verzahnte Träger mit vier Balken kommen selten vor, weshalb wir für diese keine speziellen Formeln entwickeln wollen.

Ist  $b$  nicht  $= 0,75h'$ , sondern  $= nh'$ , so sind die durch die Formeln 3, 4, 6, 7, 9 bestimmten Werthe von  $h$  noch mit  $\sqrt[3]{\frac{n}{0,75}} = 1,10 \sqrt[3]{n}$  zu dividiren.

Nach der genauen Berechnung der Dübel und Schrauben lassen sich die Werthe von  $\frac{b}{h}$ ,  $\frac{d}{b}$ ,  $\frac{h_1}{h}$  genauer feststellen und sodann kann man die Berechnung von  $h$  noch einmal genauer vornehmen.

Hierbei ist bei drei und vier Balken vorausgesetzt, dass alle Dübel in einem Querschnitte liegen; obwohl man dies zu vermeiden pflegt, so erscheint es doch angemessen, diese Annahme bei der Berechnung von  $h$  zu machen, da die Dübel doch nicht weit von einander abstehen und in dem zwischen den Dübeln liegenden Holze Spannungen eintreten, welche dem der Formel  $KI = Me$  zu Grunde liegenden Gesetze nicht genau folgen.

Bei Anwendung des in §. 19 angegebenen Verfahrens ist  $\frac{M_0 + (1+m)M_1}{K_1}$  für  $\frac{M}{K}$  zu setzen, entsprechend der Formel 14 (Seite 104).

Da die Dübel und Zähne in Folge der gegenseitigen Eindrückung der Fasern, der möglichen Lockerung der Dübel und des nicht genauen Passens der Zähne keine vollständige Wirkung ausüben und auch noch durch die Uebertragung der Schubspannungen durch die Dübel oder Zähne besondere Nebenspannungen in den Balken entstehen (siehe §. 97), so erscheint es angemessen, die nach §. 19 zu bestimmende zulässige Inanspruchnahme um etwa 15 Prozent zu vermindern.

## §. 90. Abmessungen der Sattelhölzer.

1. Für kontinuierliche Träger. Bei Trägern mit zwei Balken wird, wenn wir das in der Regel über die Stütze gestossene mittlere Holz ausser Acht lassen (Fig. 241) annähernd  $I = \frac{1}{12} b \left[ h_1^3 - \left(\frac{h}{2}\right)^3 \right]$ , daher nach der Gleichung  $KI = M_1 e$ , wenn  $M_1$  das

$$\frac{6 M_1 h_1}{K b} = h_1^3 - \left(\frac{h}{2}\right)^3.$$

grösste Moment an der Stütze bedeutet, nun aber ist, wenn  $M'$  das Moment bedeutet, nach welchem die Balken zu berechnen sind, annähernd  $K b h^2 = 6 M'$ , daher

$$10. \quad h_1^3 - \frac{M_1}{M'} h^2 h_1 - \frac{1}{8} h^3 = 0.$$

Fig. 240.

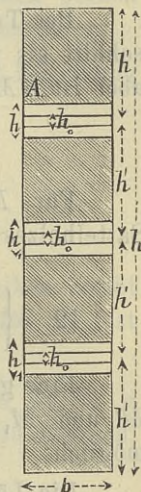
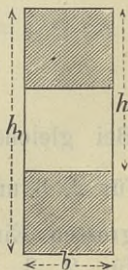


Fig. 241.



Nehmen wir  $M' = 0,082q\lambda^2$ ,  $M_1 = 0,120q\lambda^2$ , also  $M_1 = 1,46 M'$ , so wird  $h_1^3 - 1,46h^2h_1 - 0,125h^3 = 0$  und hieraus  $h_1 = 1,27h$ , so dass die Höhe des Sattelholzes  $= 0,27h$  oder ungefähr  $0,54h'$  wird. Genauer ergibt sich sogar diese Höhe noch kleiner. Es wird daher stets genügen, wenn man die Höhe des Sattelholzes  $0,7h'$  bis  $1,0h'$  wählt.

Bei Trägern mit drei und vier Balken wird, da hier der Querschnitt als voll zu nehmen ist,  $I = \frac{1}{12}bh^3$ , daher  $6M_1 = Kbh_1^2$ . Nun aber ist  $6M' = Kbh^2$ , daher

$$11. \quad h_1 = h \sqrt{\frac{M_1}{M'}}.$$

Für  $M_1 = 1,46M'$  wird  $h_1 = 1,21h$ , so dass die Höhe  $h_2$  des Sattelholzes  $0,21h$  wird, d. i. für

	Verzahnung	Verdübelung
12.	{ Träger mit drei Balken: $l_{v_2} = 0,67h'$	$0,55h'$ ,
	{ Träger mit vier Balken: $h_2 = 0,90h'$	$0,71h'$ .

Eine genauere, das im fraglichen Falle richtige Verhältniss zwischen  $M'$  und  $M_1$  berücksichtigende Berechnung ist in jedem Falle leicht möglich.

Die Länge des Sattelholzes ist so gross zu wählen, dass am Ende des Sattelholzes die übrigen Balken genügen, das hier wirkende Moment aufzunehmen. Nun ist in der Nähe eines Mittelpfeilers im Abstände  $x$  von der Stütze annähernd  $M = M_1 \left(1 - 4,4 \frac{x}{l}\right)$ . Setzen wir annähernd  $M_1 = 0,120q\lambda^2$  und nehmen wir das Moment, nach welchem die Träger berechnet sind, zu ungefähr  $0,082q\lambda^2$  an, so wird, wenn  $a$  den Abstand des Endes des Sattelholzes von der Stütze bedeutet,  $0,082q\lambda^2 = 0,120q\lambda^2 \left(1 - 4,4 \frac{a}{l}\right)$ . Hieraus folgt

$$13. \quad a = 0,072l.$$

Dies ist die zulässige Minimallänge bis zum äussersten Dübel oder Zahn.

2. Für frei aufliegende Träger gilt die in §. 73 geführte Untersuchung. Am besten erscheint es hier wohl, die Stärke der Sattelholzer anzunehmen und ihre Länge zu berechnen. Für ein Mittelfeld würde nach Formel 8 (Seite 122):

$$14. \quad \frac{a}{l} = \frac{1}{4 \left( \frac{h^2}{h_2^2} + \frac{g}{q} \right)}.$$

Bei gleicher Höhe des Sattelholzes mit den übrigen Balken wird  $\frac{h^2}{h_2^2}$  für 2, 3 und 4 Balken bezüglich 4, 9, 16. Der Werth von  $\frac{g}{q}$  ist ohne grossen Einfluss. Setzen wir daher durchschnittlich  $g = \frac{1}{2}q$ , so wird für 2, 3, 4 Balken, bezüglich  $a = 0,056l, 0,026l, 0,015l$ .

Nach der Formel 2 (Seite 121) findet ein Aufrufen der belasteten Balken auf den Enden des Sattelholzes statt, wenn für 2, 3 und 4 Balken, bezüglich  $a < 0,098 l, 0,063 l, 0,044 l$  ist. Bei den Längen von bezüglich  $a = 0,056 l, 0,026 l, 0,015 l$  findet also ein Aufrufen auf den Enden statt, so dass die Sattelhölzer nicht länger angenommen werden können, ohne eine zu grosse Beanspruchung derselben herbeizuführen.

Für die Endfelder ergibt sich zur Bestimmung von  $a$  mit Benützung der Formel 16 (Seite 124) annähernd die Formel:

$$15. \quad \frac{a}{l} = \frac{1}{4 \left( \frac{h^2}{h_2^2} + \frac{g}{2q} \right)}$$

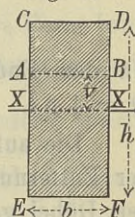
Bei gleicher Höhe des Sattelholzes mit den übrigen Balken ergibt sich für 2, 3, 4 Balken bezüglich  $a = 0,059 l, 0,027 l, 0,015 l$  in fast genauer Uebereinstimmung mit den Mittelfeldern.

Bei Anwendung von zwei oder mehr Unterlagsschwellen ist für  $a$  der Abstand eines Endes von der Mitte der nächsten Schwelle zu nehmen.

### §. 91. Horizontale Schubkraft zwischen den Balken.

Die Zähne oder Dübel müssen der horizontalen in der Trennungsfläche der Balken wirkenden Schubkraft widerstehen. Wir bezeichnen diese in einer beliebigen Trennungsfläche  $AB$  (Fig. 241) wirkende Schubkraft pro horizontale Längeneinheit mit  $T$ . Bezeichnet  $S$  das statische Moment der Fläche  $ABCD$  oder der Fläche  $ABEF$  in Beziehung auf die horizontale Schweraxe (beide statischen Momente sind gleich, nur dem Vorzeichen nach entgegengesetzt),  $Q$  die Summe der auf einer Seite des betreffenden Querschnittes wirkenden Vertikalkräfte oder die sogenannte Transversalkraft, so ist (des Verfassers „Lehre von der Elastizität und Festigkeit“, §§. 69 und 71):

Fig. 241.



$$16. \quad T = \frac{SQ}{I}$$

Ist der Abstand der Geraden  $AB$  von der Schweraxe  $XX = z$ , so ist

$$17. \quad T = 6 \left( \frac{1}{4} - \frac{z^2}{h^2} \right) \frac{Q}{h}$$

Bei zwei Balken wird  $I = \frac{1}{12} b h^3$ ,  $S = \frac{1}{2} b h \cdot \frac{h}{4} = \frac{1}{8} b h^2$ ,  $z = 0$ , daher

$$T = \frac{3Q}{2h}$$

Bei drei Balken wird  $I = \frac{1}{12}bh^3$ ,  $S = \frac{1}{3}bh \cdot \frac{h}{3} = \frac{1}{9}bh^2$ ,  $z = \frac{1}{3}h$ , daher

$$T = \frac{4Q}{3h}.$$

Für vier Balken ergibt sich für die mittlere Trennungsfläche  $T = \frac{3Q}{2h}$ ,

für die beiden anderen Trennungsflächen  $T = \frac{9Q}{8h}$ .

Allgemein wollen wir

$$18. \quad T = \mu \frac{Q}{h}$$

setzen, so dass bezüglich  $\mu = \frac{3}{2}, \frac{4}{3}, \frac{3}{2}, \frac{9}{8}$  wird. Mit Rücksicht auf die Zwischenräume zwischen den Balken wird indess nach der genaueren Berechnung für verdübelte Träger bezüglich  $\mu = 1,497; 1,319; 1,541; 1,156$ .

Hinsichtlich der Bestimmung von  $Q$  für die ungünstigste Belastung bei einfachen Trägern, kontinuierlichen Trägern und kontinuierlichen Gelenkträgern verweisen wir auf die „Theorie der Brücken“, I. Heft, III. Aufl. Nur für einen Träger mit einem Felde wollen wir noch das bezügliche Resultat anführen.

Hier wird  $Q$  zum Maximum, wenn die Belastung von dem betreffenden Querschnitte bis zu dem am weitesten entfernten Ende reicht und zwar ist alsdann bei gleichmässiger angenommener Belastung

$$19. \quad Q = \frac{1}{2}gl \left(1 - 2\frac{x}{l}\right) + \frac{1}{2}pl \left(1 - \frac{x}{l}\right)^2.$$

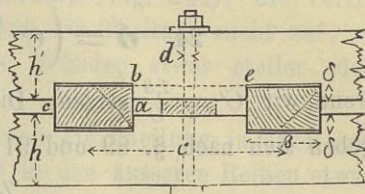
An den Enden ist  $Q = \frac{1}{2}(g + p)l = \frac{1}{2}ql$  und in der Mitte ist  $Q = \frac{1}{8}pl$ .

Die auf einen Dübel oder Zahn kommende Schubkraft ist nun bei der Entfernung  $c$  der Dübel oder Zähne  $= Tc$ , wobei  $T$  für den durch den Dübel gehenden Querschnitt des Trägers zu nehmen ist. Ist die Entfernung der Dübel oder Zähne nicht konstant, so ist für  $c$  etwa das arithmetische Mittel der Entfernungen auf beiden Seiten des Dübels oder Zahnes zu nehmen.

Anmerkung. Genau ist diese Bestimmung der auf einen Dübel kommenden Schubkraft nicht, weil die Regel 16 nur für volle Träger mit konstantem Querschnitte entwickelt ist. Die genauere Bestimmung ist ziemlich umständlich; sie würde in folgender Weise zu erfolgen haben: Man nimmt an den Dübeln oder Zähnen unbekannte Vertikal- und Horizontalkräfte an, welche zwischen den einzelnen Balken wirken und bestimmt nun nach bekannten Regeln der Elastizitätslehre die vertikalen und horizontalen Verschiebungen der Angriffspunkte dieser Kräfte, welche einestheils durch die angenommenen unbekanntenen Kräfte, andernteils durch die gegebenen äusseren Kräfte veranlasst werden. Indem man nun die vertikalen und horizontalen Verschiebungen für je zwei Balken gleich setzt, erhält man so viele Gleichungen, als Dübel oder Zähne vorhanden sind. Wir wollen in ess auf diese Bestimmungsweise nicht näher eingehen, da für unseren Zweck die obige annähernde Bestimmung genügt.

§. 92. Entfernung der Dübel. Wir bezeichnen die Breite der Dübel mit  $\beta$ , ihre Höhe mit  $\gamma$ , die Tiefe  $ab$  der Einschnitte mit  $\delta$ , die Entfernung der Dübel von Mitte zu Mitte mit  $c$ , die Breite und Höhe der Balken mit  $b$  und  $h'$  (Fig. 243); die Anzahl der Schrauben, welche auf einen Dübel kommen, mit  $m$ , die Dicke der Schrauben mit  $d$ , die durch eine Schraube erzeugte Reibung mit  $R$  und den Reibungskoeffizient mit  $f$ .

Fig. 243.



Die auf die Fläche  $ab$  wirkende Kraft ist offenbar  $Tc - mR$ . Damit kein Zerdrücken in dieser Fläche stattfindet, muss sein:

$$20. \quad Tc - mR = \mathfrak{R} h \delta,$$

wenn  $\mathfrak{R}$  die für diesen Fall zulässige Inanspruchnahme für Druck bedeutet.

Nun aber ist  $T = \mu \frac{Q}{h}$  und  $R = \frac{\pi d^2}{4} K' f$ , wenn  $K'$  die zulässige Inanspruchnahme für Zugfestigkeit des Schmiedeeisens bedeutet und vorausgesetzt wird, dass die Schrauben so stark angezogen werden, dass sie auf ihre volle Festigkeit beansprucht werden. Dies eingesetzt und auf  $c$  reduziert, gibt

$$21. \quad c = \left( \mathfrak{R} b \delta + \frac{1}{4} m \pi f K' d^2 \right) \frac{h}{\mu Q}.$$

Diese Formel lässt sich noch in eine andere bequemere Form bringen, wenn wir den Ausdruck für  $h$  einführen. Nach §. 89 ist allgemein

$h = A \sqrt[3]{\frac{M}{K}}$ ,  $h^3 = A^3 \frac{M}{K}$  oder, da wir dort  $b = 0,75 h'$  gesetzt haben,  $b h' h = \frac{b}{h'} \left( \frac{h'}{h} \right)^2 h^3 = 0,75 \left( \frac{h'}{h} \right)^2 A^3 \frac{M}{K}$  oder, wenn wir  $0,75 A^3 \left( \frac{h'}{h} \right)^2 = \mu'$  setzen,  $h = \mu' \frac{M}{K b h'}$ . Dies in die vorige Gleichung eingesetzt, gibt

$$22. \quad c = C \left( \frac{\mathfrak{R} \delta}{K h'} + \frac{1}{4} m \pi f \frac{K' d^2}{K b h'} \right) \frac{M}{Q},$$

wenn wir noch zur Abkürzung setzen:

$$C = \frac{\mu'}{\mu} = \frac{3 A^3}{4 \mu} \left( \frac{h'}{h} \right)^2.$$

Ueber die im vorliegenden Falle einzuführende Druckfestigkeit des Holzes lassen uns leider die Versuche noch ganz im Unklaren (vergl. §. 10). Wenn wir in Ermangelung spezieller Versuchsergebnisse die Druckfestigkeit des Holzes für den in der Faserrichtung wirkenden Druck einführen, so können wir durchschnittlich  $\frac{\mathfrak{R}}{K} = \frac{81}{105} = 0,77$ ,  $\frac{K'}{K} = \frac{960}{80} = 12$  annehmen und erhalten alsdann

$$23. \quad c = C \left( 0,77 \frac{\delta}{h'} + 7,54 m f \frac{d^2}{b^2} \right) \frac{M}{Q}$$

Die Reduktion auf  $\delta$  bei gegebenem  $c$  liefert

$$24. \quad \delta = \left( C' \frac{Q}{M} c - 9,80 m f \frac{d^2}{b^2} \right) h',$$

wenn wir  $C' = \frac{1,3}{C}$  setzen. Die Werthe von  $\mu$ ,  $\mu'$ ,  $\frac{h}{h'}$ ,  $C$  und  $C'$  ergeben sich nach §. 89 und 91 folgendermassen:

Zwei Balken:

$$\mu = 1,50, \quad \mu' = 3,20, \quad h' = 0,476 h, \quad C = 2,14, \quad C' = 0,608$$

Drei Balken:

$$\mu = 1,32, \quad \mu' = 2,21, \quad h' = 0,313 h, \quad C = 1,68, \quad C' = 0,776$$

Vier Balken:

$$\mu = 1,54, \quad \mu' = 1,61, \quad h' = 0,233 h, \quad C = 1,05, \quad C' = 1,240;$$

$$\mu = 1,16, \quad \mu' = 1,61, \quad h' = 0,233 h, \quad C = 1,40, \quad C' = 0,931;$$

wobei im letzten Falle die oberen Zahlen für die mittlere, die unteren Zahlen für die obere und untere Fuge gelten.

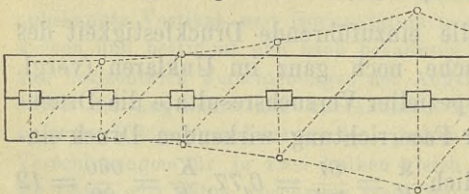
Hierbei ist  $Q$  für verschiedene Stellen des Trägers veränderlich, während  $M$  konstant ist, da  $M$  das Moment bedeutet, nach welchem die Trägerhöhe berechnet ist. Der Reibungskoeffizient  $f$  ist 0,5 bis 0,6; man wird etwa für provisorische Brücken  $f = 0,5$ , für definitive Brücken  $f = 0,25$  setzen können. Für Strassenbrücken kann man etwa  $m = \frac{1}{2}$  und  $d = 0,1b$  setzen; für Eisenbahnbrücken wird man für die Stellen, wo  $Q$  klein ist, dieselben Werthe anwenden können; in der Nähe der Pfeiler aber wird  $m = 1$  und  $d = 0,10b$  bis  $0,12b$  gesetzt werden müssen.

Nimmt man  $\delta$  konstant an, so ergibt sich  $c$  veränderlich und zwar von den Pfeilern nach der Mitte hin zunehmend. An den Punkten, wo  $Q$  zum Minimum wird, ergibt sich  $c$  meist zu gross, man wird hier  $c$  etwa zwei- bis dreimal so gross annehmen können, als an den Enden. Man wählt hierbei etwa

$$25. \quad \delta = 0,10 h' \text{ bis } 0,13 h'.$$

Man kann indess auch  $\delta$  an den Enden grösser, etwa  $0,13 h'$  bis  $0,16 h'$  annehmen und nach den Punkten, wo  $Q$  zum Minimum wird, allmählig bis zu etwa  $0,03 h'$  bis  $0,06 h'$  abnehmen lassen; es

Fig. 244.



wird alsdann das  $c$  in geringerer Masse zunehmen, als wenn man  $\delta$  konstant lässt. Häufig nimmt man  $\delta$  und  $c$  konstant an. Wenn man  $c$  veränderlich

wählt, so berechnet man am besten das  $c$  für einzelne Querschnitte,

etwa von 0,1 zu 0,1 der Spannweite und trägt dieses  $c$  zur Hälfte nach oben, zur Hälfte nach unten als Ordinate an der betreffenden Stelle auf. Zwischen den beiden so erhaltenen Linien konstruirt man einen Linienzug aus vertikalen und unter  $45^\circ$  geneigten Geraden (Fig. 244); die Vertikalen geben alsdann die Theilung an. Geht die Theilung nicht auf, so kann man die geneigten Parallelen nach Befinden etwas steiler oder flacher annehmen.

Bei vier Balken nimmt man am besten die Theilung in allen drei Reihen gleich an; man nimmt aber dafür  $\delta$  in den äusseren Reihen etwas kleiner als in den mittleren. Wenden wir für die äusseren Reihen den Index 1 an, so wird nach Formel 21:  $\frac{1}{u_1} (\mathfrak{R} b \delta_1 + \frac{1}{4} m \pi f K' d^2) = \frac{1}{\mu} (\mathfrak{R} b \delta + \frac{1}{4} m \pi f K' d^2)$  oder

$$26. \quad \delta_1 = \frac{u_1}{\mu} \delta = \frac{u - u_1}{4u} m \pi f \frac{K' d^2}{\mathfrak{R} b} = 0,750 \delta - 3,30 m f \frac{d^2}{b}.$$

Wenn man mit den Schrauben gleichzeitig die Querschwellen befestigt, so wird man die Anordnung am besten so treffen, dass  $c = \frac{1}{2}, \frac{2}{3}, \frac{3}{4}$  oder  $\frac{1}{4}$  der Schraubenentfernung wird. Man wird also das  $c$  annehmen und nach Formel 24 das  $\delta$  berechnen (siehe Beispiel §. 100).

**§. 93. Breiten der Dübel.** Bei Bestimmung der Breiten der Dübel haben wir folgende Fälle zu unterscheiden:

1. Dübel unter Anwendung von Zwischenlagen (Fig. 243). Wenn zwischen den Balken Bohlenstücke liegen, welche verhindern, dass die Balken durch die Schrauben fest an die Dübel gepresst werden, so erzeugt sich die Reibung nur an diesen Einlagen. Wenn ein Abscheeren der Dübel in der Fläche  $ac$  stattfinden soll, so muss gleichzeitig diese Reibung überwunden werden. Daher ist zu setzen:

$$27. \quad Tc - mR = K_1 b \beta,$$

wenn  $K_1$  die zulässige Inanspruchnahme für das Abscheeren der Dübel bedeutet. Die Division mit der Gleichung 20 gibt

$$28. \quad \beta = \frac{\mathfrak{R}}{K_1} \delta.$$

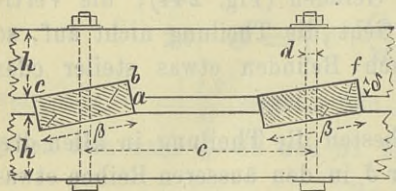
Setzen wir Dübel voraus, deren Fasern die der Balken kreuzen, so können wir  $\frac{\mathfrak{R}}{K_1} = \frac{81}{37} = 2,2$  setzen; alsdann wird

$$29. \quad \beta = 2,2 \delta.$$

Für  $\delta = 0,10h'$  bis  $0,16h'$  würde also  $\beta = 0,22h'$  bis  $0,35h'$ ; man wird indess  $\beta$  nicht wohl unter  $0,5h'$  bis  $0,7h'$  oder unter  $5\delta$  wählen können. Die Entfernung der Balken wählt man etwa  $0,1h'$ .

2. Dübel ohne Anwendung von Zwischenlagen, was bei normalen und geneigten Dübeln (Fig. 245) vorkommt. Hier wird die Reibung auf dem Dübel selbst erzeugt; bei einer Abscheerung des Dübels ist also die Reibung nicht zu überwinden; daher ist zu setzen:

Fig. 245.



$$30. \quad Tc = K_1 b \beta.$$

Setzt man für  $Tc$  den Werth aus 20, so wird  $K_1 b \beta = \mathfrak{R} b d + m R$  oder nach Einsetzung des Werthes von  $R$ :

$$31. \quad \beta = \frac{\mathfrak{R}}{K_1} d + \frac{m \pi f}{4} \frac{K'}{K_1} \frac{d^2}{b} = 2,2 d + 70 m f \frac{d^2}{b}.$$

Für  $d = 0,1b$ ,  $m = 1$ ,  $f = \frac{1}{4}$  wird  $\beta = 2,2 d + 1,75 d$ . Setzt man noch  $\delta = 0,10h'$  bis  $0,16h'$ , also  $h' = 10,0\delta$  bis  $6,3\delta$ ,  $d = 0,1b = 0,075h' = 0,75\delta$  bis  $0,47\delta$ , so wird

$$32. \quad \beta = 2,9 d \text{ bis } 3,5 d,$$

also  $\beta$  etwas grösser als im vorigen Falle. Aber auch hier wird man  $\beta$  nicht kleiner, als etwa  $0,5h'$  bis  $0,7h'$  wählen können.

§. 94. **Kleinste zulässige Entfernung der Dübel.** Damit kein Abscheeren in der Fläche  $bc$  (Fig. 243) erfolge, muss bei normalen Dübeln  $Tc - mR \geq K_2 b (c - \beta)$  und bei geneigten Dübeln  $Tc - mR \geq K_2 bc$  sein, wenn  $K_2$  die zulässige Inanspruchnahme für Abscheeren in Richtung der Längsfasern bedeutet. Die Division mit der Gleichung 20 gibt

$$33. \quad \begin{cases} \text{normale Dübel: } c \geq \beta + \frac{\mathfrak{R}}{K_2} d, \\ \text{geneigte Dübel: } c \geq \frac{\mathfrak{R}}{K_2} d. \end{cases}$$

Setzen wir  $\frac{\mathfrak{R}}{K_2} = \frac{81}{9} = 9$ , so wird

$$34. \quad \begin{cases} \text{normale Dübel: } c \geq \beta + 9d, \\ \text{geneigte Dübel: } c \geq 9d. \end{cases}$$

Sollte sich nach §. 92 die kleinste Entfernung der Dübel kleiner ergeben, als diese zulässige Grenze, was bei normalen und geneigten Dübeln, insbesondere bei kleinen Spannweiten eintreten kann, so kann man  $c$  dadurch grösser erhalten, dass man entweder die Schrauben verstärkt oder vermehrt.

§. 95. **Dübel über den Sattelhölzern.** Dübel sind über dem Sattelholze nur dann nothwendig, wenn man das Sattelholz mit zur

Bildung eines kontinuierlichen Trägers benützt. Die Berechnung derselben kann in folgender Weise erfolgen. Die im Abstände  $v$  von der neutralen Axe wirksame Spannung ist bekanntlich  $\frac{M_1 v}{I}$ ; daher ist die Summe aller im Sattelholze über dem Pfeiler wirkenden Spannungen  $\frac{M_1}{I} \int b v dv$ . Das sich über die ganze Ausdehnung des Sattelholzquerschnittes zu erstreckende Integral ist das statische Moment  $S$  desselben; also ist die Summe  $T_1$  dieser Spannungen

$$T_1 = \frac{M_1 S}{I}.$$

Ist  $n$  die Anzahl der auf jeder Seite des Pfeilers liegenden Dübel,  $m$  die Anzahl der auf einen Dübel kommenden Schrauben, so ist die Kraft, welcher sämtliche Dübel auf jeder Seite zu widerstehen haben,  $T_1 - mnR$ . Auf einen Dübel kommt also die Kraft  $\frac{1}{n} T - mR = \frac{M_1 S}{nI} - mR$ . Hieraus folgt, dass die Resultate des vorigen Paragraphes hier anzuwenden sind, wenn man  $\frac{M_1}{n}$  für  $Qc$  setzt.

Die Formel 21 gibt

$$35. \quad \frac{M_1}{n} = \left( \mathfrak{R} b \delta_1 + \frac{1}{4} m \pi f K' d^2 \right) \frac{h_1}{\mu_1},$$

wenn man die ganze Höhe über dem Pfeiler mit  $h_1$ , die Tiefe der Einschnitte mit  $\delta_1$  bezeichnet. Wenn wir  $\delta_1 = \delta$  setzen, d. h.  $\delta_1$  ebenso gross wählen, als für die übrigen Dübel, so gibt die Division mit der Gleichung 21:

$$36. \quad n = \frac{\mu_1}{\mu} \frac{M_1 h}{Q h_1 c}.$$

Im Mittel ist  $M_1 = 0,12 q \lambda^2$ ,  $Q = 0,6 q \lambda$ , wenn  $\lambda$  die mittlere Spannweite bezeichnet; daher wird annähernd:

$$37. \quad n = 0,2 \frac{\mu_1 h \lambda}{\mu h_1 c}.$$

Setzt man für die Fälle, dass zwei, drei oder vier Balken vorhanden sind, die betreffenden Werthe von  $\frac{\mu_1}{\mu}$  und  $\frac{h}{h_1}$  ein, so findet man in allen Fällen annähernd:

$$38. \quad n = 0,13 \frac{\lambda}{c}.$$

Jedoch ist in jedem speziellen Falle leicht eine genauere Bestimmung nach Formel 36 möglich. Behalten wir die Entfernung  $c$  auch für die Dübel über dem Sattelholze bei, so wird die Länge des Sattelholzes auf jeder Seite des Pfeilers bis zur inneren Kante des letzten

Dübel =  $nc$ , d. i. im Mittel =  $0,126\lambda$ . Gewöhnlich ergibt sich  $n = 2$  bis  $3$ .

§. 96. Anwendung auf verzahnte Träger. Die Gleichungen 21, 22, 23 und 24 des §. 92 lassen sich ohne Weiteres auf verzahnte Träger anwenden, wenn  $c$  die Länge,  $\delta$  die Höhe der Zähne bedeutet. Für Träger mit zwei und drei Balken wird:

Zwei Balken:

$$\mu = 1,50, \quad \mu' = 3,71, \quad h' = 0,556h, \quad C = 2,47, \quad C' = 0,526.$$

Drei Balken:

$$\mu = 1,33, \quad \mu' = 2,74, \quad h' = 0,385h, \quad C = 2,06, \quad C' = 0,631.$$

Nimmt man  $c$  und  $\delta$  als konstant an, so ist für einen einfachen Träger  $M = \frac{1}{8}ql^2$ ,  $Q = \frac{1}{2}ql$  zu setzen. Alsdann wird für Träger mit zwei Balken nach Gleichung 23:

$$39. \quad c = 0,475 \left( \frac{\delta}{h'} + 9,8mf \frac{d^2}{b^2} \right) l.$$

Nehmen wir  $\delta = 0,08h'$  bis  $0,12h'$ ,  $m = \frac{1}{2}$  bis  $1$ ,  $f = 0,25$  bis  $0,50$  und  $d = 0,10b$  bis  $0,12b$ , so wird

$$40. \quad c = 0,044l \text{ bis } 0,091l = \frac{l}{23} \text{ bis } \frac{l}{11},$$

so dass 11 bis 23 Zähne nöthig würden. Bei grösseren Spannweiten erscheint es aber wohl am zweckmässigsten, zwar die Zahnlänge  $c$  als konstant anzunehmen, um die Theilung leicht richtig bewerkstelligen zu können, das  $\delta$  aber veränderlich. Man kann hier mit 11 bis 18 Zähnen auskommen. Nach Formel 24 wird sodann für Träger mit zwei Balken:

$$41. \quad \delta = \left( 0,526 \frac{Q}{M} c - 9,80mf \frac{d^2}{b^2} \right) h'.$$

Für die Grössen  $mf$  und  $\frac{d}{b}$  gilt das im §. 92 Gesagte. Für Träger mit mehr als zwei Balken würden nur statt der Koeffizienten  $0,526$  und  $9,80$  andere zu setzen sein.

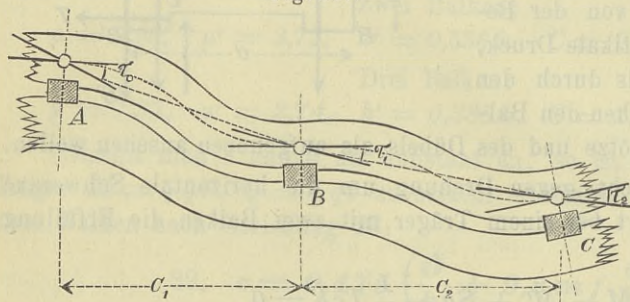
§. 97. Nebenspannungen. Der verdübelte und verzahnte Träger unterscheidet sich vom vollen Träger dadurch, dass bei ersterem die zwischen den einzelnen Balken wirkenden Schubkräfte nur an einzelnen Punkten angreifen, während bei letzterem eine stetige Vertheilung stattfindet. Hierdurch entstehen beim verdübelten und verzahnten Träger gegen den vollen Träger besondere Spannungen, die wir als Nebenspannungen bezeichnen wollen. Zur Bestimmung derselben führen wir in einem Balken neben einem Dübel oder Zahne auf jeder Seite desselben einen Schnitt  $AB$ ,  $A'B'$  (Fig. 246). Auf den zwischen den Schnitten enthaltenen Theil wirken die folgenden Kräfte: 1. Die Nor-



Sind auf beiden Seiten des Dübels oder Zahnes verschiedene Entfernungen  $c_1, c_2$  vorhanden, so wird man etwa  $\frac{1}{2}(c_1 + c_2)$  für  $c$  einführen können.

Durch die Momente  $m, m'$  entstehen Verdrehungen, welche jeden Balken um die stetig gekrümmte Axe bei vollem Balken schlangenförmig gewunden erscheinen lassen (Fig. 247). Wir bezeichnen die Winkel,

Fig. 247.



welche die Tangenten in den auf einander folgenden Dübel- oder Zahnpunkten  $A, B, C$  mit der Axe bei stetiger Krümmung bilden, mit  $\tau_0, \tau_1, \tau_2$ , die Entfernungen  $AB, BC$  mit  $c_1, c_2$  und das Trägheitsmoment des Querschnittes eines Balkens mit  $I$ . Alsdann ist nach

der Theorie der eingespannten Träger für den Punkt  $B$ :

$$43. \quad m = \frac{2EI}{c_1} (2\tau_1 + \tau_0), \quad m' = -\frac{2EI}{c_2} (2\tau_1 + \tau_2),$$

daher nach Gleichung 42:

$$44. \quad 2EI \left( \frac{\tau_0 + 2\tau_1}{c_1} + \frac{2\tau_1 + \tau_2}{c_2} \right) = \frac{3}{16} Q (c_1 + c_2).$$

Für das erste Feld würde  $m = 0, m' = \frac{2EI}{c_1} (2\tau_0 + \tau_1)$ , also

$$44a. \quad -\frac{2EI}{c_1} (2\tau_0 + \tau_1) = \frac{3}{8} Q c_1$$

zu setzen sein. In dieser Weise kann man für die Winkel  $\tau$  so viele Gleichungen aufstellen, als Dübel oder Zähne vorhanden sind. Nach Auflösung dieser Gleichungen sind die Momente  $m$  durch die Gleichungen 43 bestimmt.

Wenn wir als Annäherung  $\frac{\tau_0}{c_1} + \frac{\tau_2}{c_2} = 2\frac{\tau_1}{c}, \frac{\tau_1}{c_1} + \frac{\tau_1}{c_2} = 2\frac{\tau_1}{c}$  setzen, wobei  $c = \frac{1}{2}(c_1 + c_2)$  ist, so gibt die Gleichung 44:  $12EI \frac{c_1}{c} = \frac{3}{8} Q c$ , also

$$45. \quad \tau_1 = \frac{Qc^2}{32EI}.$$

Setzt man in den Gleichungen 43 mit noch geringerer Annäherung  $\tau_0 = \tau_1 = \tau_2$ , so erhält man

$$46. \quad m = -m' = \frac{3}{16} Qc.$$

Bezeichnen wir die durch dieses Moment an dem oberen und unteren Rande jedes Balkens entstehende, dem Vorzeichen nach allerdings verschiedene, spezifische Spannung mit  $N_2$ , so ist  $N_2 = \pm \frac{mh}{4I} = 24 \frac{m}{bh^2}$ , d. i.

$$47. \quad N_2 = \pm \frac{9}{2} \frac{Qc}{bh^2},$$

wobei sich die verschiedenen Vorzeichen sowohl auf den Unterschied zwischen der oberen und unteren Seite jedes Balkens, als auch zwischen der linken und rechten Seite jedes Dübels oder Zahnes beziehen.

Sonach werden die Nebenspannungen um so grösser, je weiter die Entfernung der Dübel ist.

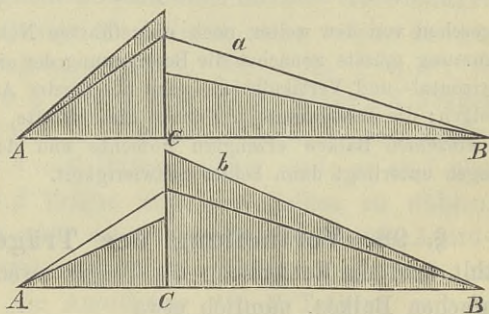
Bei genauerer Bestimmung in der oben angegebenen Weise wird  $N_2$  an den Enden des Trägers etwas grösser, für den letzten Dübel sogar doppelt so gross.

Wir wollen hiernach einen einfachen Balkenträger nach dem Principe der Einflusslinien untersuchen. Wenn eine Einzellast  $G$  im Abstände  $\xi$  von der linken Stütze  $A$  liegt, so ist im Abstände  $x$  von  $A$  auf der linken Seite der Last  $Q = -G \frac{\xi}{l}$ , auf der rechten Seite  $Q = +G \frac{l-\xi}{l}$ . Ferner wird links  $M = +G \frac{x(l-\xi)}{l}$ , rechts  $M = +G \frac{(l-x)\xi}{l}$ . Die spezifische Randspannung  $N_1$  beim vollen Träger wird  $N_1 = \frac{6M}{bh^2}$ . Die gesammte spezifische Randspannung  $N$  beim verdübelten oder verzahnten Träger ist daher  $N = N_1 + N_2$ , d. i.

$$48. \quad \begin{cases} \text{links:} & N = \frac{6G}{lbh^2} \left[ x(l-\xi) \pm \frac{3}{4} \xi c \right], \\ \text{rechts:} & N = \frac{6G}{lbh^2} \left[ (l-x)\xi \mp \frac{3}{4} (l-\xi)c \right]. \end{cases}$$

Hiernach besteht die Einflusslinie für  $N$  aus zwei Geraden (Fig. 248), wobei Fig. 248 *a* für die eine, Fig. 248 *b* für die andere Seite des Dübels oder Zahnes gilt.

Fig. 248.



Die ungünstigste Belastung ist hiernach entweder eine gänzliche Belastung oder eine theilweise, wobei im letzteren Falle die ganze linke oder rechte Seite vom fraglichen Dübel oder Zahne aus belastet sein muss. Der letztere Fall tritt nur für Dübel oder Zähne ein, welche

in der Nähe der Trägerenden liegen. Es genügt indess, nur den ersteren

Fall, also die gänzliche Belastung, in Betracht zu ziehen, da das absolute Maximum der Spannung nur in der Nähe der Mitte eintritt.

Bei gänzlicher Belastung aber wird  $M = \frac{1}{2} q x (l - x)$ ,  $Q = \frac{1}{2} q (l - 2x)$ , daher

$$49. \quad N = \frac{3q}{bh^2} \left[ x(l-x) \pm \frac{3}{4} (l-2x)c \right].$$

Zum Maximum wird  $N$ , wenn wir  $c$  als konstant annehmen, für

$$50. \quad x = \frac{1}{2} l \pm \frac{3}{4} c$$

und zwar ist das Maximum

$$51. \quad \max N = \frac{3q}{16bh^2} (4l^2 + 9c^2).$$

Sonach wird die Beanspruchung des Trägers durch die Nebenspannungen im Verhältnisse von  $1:1 + \left(\frac{3c}{2l}\right)^2$  vergrössert. Die Erhöhung der Beanspruchung beträgt hiernach etwa nur 1 bis 3 Prozent.

Anders liegt die Sache beim kontinuierlichen Träger und kontinuierlichen Gelenkträger, wo die Maxima von  $M$  und  $Q$  an dieselbe Stelle fallen. Setzen wir für eine Mittelstütze durchschnittlich  $\max M = 0,1ql^2$  und den bei derselben Belastung entstehenden Werth von  $Q = 0,6ql$ , so wird  $\max N = \frac{6M}{bh^2} + \frac{9}{2} \frac{Qc}{bh^2}$ , d. i.

$$52. \quad \max N = \frac{0,6ql}{bh^2} (l + 4,5c),$$

so dass hier durch die Nebenspannungen eine Vergrösserung der Beanspruchung im Verhältnisse von  $1:1 + 4,5 \frac{c}{l}$  eintritt. Hiernach könnte die Vergrösserung der Beanspruchung bis zu etwa 30 Prozent und mehr gehen; die genauere Berechnung ergibt allerdings eine etwas geringere, aber immerhin sehr beträchtliche Erhöhung.

Anmerkung. Diese Bestimmung der Nebenspannungen ist deshalb nicht ganz richtig, weil die zu Grunde gelegte Gleichung  $T = \frac{3Q}{2h}$  nicht sehr genau ist, abgesehen von den weiter noch eingeführten Näherungen. Zu einer genaueren Bestimmung müsste zunächst die Bestimmung der an den Dübeln oder Zähnen wirkenden Horizontal- und Vertikalkräfte nach der in der Anmerkung zu §. 91 gezeigten Weise erfolgen; die Bestimmung der durch diese Kräfte, sowie durch die äusseren Kräfte auf die einzelnen Balken erzeugten Momente und der hierdurch hervorgerufenen Spannungen unterliegt dann keiner Schwierigkeit.

**§. 98. Vertheilung der Träger.** Bei Strassenbrücken wählt man die Entfernung der Träger zweckmässig etwas grösser, als bei einfachen Balken, nämlich etwa

1,0 bis 1,3 Meter.

Bei Eisenbahnbrücken sind die in §. 58 besprochenen Anordnungen mit einigen Abweichungen zu treffen. Die Entfernung der Träger ist hier etwas grösser nöthig als dort, damit man zwischen ihnen hinreichend starke Querverstrebungen anbringen kann. Man wird deshalb von dem in §. 58 erhaltenen Resultate für die Entfernung bei den Anordnungen Fig. 115 und Fig. 118, welches durch die Bedingung gefunden wurde, dass der Druck auf alle Träger gleich gross wird, etwas abweichen. Man darf mit der Entfernung der Träger aber auch nicht weiter gehen, als es die ausführbare Dicke der Querschwellen erlaubt. Bei Anwendung von zwei oder vier ausserhalb der Schienen liegenden Trägern kann man mit dem lichten Abstände der Träger bis zu höchstens 2,8 Meter gehen. Bei Anwendung von Trägern, welche zwischen den Schienen liegen, kann man noch viel weiter gehen. Man kann hier recht wohl die Entfernung so gross nehmen, dass man die Geländerpfosten unmittelbar an den Trägern befestigen kann (Fig. 233).

Die Anzahl der Träger ist für zeitweilige Eisenbahnbrücken und für Hauptbahnen ungefähr durch folgende Tabelle bestimmt:

	Anzahl der Balken pro Träger	Anzahl der Träger =	2	3	4	6		
Interimistisch	2	$l =$	2,9—3,3	5,7—6,5	7,6—8,4	8,7—10,0	13,1—14,1	Meter
	3	$l =$	4,9—5,5	9,9—11,2	12,2—13,4	13,7—15,5	16,2—18,9	
	4	$l =$	6,9—7,8	13,9—15,6	16,9—18,7	17,8—21,5	19,2—23,7	

Die kleineren Zahlen entsprechen etwa einfachen, die grösseren kontinuierlichen Trägern.

Hiernach sind bei einer gegebenen Spannweite mehrere Anordnungen möglich; in der Regel wird diejenige die billigste sein, welche die geringste Anzahl von einzelnen Balken erfordert. Ist z. B.  $l = 8^m$ , so kann man bei einfachen Trägern 4 Träger mit je 2 Balken, 3 Träger mit je 2 Balken oder 2 Träger mit je 3 Balken wählen, so dass bezüglich  $4 \cdot 2 = 8$ ,  $3 \cdot 2 = 6$  und  $2 \cdot 3 = 6$  Balken nöthig sind; es sind also 3 Träger mit je 2 Balken oder 3 Träger mit je 3 Balken zu wählen. Bei gleicher Anzahl von Balken wird man am besten diejenige Anordnung wählen, welche die geringste Anzahl von Trägern erfordert, so dass im vorstehenden Beispiele die Anordnung von 2 Trägern mit je 3 Balken als die beste erscheint.

### §. 99. Das Eigengewicht.

1. Strassenbrücken. Unter der Voraussetzung von Trägern mit zwei Balken lässt sich das Eigengewicht  $g'$  der Träger vorläufig ungefähr annehmen:

	Verzahnte Träger	Verdübelte Träger	
Leichte Wagen:.....	$g' = 16l$	$g' = 13l$	} Klgr. pro □ Meter.
Schwere Wagen:.....	$g' = 17l$	$g' = 14l$	
Sehr schwere Wagen:...	$g' = 18l$	$g' = 15l$	

Hierbei ist eine Entfernung der Träger von 1,2 Met. von Mitte zu Mitte vorausgesetzt. Für je 0,1 Met. grössere oder kleinere Entfernung wird  $g'$  um ungefähr 3 Prozent kleiner oder grösser.

2. Eisenbahnbrücken. Ohne Unterschied hinsichtlich der Anzahl der Träger und der Anzahl der Balken in jedem Träger lässt sich das Eigengewicht  $g$  der Träger pro Gleis ungefähr annehmen:

	Verzahnte Träger	Verdübelte Träger	
Hauptbahnen:.....	$g = 72l$	$g = 62l$	} Klgr. pro lauf. Met.
Normalsp. Nebenb.: ....	$g = 67l$	$g = 56l$	
Bahnen mit 1 <sup>m</sup> Spurw.: ..	$g = 59l$	$g = 49l$	
Bahnen m. 0,75 <sup>m</sup> Spurw.: ..	$g = 54l$	$g = 44l$	

Das Gewicht der Querverbindungen und Windverstrebungen ist hierbei noch nicht eingerechnet; dieses Gewicht  $g_1$  ist vorläufig ungefähr anzunehmen zu:

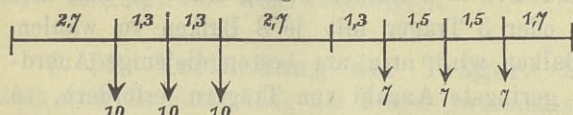
Hauptbahnen:.....	$g_1 = 90 + 8,5l$	} Klgr. pro lauf. Met.
Normalsp. Nebenb.: .....	$g_1 = 90 + 8,5l$	
Bahnen mit 1 <sup>m</sup> Spurw.: .....	$g_1 = 50 + 5,5l$	
Bahnen mit 0,75 <sup>m</sup> Spurw.: ....	$g_1 = 40 + 4,0l$	

§. 100. Beispiel. Zur weiteren Erläuterung möge noch das folgende Beispiel dienen:

Es sei eine provisorische Eisenbahnbrücke mit verdübelten Trägern für eine normalspurige Nebenbahn mit 9 Met. Spannweite (von Mitte zu Mitte der Auflager) zu konstruieren (Fig. 250).

1. Anordnung des Querschnittes. Nach §. 98 sind zu wählen 3 Träger mit je 2 Balken oder 2 Träger mit je 3 Balken; die Anzahl der Balken ist in jedem Falle 6; wir wählen daher die zweite Anordnung, welche weniger Träger erfordert.

Fig. 249.



Die Träger sollen einen Abstand von 2,5<sup>m</sup> von Mitte zu Mitte erhalten.

2. Verkehrsbelastung. Das Belastungssystem sei durch Fig. 249 gegeben. Die Abkürzung der Spannweite durch die Sattelhölzer ergibt sich hier so gering, dass sie vorläufig vernachlässigt werden kann. Nehmen wir die theoretischen

Auflagerpunkte in der Mitte der inneren Jochschwellen an, so wird die Stützweite =  $9 - 0,45 = 8,55$  m. Das Maximalmoment  $M$  wird nach der „Theorie der Brücken“, I. Heft, III. Aufl. (S. 72, Formel 24), da für das Maximum des Momentes nur die Belastung durch die drei Lokomotivachsen anzunehmen ist,

$$M = \frac{1}{4} (10 + 10 + 10) \cdot 8,55 - \frac{1}{2} (10 \cdot 1,3 + 10 \cdot 1,3) = 51,13 \text{ Tonnenmeter.}$$

Die gleichwerthige, gleichmässig vertheilte Last  $p$  ist

$$p = \frac{8 \cdot 51,13}{8,55^2} = 5,59 \text{ Tonnen pro Met.}$$

3. Eigengewicht. Das Eigengewicht  $g$  ist vorläufig anzunehmen, wie folgt:

Hauptträger (§. 99)	= $0,056 \cdot 8,55 =$	. . . . .	0,48	Ton. pro Met.
Querverbindungen u. Windstreben (§. 99)	= $0,090 + 0,0085 \cdot 8,55 =$	0,16	" " "	
Bahn (Schienen, Querschwellen, Bohlen, §. 47)		0,50	" " "	
Geländer (§. 52)		0,10	" " "	

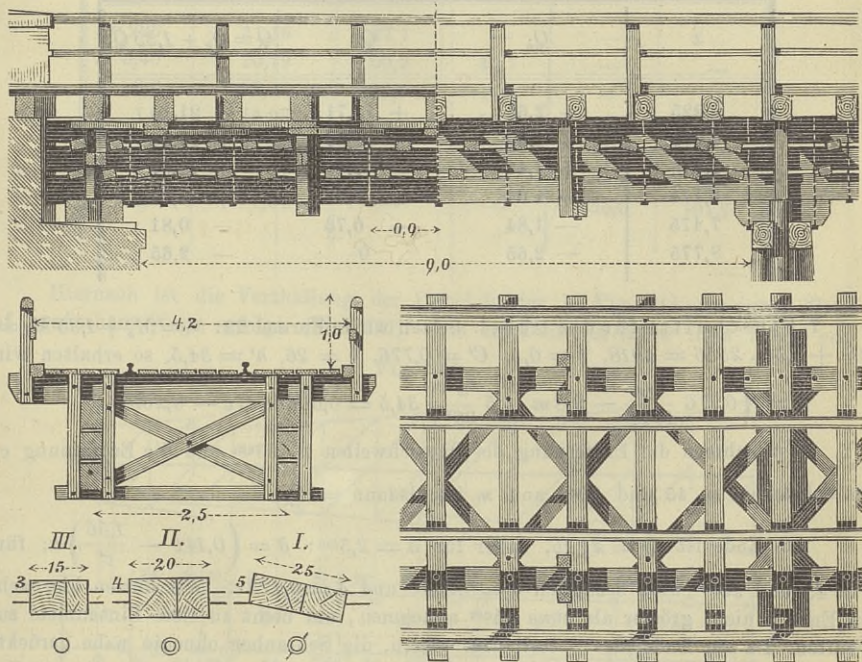
Summe  $g = 1,24$  Ton. pro Met.

4. Stärke der Balken. Die Maximalmomente  $M_0$  und  $M_1$  für das Eigengewicht und die Verkehrsbelastung pro Träger sind:

$$M_0 = \frac{1}{8} \frac{1,24}{2} 8,55^2 = 5,67, \quad M_1 = \frac{51,13}{2} = 25,56 \text{ Tonnenmet.}$$

Die Inanspruchnahme für ruhende Belastung wählen wir unter der Voraussetzung von Nadelholz, wenn wir die in §. 19 angegebenen Zahlen der unvollkommenen Wirkung der Dübel und der Nebenspannungen halber um 15 Prozent ver-

Fig. 250.



$\frac{1}{100}$  nat. Gr. (Dübel  $\frac{1}{20}$  nat. Gr.)

mindern, zu  $0,85 \cdot 105 = 90$  Klgr. pro  $\square$  cm =  $0,09$  Ton. pro  $\square$  cm. Die Höhe  $h$  der Träger wird daher nach Formel 6, wenn wir das  $m$  in §. 19 zu  $0,35$  annehmen,

$$h = 3,11 \sqrt[3]{\frac{567 + 1,35 \cdot 2556}{0,09}} = 110,3 \text{ cm.}$$

Die Höhe  $h'$  und Breite  $b$  eines einzelnen Balkens wird nun  $h' = 0,313 h = 34,5 \text{ cm}$ ,  $b = \frac{3}{4} h' = 26 \text{ cm}$ . Den Zwischenraum zwischen den Balken wählen wir  $0,1 h' = 3,5 \text{ cm}$ , so dass die Gesamthöhe  $h = 3 \cdot 34,5 + 2 \cdot 3,5 = 110,5 \text{ cm}$  wird.

5. Sattelhölzer. Nehmen wir dieselbe Stärke auch für die Sattelhölzer der Mittelpfeiler an, so wird die Länge  $a$  derselben auf jeder Seite des Pfeilers nach Formel 14 (S. 156):

$$a = \frac{8,55}{4 \left( \frac{109^2}{34^2} + \frac{1,24}{6,83} \right)} = 0,23 \text{ m.}$$

Nehmen wir an, dass der Auflagepunkt des Balkens auf dem Sattelholze um  $0,15 \text{ m}$  vom eigentlichen Ende absteht, so wird die wirkliche Länge des Sattelholzes  $= 0,45 + 2 \cdot 0,23 + 2 \cdot 0,15 = 1,20 \text{ Met}$ . Die Abkürzung  $a'$  der Spannweite auf jeder Seite ist

$$a' = \frac{1,22}{6,81} (0,45 + 0,23) = 0,12 \text{ m.}$$

6. Transversalkräfte. Die Maximaltransversalkraft  $Q_0$  und  $Q_1$  für das Eigengewicht und die Verkehrsbelastung ergeben sich pro Träger in den Abständen  $x$  von der Pfeilermite, welche den Brechpunkten oder Ecken in der grafischen Darstellung entsprechen, folgendermassen:

$x$	$Q_0$	$Q_1$	$Q = Q_0 + 1,35 Q_1$
0,225	+ 2,65	+ 13,71	+ 21,16
0,675	+ 2,30	+ 12,53	+ 19,22
2,175	+ 1,41	+ 9,30	+ 13,97
6,175	- 1,04	+ 2,28	+ 2,04
7,475	- 1,84	+ 0,76	- 0,81
8,775	- 2,65	0	- 2,65

7. Einschnitte für die Dübel. Setzen wir in Formel 23:  $M = M_0 + 1,35 M_1 = 567 + 1,35 \cdot 2556 = 4018$ ,  $f = 0,5$ ,  $C' = 0,776$ ,  $b = 26$ ,  $h' = 34,5$ , so erhalten wir

$$\delta = \left( 0,776 \frac{Qc}{4018} - 9,8 \text{ m} \cdot 0,5 \frac{d^2}{26^2} \right) 34,5 = 0,00666 Qc - 0,250 \text{ m} d^2.$$

Wir nehmen die Entfernung der Querschwellen zu  $90 \text{ cm}$  und die Entfernung  $c$  der Schrauben zu  $45$  und  $90 \text{ cm}$  an;  $m$  ist alsdann  $= \frac{c}{c'}$ .

Am Ende ist  $Q = 21,16$ , daher für  $d = 2,5 \text{ cm}$ :  $\delta = \left( 0,141 - \frac{1,56}{c'} \right) c$ ; für  $c' = 45$  und  $90 \text{ cm}$  wird bezüglich  $\delta = 0,104 c$  und  $\delta = 0,122 c$ . Wir dürfen hiernach am Ende  $c$  nicht grösser als etwa  $45 \text{ cm}$  annehmen, um nicht zu tiefe Einschnitte zu erhalten. Da am Ende, des Sattelholzes wegen, die Schrauben ohnehin nahe gerückt werden müssen, wollen wir am Ende  $c' = 45$ , im Uebrigen  $c' = 90$  annehmen. In der Mitte wird  $Q = 10,43$ , daher für  $d = 2,5 \text{ cm}$ ,  $c' = 90 \text{ cm}$ :  $\delta = 0,031 c$  und für  $d = 2,0 \text{ cm}$ ,  $c' = 90 \text{ cm}$ :  $\delta = 0,038 c$ . Um der möglichst geringen Schwächung der Balken halber  $\delta$  nicht grösser als etwa  $3 \text{ cm}$  zu erhalten, müssen wir  $d = 2,5 \text{ cm}$  und  $c$  nicht grösser als etwa  $90 \text{ cm}$  annehmen. Die Breite  $\beta$  der Dübel soll nach §. 93 zu

5 $\delta$  angenommen werden. Die zulässige kleinste Entfernung der Dübel ergibt sich nach Formel 34, wenn wir an den Enden geneigte Dübel anordnen, zu 9 $\delta$ , d. i. nahezu gleich der wirklich anzuwendenden kleinsten Entfernung von 45cm, so dass diese Entfernung als zulässig erscheint. Hiernach wollen wir nun drei Gattungen von Dübeln annehmen, nämlich I. geneigte Dübel mit  $\delta = 5$ ,  $\beta = 25$ ,  $\gamma = 5 + 3,5 = 8,5$ ; II. normale Dübel mit  $\delta = 4$ ,  $\beta = 20$ ,  $\gamma = 2.4 + 3,5 = 11,5$  und III. normale Dübel mit  $\delta = 3$ ,  $\beta = 15$ ,  $\gamma = 2.3 + 3,5 = 9,5$ . Bei durchgehends 2,5cm dicken Schrauben ergibt sich für diese Dübel:

$$\text{I. } \begin{cases} \delta = 5, & c' = 45, & c = \frac{5}{0,00666 Q - 0,0348}, \\ \delta = 5, & c' = 90, & c = \frac{5}{0,00666 Q - 0,0174}, \end{cases}$$

$$\text{II. } \delta = 4, \quad c' = 90, \quad c = \frac{4}{0,00666 Q - 0,0174},$$

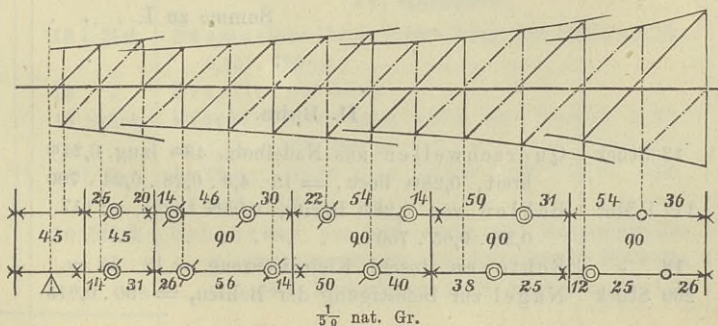
$$\text{III. } \delta = 3, \quad c' = 90, \quad c = \frac{3}{0,00666 Q - 0,0174},$$

Nach diesen Formeln ergeben sich die folgenden Zahlen:

x =	Q	c			
		$\delta = 5$		$\delta = 4$	$\delta = 3$
		$c' = 45$	$c' = 90$	$c' = 90$	$c' = 90$
0,225	21,16	47,1	—	—	—
0,45	20,19	50,2	42,7	—	—
0,9	18,43	56,9	47,4	—	—
1,8	15,28	—	59,2	47,3	—
2,7	12,40	—	76,6	61,3	46,0
3,6	9,72	—	—	84,4	63,3
4,5	7,04	—	—	135,6	101,7

Hiernach ist die Vertheilung der Dübel in der in Fig. 244 gezeigten Weise auf grafischem Wege erfolgt (Fig. 251). Um die Dübel in einen ihrer Breite ent-

Fig. 251.



8. Querschwellen. Der Horizontalabstand der Schienen von den inneren Kanten der Träger ergibt sich zu  $\frac{1}{2}(250 - 26 - 150) = 27\text{cm}$ . Setzen wir daher in Formel 1 (S. 79)  $a = 37 + 7 = 44\text{cm}$ ,  $K = 75$  Klgr. pro  $\square\text{cm}$ ,  $b = 24\text{cm}$ , so wird die Höhe  $h$  der Schwellen:

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 5 \cdot 44}{0,075 \cdot 24}} = 28\text{cm}.$$

9. Gewichtsberechnung. Das Gesamtgewicht einer Oeffnung von 9 Met. Länge ergibt sich nun wie folgt:

Nr.	Menge	Bezeichnung	Gewicht
<b>I. Träger.</b>			Klgr.
1	6 Stück	Balken aus Nadelholz, jeder 9m lang, 0,345m hoch, 0,26m breit, = $6 \cdot 9 \cdot 0,345 \cdot 0,26 \cdot 700 = 3391$ , Davon gehen ab für Einschnitte 162, verbleibt	3229
2	2 "	Sattelhölzer, jedes 1,2m lang, 0,345m hoch, 0,26m breit, = $2 \cdot 1,2 \cdot 0,345 \cdot 0,26 \cdot 700 = . .$	151
3	32 "	Dübel von Eichenholz, 0,25m breit, 0,085m hoch, 0,30m lang, = $32 \cdot 0,25 \cdot 0,085 \cdot 0,3 \cdot 900 = . .$	97
4	16 "	Dübel desgl., 0,20m breit, 0,115m hoch, 0,3m lang, = $16 \cdot 0,2 \cdot 0,115 \cdot 0,3 \cdot 900 = . . . . .$	96
5	8 "	Dübel desgl., 0,15m breit, 0,095m hoch, 0,3m lang, = $8 \cdot 0,15 \cdot 0,095 \cdot 0,3 \cdot 900 = . . . . .$	51
6	48 "	Futterbretter von Nadelholz, 0,035m dick, 0,12m breit, 0,25m lang, = $48 \cdot 0,12 \cdot 0,25 \cdot 0,035 \cdot 700 . . . . .$	35
7	2 "	Schrauben von 185cm Bolzenlänge, 2,5cm Dicke = $2 \cdot 7,86 . . . . .$	16
8	12 "	Schrauben von 151cm Bolzenlänge, 2,5cm Dicke, = $12 \cdot 6,55 . . . . .$	79
9	10 "	Schrauben von 117cm Bolzenlänge, 2,5cm Dicke, = $10 \cdot 5,25 = . . . . .$	53
Summe zu I. . . . .			3807
<b>II. Bahn.</b>			
10	13 Stück	Querschwellen aus Nadelholz, 48m lang, 0,24m breit, 0,28m hoch, = $13 \cdot 48 \cdot 0,28 \cdot 0,24 \cdot 700$	2935
11	117 l. Met.	Bohlen von 0,28m Breite, 0,05m Dicke, = $117 \cdot 0,28 \cdot 0,05 \cdot 700 . . . . .$	1147
12	18 "	Schienen einschl. Kleineisenzeug = $18 \cdot 33 = .$	594
13	260 Stück	Nägels zur Befestigung der Bohlen, = $260 \cdot 0,015$	4
Summe zu II. . . . .			4680

Nr.	Menge	Bezeichnung	Gewicht
<b>III. Quer- und Windverstrebung.</b>			Klgr.
14	2 Stück	Unterzüge, 3,45 <sup>m</sup> lang, 0,18 <sup>m</sup> im □ stark, = 2 · 3,45 · 0,18 <sup>2</sup> · 700 = . . . . .	157
15	8 "	Vertikalpfosten, 1,56 <sup>m</sup> lang, 0,18 <sup>m</sup> breit, 0,15 <sup>m</sup> dick, = 8 · 1,56 · 0,18 · 0,15 · 700 = . . . . .	236
16	4 "	Vertikalpfosten, 1,85 <sup>m</sup> lang, 0,18 <sup>m</sup> breit, 0,15 <sup>m</sup> dick, = 4 · 1,85 · 0,18 · 0,15 · 700 = . . . . .	140
17	4 "	Streben, 2,38 <sup>m</sup> lang, 0,18 <sup>m</sup> im □ stark, = 4 · 2,38 · 0,18 <sup>2</sup> · 700 = . . . . .	216
18	2 "	Streben, 2,54 <sup>m</sup> lang, 0,18 <sup>m</sup> im □ stark, = 2 · 2,54 · 0,18 <sup>2</sup> · 700 . . . . .	115
19	10 "	Windstreben, 2,75 <sup>m</sup> lang, 0,20 <sup>m</sup> breit, 0,10 <sup>m</sup> dick, 10 · 2,75 · 0,20 · 0,10 · 700 = . . . . .	385
20	6 "	Schrauben zur Verbindung der Vertikalen über den Stützen mit den Trägern, mit 60 <sup>cm</sup> Bolzen- länge, 1,8 <sup>cm</sup> Dicke, = 6 · 1,55 = . . . . .	9
21	15 "	Schrauben zur Verbindung der Windstreben mit den Schwellen, mit 53 <sup>cm</sup> Bolzenlänge, 1,8 <sup>cm</sup> Dicke, = 15 · 1,25 = . . . . .	19
22	12 "	Schrauben zur Verbindung der Vertikalen mit den Schwellen, mit 46 <sup>cm</sup> Bolzenlänge, 1,8 <sup>cm</sup> Dicke, = 12 · 1,27 . . . . .	15
23	24 "	Schrauben zur Verbindung der Vertikalen mit den Unterzügen und der Streben mit den Ver- tikalen, mit 40 <sup>cm</sup> Bolzenlänge, 1,8 <sup>cm</sup> Dicke, = 24 · 1,15 = . . . . .	28
24	3 "	Schrauben zur Verbindung der Streben unter sich, mit 22 <sup>cm</sup> Bolzenlänge, 1,8 <sup>cm</sup> Dicke, = 3 · 0,63 = . . . . .	2
Summe zu III. . . . .			1322
<b>IV. Geländer.</b>			
25	18 l. Met.	Saumschwellen, 0,15 <sup>m</sup> hoch und breit, = 18 · 0,15 <sup>2</sup> · 700 = . . . . .	284
26	18 "	Brustlehne, desgl. . . . .	284
27	10 Stück	Pfosten, 1,14 <sup>m</sup> lang, 0,15 <sup>m</sup> im □ stark, = 10 · 1,14 · 0,15 <sup>2</sup> · 700 = . . . . .	180
28	18 l. Met.	Latten, 0,06 <sup>m</sup> hoch, 0,03 <sup>m</sup> dick, = 18 · 0,06 · 0,03 · 700 = . . . . .	23
29	10 Stück	Schrauben zur Verbindung der Saumschwellen mit den Querschwellen bei jeder zweiten Schwelle, mit 48 <sup>cm</sup> Bolzenlänge, 1,6 <sup>cm</sup> Dicke, = 10 · 1,02	10
			781

Nr.	Menge	Bezeichnung	Gewicht
		Uebertrag zu IV. . . . .	781
30	10 Stück	Schrauben zur Verbindung der Pfosten mit den Querschwellen, mit 43 <sup>cm</sup> Bolzenlänge, 1,6 <sup>cm</sup> Dicke, = 10 . 0,95 = . . . . .	10
31	10 "	Schrauben zur Verbindung der Pfosten mit den Saumschwellen, mit 34 <sup>cm</sup> Bolzenlänge, 1,6 <sup>cm</sup> Dicke, = 20 . 0,80 = . . . . .	8
32	10 "	Schrauben zur Befestigung der Brustlehne auf den Pfosten, mit 17 <sup>cm</sup> Bolzenlänge, 1,2 <sup>cm</sup> Dicke. = 10 . 0,20 = . . . . .	2
		Summe zu IV. . . . .	801

### Zusammenstellung.

Theil	Benennung	Gewicht	
		im Ganzen	pro lauf. Met.
I.	Träger . . . . .	3807	423
II.	Bahn . . . . .	4680	520
III.	Quer- und Windverstrebung . . . . .	1322	147
IV.	Geländer . . . . .	801	89
	Summe . . . . .	10610	1179

10. Nochmalige Berechnung der Träger. In der Formel 5 (S. 154) ist jetzt genau zu setzen:  $h = 3h' + 7^{cm} = 3h' + 0,206 h' = 3,206 h'$ ,  $h' = 0,312 h$ ,  $b = \frac{26}{110,5} h = 0,235 h$ ,  $h_1 = 9,5^{cm} = 0,086 h$ ,  $d = \frac{26}{8} b = 0,096 b$ . Hierdurch erhält man

$$h = 3,107 \sqrt[3]{\frac{M_0 + 1,35 M_1}{K}}$$

Das Eigengewicht ist jetzt 1,18 Ton. pro Met., die Stützweite =  $8,55 - 0,12 = 8,43$ . Daher wird  $M_0 = \frac{1}{8} \frac{1,18}{2} 8,43^2 = 5,25$  Tonnenmet.,  $M_1 = \frac{1}{2} [\frac{1}{2} (10 + 10 + 10) 8,43 - \frac{1}{2} (10 \cdot 1,3 + 10 \cdot 1,3)] = 25,11$  Tonnenmet. Daher wird

$$h = 3,107 \sqrt[3]{\frac{5,24 + 1,35 \cdot 25,11}{0,09}} = 109,3.$$

Es wird nun  $h' = 0,312 h = 34,1^{cm}$ . Wir können daher die oben festgestellte Höhe von 34<sup>cm</sup> beibehalten. Ebenso erscheint auch eine Neuberechnung der Dübel nicht nöthig.

## X. Kapitel.

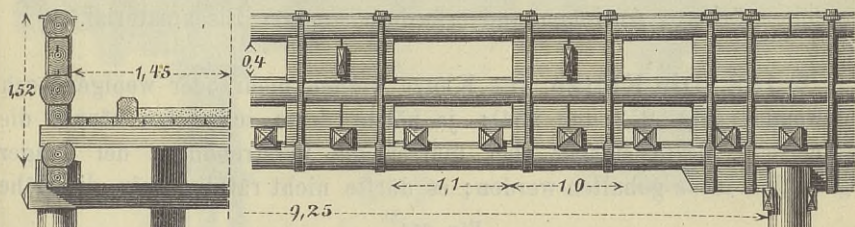
## Klötzelholz-Brücken.

§. 101. **Konstruktion der Träger.** Die Träger der sogenannten Klötzelholz-Brücken, Peutelholz-Brücken, österreichischen Balken- oder Knüppel-Brücken bestehen aus zwei oder drei Balken, welche durch Klötze von einander getrennt sind. Sie haben besonders in Oesterreich bei Strassenbrücken Anwendung gefunden; hier werden die Balken meist entweder ganz rund gelassen oder stark baumkantig beschlagen, daher vielleicht der Name Knüppelbrücken.

Wir geben für die Gesamtanordnung die folgenden Beispiele:

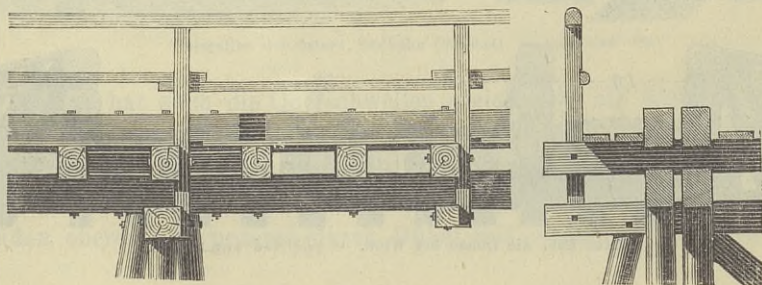
1. Fig. 252. Strassenbrücke bei Biedenkopf im Grossherzogthume Hessen mit Oeffnungen von  $9,3^m$  Spannweite und einer Bahn von nur  $2,9^m$  Breite.

Fig. 252.

Brücke bei Biedenkopf im Grossherzogthume Hessen (Werner). —  $\frac{1}{10}$  nat. Gr.

2. Fig. 254. Strassenbrücke über die Donau bei Wien mit Oeffnungen von  $15,8^m$  Spannweite, einer Fahrbahn von  $5,7$  und einem Fusswege von  $1,9^m$  Breite.

Fig. 253.

Normalien der österr. Südbahn (Pressel). —  $\frac{1}{15}$  nat. Gr.

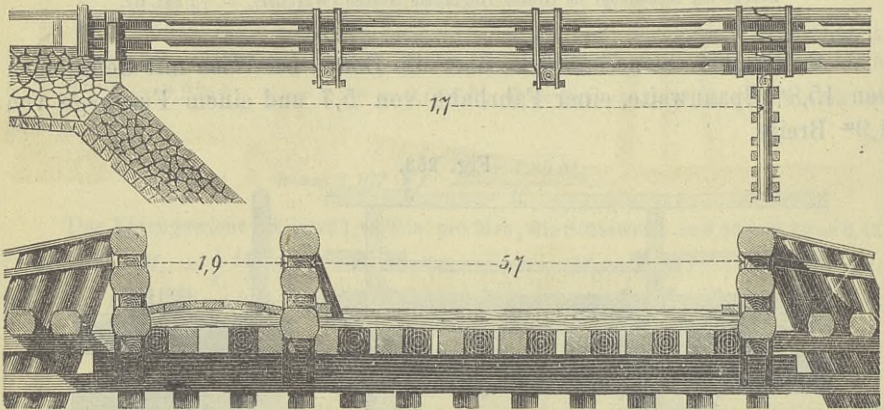
3. Fig. 253. Eisenbahnbrücke nach den Normalien der österreichischen Südbahn mit Trägern aus zwei Balken.

4. Fig. 255. Eisenbahnbrücke nach den Normalien der österreichischen Südbahn mit Trägern aus vier Balken, von denen je zwei durch Dübel gekuppelt sind.

§. 102. **Verbindung der Balken.** Die Balken werden entweder durch Schrauben oder Bänder mit einander verbunden. Bei den österreichischen Klötzelholz-Brücken sind stets Bänder verwendet, die oben über den Träger gelegt sind und unten in Schrauben übergehen, deren Muttern sich gegen einen schmiedeeisernen Steg (Fig. 254) legen. Eine sehr sichere Verbindung wird hierdurch nicht erreicht (vergl. §. 27). Statt der Schrauben wendet man wohl auch einen durch Bänder gesteckten Eisenkeil an. In Fig. 256 liegen die Muttern nicht unten, sondern oben, wodurch das Anziehen erleichtert wird und statt des schmiedeeisernen Steges ist ein gusseiserner Sattel angewendet. Schrauben, welche durch die Balken hindurch gehen, haben allerdings den Nachtheil, dass die Feuchtigkeit leichter in das Innere der Balken gelangt, der sich jedoch durch eine Abdeckung des oberen Balkens vermeiden lässt (wenn man nicht eine vollständige Verkleidung vorzieht [vergl. §. 85]); sie gestatten aber ein stärkeres Anziehen und erfordern weniger Eisenmaterial.

§. 103. **Die Klötze.** Die Klötze werden mehr oder weniger hoch angewendet (Fig. 252 und 254); je höher, desto schwächer können die Balken sein, desto stärker aber müssen die Verstrebungen der Träger gegen Umkanten gehalten werden; es dürfte nicht rätlich sein, die Höhe

Fig. 254.

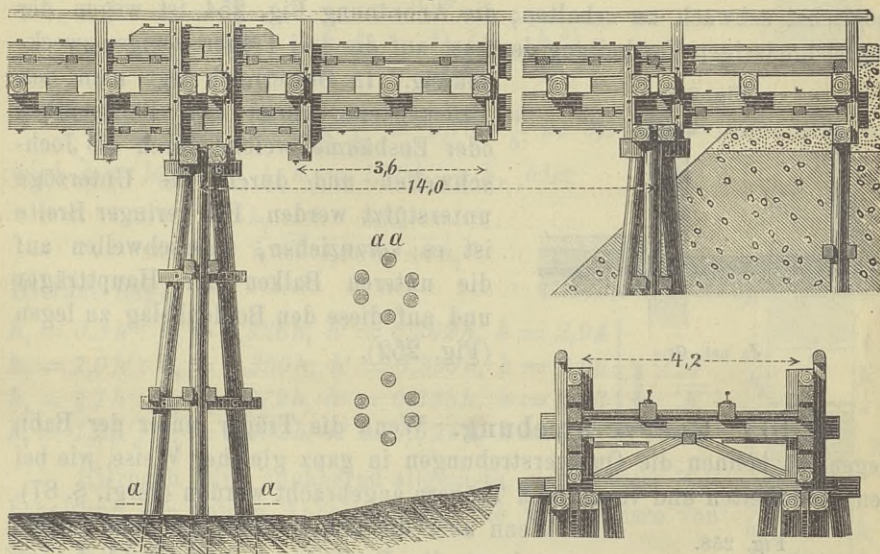
Brücke über die Donau bei Wien. —  $\frac{1}{200}$  und  $\frac{1}{100}$  nat. Gr.

der Klötze grösser, als die 1- bis 1,2fache Balkenhöhe zu wählen. Die Klötze werden, um ein gegenseitiges Verschieben der Balken zu verhindern, etwas in die Balken eingelassen. Bei den Strassenbrücken in Oesterreich wendet man meist viel zu wenig Klötze an, die man oft nicht einmal

einlässt; die viel zu geringe Reibung, welche durch das Anziehen der Schrauben erzeugt wird, genügt aber durchaus nicht. Die verbundenen Balken wirken hier kaum wie ein Ganzes, vielmehr wie einzelne Balken, so dass z. B. ein aus drei Balken bestehender Träger nicht viel mehr Tragfähigkeit besitzt, als die dreifache Tragfähigkeit eines einzelnen Balkens. Jedenfalls bilden diese soeben erwähnten Brücken ausserordentlich mangelhafte Konstruktionen, wenn sie auch den Vorzug einer ungemein einfachen Herstellung besitzen.

Sollen die Klötze ihren Zweck möglichst vollkommen erfüllen, so müssen sie natürlich ganz genau in die Einschnitte passen, was allerdings schwierig zu erreichen ist, so dass diese Brücken weniger vollkommen sind, als die mit verdübelten Trägern. In Fig. 252 wird ein vollkommener Schluss dadurch zu erreichen gesucht, dass die Klötze aus zwei Theilen bestehen, welche durch Keile auseinander getrieben werden.

Fig. 255.

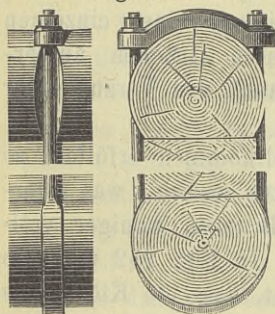
Normalien der österr. Südbahn (Pressel). —  $\frac{1}{50}$  nat. Gr.

Man hat auch die Querschwellen gleichzeitig als Klötze verwendet, indem dieselben in die Balken eingelassen sind (Fig. 253 und 255). Bei den Normalien der österr. Südbahn sind entweder zwei Balken (Fig. 253) oder vier Balken (Fig. 255) angewendet; im letzteren Falle sind die beiden oberen und unteren durch Dübel mit einander verbunden.

**§. 104. Die Bahn.** Wenn unter der Bahn bis zum Oberwasserspiegel eine genügende Höhe vorhanden ist, so legt man die Träger am besten unter die Bahn, bei Strassenbrücken in Abständen von etwa 1,5 bis 2,5<sup>m</sup>, weil sich alsdann die Träger am besten verstreben lassen.

Jedoch finden diese Brücken meist nur Anwendung, wenn unter der Bahn bis zum Hochwasser nur eine geringe Höhe vorhanden ist, so dass die Träger über die Bahn gelegt werden müssen. Vielfach sind sie auch dort über die Bahn gelegt, wo sie recht wohl hätten darunter gelegt werden können, wahrscheinlich, um die Träger gleichzeitig als Geländer benutzen zu können.

Fig. 256.

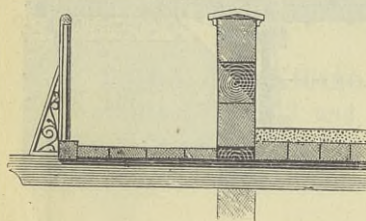


Brücke bei Biedenkopf (zu Fig. 252).  
—  $\frac{1}{5}$  nat. Gr.

In diesem Falle ordnet man bei schmalen Brücken zwei Träger an, zwischen denen die Fahrbahn und die Fusswege liegen (Fig. 252). Bei grosser Breite der Fahrbahn trennt man dieselbe wohl auch durch einen Träger in zwei Theile. Die Fusswege legt man bei grosser Breite am besten ausserhalb der Träger an (Fig. 257), um die Querträger

möglichst schwach zu erhalten; die Anordnung Fig. 254 ist wegen der ungleichmässigen Vertheilung der Last auf die drei Träger weniger zweckmässig. In Oesterreich legt man den Brückenbelag meist auf Längsbalken oder Ensbäume, welche durch die Jochschwelle und durch die Unterzüge unterstützt werden. Bei geringer Breite ist es vorzuziehen, Querschwelle auf die unteren Balken der Hauptträger und auf diese den Bohlenbelag zu legen (Fig. 252).

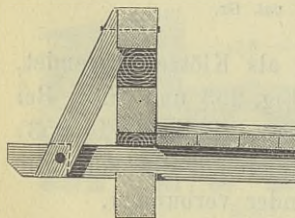
Fig. 257.



$\frac{1}{50}$  nat. Gr.

**§. 105. Querverstrebung.** Wenn die Träger unter der Bahn liegen, so können die Querverstrebungen in ganz gleicher Weise, wie bei den verdübelten und verzahnten Trägern angebracht werden (vergl. §. 87).

Fig. 258.



$\frac{1}{5}$  nat. Gr.

Wenn aber die Träger über der Bahn liegen, so kann die Festhaltung hauptsächlich nur über den Pfeilern stattfinden. Man lässt gewöhnlich an den Mitteljochen die sogenannten Strebepfähle oder Eispfähle, von denen gewöhnlich mehrere über einander liegen, über die Jochschwelle hinausragen und befestigt an denselben die Träger (Fig. 254). An den Endpfeilern kann man die Träger an eingerammten Pfählen befestigen oder durch

Streben stützen, welche mit dem Endjoch verbunden werden. Bei Anordnung von Querschwelle kann man auch einzelne Schwelle über die Träger hinaus verlängern und auf die Köpfe Fussbögen stemmen, welche

mit den Trägern verbunden werden, ähnlich wie bei den gewöhnlichen Geländern (Fig. 258).

§. 106. **Stärken der Balken.** Wir bezeichnen mit  $h$  die Gesamthöhe, mit  $h_1$  die Höhe der Klötze, mit  $b, h'$  die Breite und Höhe der einzelnen Balken, mit  $d$  die Dicke der Schraubenlöcher, falls solche vorhanden sind und mit  $\delta$  die Tiefe der Einschnitte in den Balken.

a) Träger mit zwei Balken (Fig. 259). Hier ist das Trägheitsmoment des Querschnittes

$$I = \frac{1}{12} (b - d) [h^3 - h_1^3] = \frac{1}{12} \frac{b}{h} \left(1 - \frac{d}{b}\right) \left[1 - \left(\frac{h_1}{h}\right)^3\right].$$

Daher wird nach der Gleichung  $KI = \frac{1}{2} Mh$ :

$$1. \quad h = \sqrt[3]{\frac{6M}{K \frac{b}{h} \left(1 - \frac{d}{b}\right) \left(1 - \frac{h_1^3}{h^3}\right)}}.$$

Wenn man vorläufig  $\frac{b}{h'} = 0,75$ ,  $\frac{d}{b} = 0,1$ ,  $\frac{\delta}{h'} = 0,07$  setzt, so wird  $h = h' - 2\delta + h_1 = 1,86h' + h$ , oder

$$\frac{h_1}{h} = \frac{h_1}{1,86h' + h_1}.$$

Hieraus folgt:

$$\left. \begin{aligned} h_1 &= 0,9h': h_1 = 0,326h, h' = 0,362h, h = 2,94 \\ h_1 &= 1,0h': h_1 = 0,350h, h' = 0,350h, h = 2,96 \\ h_1 &= 1,1h': h_1 = 0,372h, h' = 0,338h, h = 3,03 \\ h_1 &= 1,2h': h_1 = 0,392h, h' = 0,327h, h = 3,07 \end{aligned} \right\} \sqrt[3]{\frac{M}{K}}.$$

Hiernach wird annähernd allgemein, indess unter Beibehaltung der obigen Annahmen für die Verhältnisse von  $b, d, \delta$  zu  $h', b$ :

$$2. \quad h = 3,0 \sqrt[3]{\frac{M}{K}}.$$

b) Träger mit drei Balken (Fig. 260). Hier wird

$$I = \frac{1}{12} (b - d) \left[ h^3 - \left( \frac{h + 4h_1}{3h} \right)^3 + \left( \frac{h - 2h_1}{3} \right)^3 \right].$$

Demnach wird

$$3. \quad h = \sqrt[3]{\frac{6M}{K \frac{b}{h} \left(1 - \frac{d}{b}\right) \left[1 - \left(\frac{h + 4h_1}{3h}\right)^3 + \left(\frac{h - 2h_1}{3}\right)^3\right]}}.$$

Fig. 259.

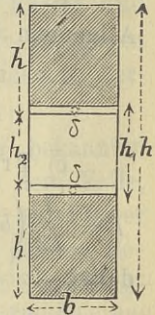
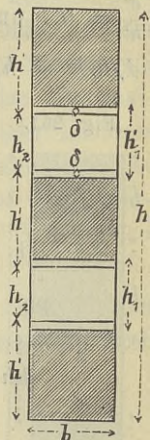


Fig. 260.





Die Querschnittsflächen, d. i. bezüglich  $2bh'$ ,  $3bh'$ ,  $4bh'$ , verhalten sich in den angegebenen drei Fällen im Mittel wie  $547:296:295$  oder nahezu wie  $13:7:7$ , so dass bei Anwendung von drei und vier Balken fast gleich viel Material nöthig ist; auch die Höhe  $h$  wird fast dieselbe.

Bei Anwendung der in §. 19 aufgestellten Regeln für die zulässige Inanspruchnahme ist entsprechend dem §. 61  $K_1$  für  $K$  und  $M_0 + (1 + m)M_1$  für  $M$  zu setzen.

Mit Rücksicht auf die unvollkommene Wirksamkeit der Klötze und die entstehenden Nebenspannungen (vergl. §. 110) wird man  $K_1$  gegen den nach §. 19 zu bestimmenden Werth um etwa 18 Prozent zu vermindern haben.

Die Bestimmung des Maximalmomentes erfolgt nach bekannten Regeln mit Rücksicht auf das in §. 62 Gesagte. Nur in dem Falle, wo die Brückendecke auf Zwischenbalken ruht, die durch die Pfeiler und ausserdem durch Unterzüge unterstützt sind, ist eine genaue Bestimmung der von den Hauptträgern aufzunehmenden Last mit Schwierigkeiten verbunden. Die Zwischenbalken sind hier nach der Theorie der kontinuierlichen Träger mit gesenkten Mittelstützen zu behandeln; die Senkung der Mittelstützen aber ist von der Stärke der Unterzüge und dem von den Zwischenbalken auf dieselben ausgeübten Drucke abhängig. Der geringeren Wichtigkeit für die Jetztzeit halber verzichten wir indess auf ein näheres Eingehen. Annähernd wird man annehmen können, dass ein Unterzug die Hälfte der Last der neben ihm liegenden Felder zu übertragen habe. Bei drei gleichen Theilen wäre bei der Spannweite  $l$  der von einem Unterzuge übertragene Druck  $\frac{1}{3}ql$ , also das Maximalmoment  $M = \frac{1}{3}ql \cdot \frac{1}{3}l = \frac{1}{9}ql^2$ , während bei gleichmässiger Lastvertheilung  $M = \frac{1}{8}ql^2$  würde. Die Zwischenbalken wird man annähernd so berechnen können, als wenn sie frei (als einfache Träger) auf den Unterzügen und Pfeilern auflägen.

**§. 107. Horizontale Schubkraft.** Die zwischen zwei Balken wirkende horizontale Schubkraft pro Längeneinheit des Trägers ist nach Formel 16, Seite 157

$$7. \quad T = \frac{QS}{I}.$$

Die Werthe für  $S$  und  $I$  in den einzelnen Fällen sind:

Zwei Balken:

$$8. \quad \begin{cases} S = \frac{1}{8} b (h - h_2) (h + h_2), \\ I = \frac{1}{12} b (h^3 - h_2^3); \end{cases}$$

Drei Balken:

$$9. \quad \begin{cases} S = \frac{1}{12} b (h - 2h_2) (h + h_2); \\ I = \frac{1}{12} b \left[ h^3 - \left( \frac{h + 4h_2}{3} \right)^3 + \left( \frac{h - 2h_2}{3} \right)^3 \right]; \end{cases}$$

Vier Balken:

$$10. \quad \begin{cases} S' = \frac{1}{32} b (h - h_2 - 2h'_2) (3h + h_2 + 2h'_2), \\ S = \frac{1}{8} b (h - h_1 - 2h'_2) (h + h_2), \\ I = \frac{1}{12} b \left[ h^3 - \left( \frac{h + h_2 + 2h'_2}{2} \right)^3 + \left( \frac{h + h_2 - 2h'_2}{2} \right)^3 - h_2^3 \right]. \end{cases}$$

Setzt man vorläufig  $\delta = 0,07h'$ ,  $\delta' = 0,1h'$ ,  $h_2 = h_1 - 2\delta$ , so ergibt sich für  $\frac{Th}{Q} = \mu$  folgende Tabelle:

$h_1$	$\mu$				$\mu'$		
	2 Balken	3 Balken	4 Balken		2 Balken	3 Balken	4 Balken
0,9	1,413	1,205	1,006	1,450	6,93	8,40	7,69
1,0	1,402	1,193	0,982	1,449	6,83	8,61	7,68
1,1	1,390	1,177	0,978	1,438	7,00	8,82	7,73
1,2	1,374	1,162	0,964	1,431	7,06	9,04	7,95
Mittel	0,39	1,18	0,98	1,44	7,0	8,7	7,8

Setzt man nach dem vorigen Paragraphen allgemein  $h = A \sqrt[3]{\frac{M}{K}}$ , so wird  $b h^2 = \frac{b}{h'} \frac{h'}{h} A^3 \frac{M}{K}$ , oder, wenn wir

$$\mu' = \frac{b}{h'} \frac{h'}{h} A^3 = \frac{3h'}{4h} A^3$$

setzen,  $b h^2 = \mu' \frac{M}{K}$ . Die Werthe von  $\mu'$  für die einzelnen Fälle sind in der vorigen Tabelle mit angegeben.

Hinsichtlich einer genaueren Bestimmung der Schubkräfte gilt das in der Anmerkung zu §. 91 Gesagte.

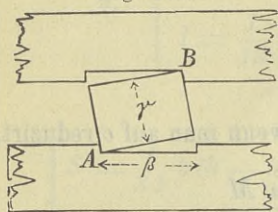
**§. 108. Berechnung der Klötze.** a) Entfernung der Klötze. Ist  $c$  die Entfernung der Klötze,  $\delta$  die Tiefe der Einlassung derselben,  $\varphi$  der Querschnitt aller auf einen Klotz kommenden Schrauben



### §. 109. Stabilität der Klötze gegen Umkippen.

Wenn keine Bänder oder Schrauben vorhanden wären, so würden die Klötze in

Fig. 262.



Folge der Wirkung der Schubkräfte umkippen.

Um dies zu verhüten, müssen in  $A$  und  $B$  (Fig. 262) Vertikalkräfte wirken, welche durch die Anspannung der Bänder oder Schrauben erzeugt werden. Hiernach ist diese Vertikalkraft  $K'\varphi$ . Ist  $\gamma$  die Höhe der Klötze, so muss demnach  $K'\varphi \cdot \beta = Tc \cdot \gamma$  sein, also  $\varphi = \frac{Tc\gamma}{K'\beta}$ .

Ist  $\beta_0$  die theoretische Länge der Klötze nach Formel 14, so ist  $Tc = K_1 b \beta_0$ , also

$$16. \quad \varphi = \frac{K_1 b \beta_0 \gamma}{K' \beta}.$$

$\frac{K_1}{K'}$  ist nach den im vorigen Paragrafe angeführten Werthen bezüglich  $0,007$ ,  $0,033$ ,  $0,010$ ,  $0,033$ . Hierbei ist immer für  $\beta$  die wirklich gewählte, für  $\beta_0$  die nach Formel 14 berechnete Länge der Klötze einzuführen. Macht man  $\beta_0 = \beta$ , so wird

$$17. \quad \varphi = \frac{K_1}{K'} b \gamma$$

und jetzt nach Formel 14:

$$18. \quad \beta_0 = \frac{\mathfrak{R}}{K} \delta + f\gamma.$$

Macht man dagegen  $\beta > \beta_0$ , so gibt die Elimination von  $\beta_0$  aus 14 und 16

$$19. \quad \varphi = \frac{K_1 \mathfrak{R} b \gamma \delta}{K' K (\beta - f\gamma)}.$$

**§. 110. Nebenspannungen.** Die Nebenspannungen entstehen wie bei den verdübelten und verzahnten Trägern und auch ihre Bestimmung kann in der in §. 97 gezeigten Weise erfolgen. Zunächst bleibt für einen äusseren Balken die erste Gleichung, wenn man darin für  $\frac{1}{4} h$  den Abstand  $\frac{1}{2} h'$  setzt, bestehen; es ist also

$$20. \quad M - M' + Sa - \frac{1}{2} Tch' = 0.$$

Hierin ist  $T$  durch §. 107 bestimmt. Ist  $h_3$  der innere Abstand der äusseren Balken, so ist nahezu  $I = \frac{1}{12} b (h^3 - h_3^3)$ ,  $S = \frac{1}{3} b (h^2 - h_3^2)$ , daher

$$T = \frac{3 Q (h^2 - h_3^2)}{2 (h^3 - h_3^3)}.$$

Die Summe  $S$  aller im Querschnitte des fraglichen äusseren Balkens wirkenden vertikalen Schubspannungen ist

$$21. \quad S = \frac{Q}{I} (I_0 - S_0 v),$$

wenn  $I_0$ ,  $S_0$  das Trägheitsmoment und das statische Moment des Querschnittes des fraglichen Balkens in Beziehung auf die horizontale Schweraxe des ganzen Trägers bezeichnet (des Verfassers „Lehre von der Elastizität und Festigkeit“ §. 73, Formel 29). Nun aber ist

$$I_0 = \frac{1}{24} b (h^3 - h_3^3), \quad S_0 = \frac{1}{8} b (h^2 - h_3^2), \quad V = \frac{1}{2} h_3.$$

Setzt man ausserdem annähernd  $I = \frac{1}{12} b (h^3 - h_3^3)$ , so erhält man

$$22. \quad S = \frac{Q (2h^3 - 3h^2h_3 + h_3^3)}{4 (h^3 - h_3^3)}.$$

Daher wird nun

$$23. \quad M - M' = \frac{Q}{8(h^3 - h_3^3)} [3(h^2 - h_3^2)(h - h_3)c - 2(2h^3 - 3h^2h_3 + h_3^3)a].$$

Hiernach erhält man, wenn man  $a = c$  und  $M_0 - M'_0$  für  $M - M'$  setzt,

$$M_0 - M'_0 = - \frac{Q a (h^3 - 3h^2h_3 + 3hh_3^2 - h_3^3)}{8 (h^3 - h_3^3)}.$$

Daher wird  $(M - M') - (M_0 - M'_0)$  oder  $m - m'$ :

$$24. \quad m - m' = \frac{3Q (h^2 - h_3^2) (h - h_3) (c - a)}{8 (h^3 - h_3^3)}$$

und wenn wir  $a$  als sehr klein annehmen,

$$25. \quad m - m' = \frac{3Q (h^2 - h_3^2) (h - h_3) c}{8 (h^3 - h_3^3)}.$$

Hinsichtlich der weiteren Bestimmung von  $m$  und  $m'$  gilt das in §. 97 Gesagte. Setzt man annähernd  $m = -m'$ , so wird  $m = -m = \frac{1}{2} (m - m')$ , d. i.

$$26. \quad m = -m' = \frac{3Q (h^2 - h_3^2) (h - h_3) c}{16 (h^3 - h_3^3)}.$$

Vernachlässigt man  $h_3^3$  gegen  $h^3$ , so wird annähernd

$$27. \quad m = -m' = \frac{3}{16} Q c \left(1 - \frac{h_3}{h}\right).$$

Die durch dieses Moment veranlasste spezifische Nebenspannung  $N_1$  ist

$$28. \quad N_1 = \frac{6m}{bh^2} = \frac{24m}{b(h - h_3)^2} = \frac{9Qc(h + h_3)}{2b(h^3 - h_3^3)}.$$

Da die Berechnung der Stärken nach der Regel  $Kb(h^3 - h_3^3) = 6Mh$  erfolgt, so ergibt sich auch

$$29. \quad N_1 = \frac{3Qc}{4M} \left(1 + \frac{h_3}{h}\right) K,$$

worin sich  $Q$  von Querschnitt zu Querschnitt ändert, während  $M$  das absolute Maximum der Momente bedeutet. Hiernach werden die

spezifischen Nebenspannungen um so grösser, je grösser  $h_3$  gegen  $h$  ist, sie werden also bei den Klötzeholzträgern grösser, als bei verdübelten und verzahnten Trägern.

Die in §. 97 gezeigte Anwendung der Methode der Einflusslinien lässt sich auch hier benützen; es ist hierbei nur  $c \left(1 + \frac{h_3}{h}\right)$  für  $c$  zu setzen. Die Beanspruchung des einfachen Trägers wird hiernach durch die Nebenspannungen im Verhältnisse von  $1:1 + \left[\frac{3c}{2l} \frac{(h+h_3)}{h}\right]^2$  erhöht, wonach die Erhöhung der Beanspruchung 2 bis 8 Prozent beträgt.

Hinsichtlich der genaueren Bestimmung der zwischen den Balken thätigen Schubkräfte und der Nebenspannungen gilt das in den Anmerkungen zu §. 91 und §. 97 Gesagte.

**§. 111. Das Eigengewicht.** Wenn die Träger in derselben Weise angeordnet werden, wie dies bei verzahnten und verdübelten Trägern üblich ist, also bei Strassenbrücken derart, dass man die Träger in gewissen Abständen unter der Bahn vertheilt, so kann man das Gewicht der Klötzeholzbalken um etwa 24 Prozent kleiner annehmen, als das der verdübelten Träger nach §. 99. Das Gewicht der Querverbindungen und Windstreben bleibt für Eisenbahnbrücken dasselbe, wie es in §. 99 angegeben wurde.

Wenn man bei Strassenbrücken nur zwei Hauptträger anwendet, so kann das Gewicht derselben bei der Breite  $b$  der Brückenbahn vorläufig zu ungefähr

$$g = 10 bl \text{ Klgr. pro lauf. Met.}$$

angenommen werden. Das Gewicht der Querschwellen ist ungefähr  $10 b$  Klgr. pro  $\square$  Met., das Gewicht der Zwischenlängsträger etwa  $55$  Klgr. pro  $\square$  Met., das Gewicht der im letzteren Falle nöthigen Unterzüge  $4,5 b$  Klgr. pro  $\square$  Met. Brückenbahn.

## Anhang.

§. 112. **Maximalspannweiten.** Die Maximalspannweite, für welche eine bestimmte Konstruktion noch zulässig erscheint, hängt selbstverständlich von der zufälligen Belastung und von den als zulässig erachteten Maximalstärken der Hölzer ab. Wenn man für kantige Hölzer eine Maximalhöhe von 35<sup>cm</sup>, für Rundhölzer einen Maximaldurchmesser von 45<sup>cm</sup> als zulässig erachtet, so ergeben sich beiläufig die folgenden Maximalspannweiten in Metern:

### Strassenbrücken.

Nr.	Konstruktion	Maximalspannweite		
		leichte Wagen	schwere Wagen	sehr schwere Wagen
1	Einfache Balken			
	runder Querschnitt . . . . .	8,5	7,8	6,6
	rechteckiger Querschnitt . . . . .	6,5	5,3	4,2
2	Einfache Balken mit einfachen Sattelhölzern			
	runder Querschnitt . . . . .	9,6	8,8	7,4
	rechteckiger Querschnitt . . . . .	7,3	6,0	4,7
3	Einfache Balken mit Sattelhölzern und Kopf- bändern			
	runder Querschnitt . . . . .	11,1	9,7	8,2
	rechteckiger Querschnitt . . . . .	8,1	6,6	5,2
4	Verzahnte Träger mit 2 Balken . . . . .	9,5	8,8	7,7
5	Verdübelte Träger mit 2 Balken . . . . .	11,3	10,4	8,6
6	Klötzeholzträger mit 3 Balken; 2 Träger			
	4 Meter breit . . . . .	9,7	8,9	7,8
	6 Meter breit . . . . .	7,8	7,2	6,2

## Eisenbahnbrücken.

Nr.	Konstruktion	Maximalspannweite			
		Haupt- bahn	Normal- spurige Nebenb.	1 Met. Spurw.	0,75Met. Spurw.
7	Einfache Balken				
	2 Träger . . . . .	2,3	2,6	2,8	3,1
	4 Träger . . . . .	3,4	3,8	4,1	4,5
8	Einfache Balken mit Sattelhölzern und Kopfbändern				
	2 Träger . . . . .	3,9	4,2	4,4	4,7
	4 Träger . . . . .	5,4	5,8	6,1	6,5
9	Verzahnte Träger aus 2 Balken				
	2 Träger . . . . .	4,4	5,5	6,6	7,6
	4 Träger . . . . .	7,4	8,4	9,5	10,6
10	Verzahnte Träger aus 3 Balken				
	2 Träger . . . . .	6,7	7,8	8,8	9,9
	4 Träger . . . . .	10,5	11,8	13,2	14,5
11	Verdübelte Träger aus 2 Balken				
	2 Träger . . . . .	5,2	6,5	7,8	9,9
	4 Träger . . . . .	8,8	10,0	11,3	14,5
12	Verdübelte Träger aus 3 Balken				
	2 Träger . . . . .	8,0	9,3	10,5	11,8
	4 Träger . . . . .	12,5	14,1	15,7	17,3
13	Verdübelte Träger aus 4 Balken				
	2 Träger . . . . .	12,5	14,1	15,7	17,3
	4 Träger . . . . .	17,1	19,6	22,0	24,5
14	Klötzelhoizträger aus 2 Balken				
	2 Träger . . . . .	7,2	9,0	10,8	13,7
	4 Träger . . . . .	12,1	13,8	15,6	20,0
15	Klötzelhoizträger aus 4 Balken				
	2 Träger . . . . .	14,1	15,9	17,7	19,5
	4 Träger . . . . .	19,3	22,1	24,9	27,7

Diese Angaben beziehen sich auf bleibende Strassen- und zeitweilige Eisenbahnbrücken. Die Träger sind hierbei als einfache, nicht als kontinuierliche oder fest eingespannte Träger vorausgesetzt. Bei Nr. 4, 5,

6, 9 bis 15 sind keine Sattelhölzer angenommen; durch Anwendung der Sattelhölzer lässt sich die zulässige Spannweite noch ein wenig vergrössern; bei Anwendung von Sattelhölzern mit Kopfbändern kann man die Spannweite um 2 bis 3 Meter vergrössern.

Nimmt man die zulässige Höhe nicht 35<sup>cm</sup> und die Dicke runder Balken nicht 45<sup>cm</sup> an, so kann man für jeden Centimeter grössere oder kleinere Dicke die Spannweite ungefähr für eckige Hölzer um 4,3 Prozent, für runde Hölzer um 3,4 Prozent grösser oder kleiner annehmen.



# Literatur.

Nach der Zeit geordnet. Bei Werken mit mehreren Auflagen ist die Zeit des Erscheinens der I. Auflage als massgebend für die Reihenfolge angesehen worden. Artikel in Zeitschriften sind klein gedruckt.

## I. Brückenbau im Allgemeinen.

Rein theoretische Werke sind ausgeschlossen.

1. **Gautier.** *Traité des ponts. Paris. I. éd. 1714. II. éd. 1728.*
2. **Leupold.** *Theatrum pontificale* oder Schauplatz der Brücken und des Brückenbaues. Leipzig, 1726.
3. **Schramm.** *Historischer Schauplatz, in welchem die merkwürdigsten Brücken aus allen vier Theilen der Welt, insonderheit aber die in den vollkommensten Stand versetzte Dresdener Elbebrücke beschrieben werden.* Leipzig, 1735.
4. **Walter.** *Brückenbau oder Anweisung, wie allerlei Arten von Brücken, sowohl von Holz als Steinen nach den besten Regeln der Zimmermannskunst anzulegen sind.* Augsburg, 1766.
5. **Vochs.** *Abhandlung über Brückenbaukunst, worinnen sowohl, was bei hölzernen Brücken als auch bei dem Baue der steinernen Brücken zu beachten, aufs Deutlichste angezeigt wird.* Augsburg, 1780.
6. **Sganzin.** *Programmes ou résumés des leçons d'un cours des construction, avec des applications tirées principalement de l'art de l'ingénieur des ponts et chaussées. Paris, 1806. — V. éd. 1865—1867.* — Deutsch unter dem Titel: *Grundsätze der Strassen-, Brücken-, Kanal- und Hafen-Baukunde von Lehrritter und Strauss.* Regensburg, 1832.

7. **Wiebeking.** Beiträge zur Brückenbaukunde. München, 1809.
8. **Gauthey.** *Oeuvres. Publiées par Navier. Paris, 1809—1816. Tome 1 et 2. Traité de la construction des ponts.*
9. **Wesermann.** Handbuch für den Strassen- und Brückenbau. Düsseldorf, 1813. II. Aufl. 1830.
10. **Wiebeking.** Theoretisch-praktische Wasserbaukunst. III. Bd. München, 1814. (X. Abth. Hölzerne und eiserne Brücken.) IV. Bd. Zusätze zur Brückenbaukunde.
11. **Langsdorf,** Gemeinfassliche, durchaus auf Erfahrung gegründete Anleitung zum Strassen- und Brückenbau. Mannheim und Heidelberg, 1817.
12. **Röder.** Praktische Darstellung der Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Darmstadt, 1821.
13. *A description of Ithiel Town improvement in the construction of wood and iron bridges. New-Haven, 1821.*
14. **Hann and Hosking.** *The theory, practice and architecture of bridges.* 4 Bände, London, 1839—1843.
15. **Strickland, Gill and Campbell.** *Reports, specifications and estimates of public works in the United States of America.* London, 1841.
16. **Potente.** Praktisches Handbuch der Brückenbaukunde. Kassel, 1844.
17. **Moller.** Beiträge zu der Lehre von den Konstruktionen. Darmstadt und Leipzig, 1844.
18. **Mahan.** *An Elementary course of civil engineering. Ed. by P. Parlow. 1845.* — Deutsch unter dem Titel: Grundzüge des Ingenieurwesens von Schubert. II. Aufl. Stuttgart, 1853.
19. **Mahan.** *An elementary course of civil-engineering for the use of cadets of the United States military academy. New-York, 1848.*
20. **Lixante.** Der Strassen-, Eisenbahn-, Kanal- und Brückenbau. Aus dem Französischen von Hager, mit Ergänzungen von Hertel. 1850 (?), II. Aufl. Weimar, 1862.
21. **Müller.** Die Brückenbaukunde in ihrem ganzen Umfange. Leipzig, 1853.
22. **Bauernfeind.** Vorlegeblätter zur Brückenbaukunde mit erläuterndem Texte. München. 1854. — III. Aufl. von Frauenholz und Asimont. 1877.
23. **Becker.** Der Brückenbau in seinem ganzen Umfange. I. Aufl. Stuttgart, 1854. — IV. Aufl. 1873.
24. **Perdonnet.** *Nouveau portefeuille de l'ingénieur des chemins de fer. Avec documents et légende explicative des planches.* Paris, 1857.
25. **Whipple.** *An elementary and practical treatise on bridge building.* New-York, 1860 (?), II. Aufl. 1873.

26. **Adhémar.** *Traité des ponts biais en pierre et en bois.* Paris, 1860 (?), III. éd. 1875.
27. **Rankine.** *A manual of civil engineering.* London 1862. (Spätere Auflagen unverändert.) Deutsch unter dem Titel: Handbuch der Bauingenieurkunst, von Kreuter. Wien, 1880.
28. **Dengler.** *Wege-, Brücke- und Wasserbaukunde.* Stuttgart, 1863.
29. **Humber.** *A record of the progress of modern engineering, comprising civil, mechanical, marine, hydraulic, railway, bridge and other engineering works.* London, 1863—1867.
30. **Schwarz.** *Uebersicht der Konstruktion des Wasser-, Brücken-, Strassen- und Eisenbahnbaues.* III. Der Brückenbau. Berlin, 1866.
31. **Haskoll.** *Examples of bridges and viaducs.* London, 1867.
32. *Zeichnungen über Wasser- und Strassenbau, II. Kurs. Brückenbau.* (Zu den Vorträgen von H. Sternberg am Polytechnikum in Karlsruhe.) 1867.
33. **v. Kaven,** *Ueber die Konstruktion von Wegebrücken über der Bahn, Brückenthoren unter der Bahn und Rampenkanälen.* Zeitschr. d. hannov. Arch.- u. Ingen.-Ver. 1869.
34. *La construction des ponts et viaducs en bois, en pierre, ponts métalliques, fondations tubulaires.* I. *Ponts en bois, cintres et échafaudages.* II. *Ponts en pierre.* III. *Ponts métalliques.* Paris, 1872.
35. **Maw and Dredge.** *Modern examples of road and railway bridges.* London, 1872.
36. **Malézieux.** *Travaux publics des Etats-Unis d'Amérique. Rapport de mission.* Paris, 1873.
37. **Debauve.** *Manuel de l'ingénieur des ponts et chaussées rédigé conformément au programme annexé réglant d'admission des conducteurs des ponts et chaussées au grade d'ingénieur.* Fasc. 10, *ponts en maçonnerie.* Fasc. 11, *ponts et viaducs en bois et en métal.* Paris, 1873—1874.
38. **Grover.** *Iron and timber railway superstructures and general works.* London, 1874.
39. **Leger.** *Les travaux publics, les mines et la métallurgie aux temps des Romains.* Paris, 1875.
40. **Heinzerling.** *Die Brücken der Gegenwart.* I. *Eiserne Brücken.* II. *Steinerne Brücken.* III. *Hölzerne Brücken.* (1876.) IV. *Bewegliche Brücken,* Aachen.
41. **Schildes.** *Engineering construction, tunneling, bridging etc.* New-York, 1877.
42. **Morandière.** *Traité de la construction des ponts et viaducs en pierre, en charpente et en métal, pour routes, canaux et chemins de fer.* Paris, 1874—1877. (Unvollendet geblieben.)

43. **Rziha.** Offizieller Ausstellungsbericht. Weltausstellung 1873. II. Band Brückenbau. Wien, 1877.
44. **Klintberg.** *Grunddragen af läran om brokonstruktioner.* Stockholm, 1878.
45. **Schubert.** Landwirthschaftlicher Wege- und Brückenbau. Berlin, 1878.
46. **Bavier.** Die Strassen der Schweiz. Zürich, 1878.
47. **Steiner.** Ueber Brückenbauten in den vereinigten Staaten von Nordamerika. Wien, 1878.
48. Eisen, Holz und Stein im Brückenbau. Leipzig, 1878. (Verfasser: Hoffmann.)
49. **Comolli.** *Les ponts d'Amerique du Nord.* Paris, 1879.
50. **Lavoigne et Pontzen.** *Les chemins de fer en Amerique.* Paris, 1880.
51. **Leber, v.** Das Eisenbahnwesen in Frankreich zur Zeit der Pariser Weltausstellung 1878. Wien, 1880.
52. **Broise et Courtier.** *Album des chemins de fer. II. série, bâtiments.* Paris, 1882.
53. **Schäfer und Sonne.** Der Brückenbau. (II. Band des Handbuches der Ingenieurwissenschaften.) Leipzig, 1882. II. Aufl. 1886.
54. **Ludwig.** Das Entwerfen einfacher Bauobjekte im Gebiete des Eisenbahningenieurwesens. I. Band. Wegbrücken in Stein, Holz und Eisen. Weimar, 1884.
55. **Henket, Steurwald, van der Toorn & Scholz.** *Waterbouwkunde.* S'Gravenhage, 1881—1886.
56. **Croizzett Desnoyer.** *Cours de construction des ponts.* Paris, 1885.
57. **Riese.** Die Ingenieurbauwerke der Schweiz aus dem Gebiete des Strassen-, Eisenbahn- und Brückenbaues neuerer Zeit. (Reisebericht.) Berlin, 1887.

## II. Hölzerne Brücken im Allgemeinen.

58. **Röbbelen.** Ueber Anwendung von Theerkonkret zur Abdeckung von Brücken mit hölzernem Oberbau. Zeitschr. des hannov. Arch.- u. Ingen.-Ver. 1856.
59. **Scheffler.** Ueber den Einfluss der Arbeitsmängel und des Schwindens der Materialien auf die Festigkeit der Brückenträger. — Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, 1860.
60. **Harres.** Die Schule des Zimmermannes. II. Theil. Brückenbau, Leipzig, 1861.
61. **Göring.** Notiz über die Dimensionen der hölzernen Brücken der königl. hannov. Eisenbahn. Zeitschr. des hannov. Arch.- u. Ingen.-Ver. 1861.
62. Haltbarkeit hölzerner Brücken. (Erfahrungen über die Schadhafteigkeit der einzelnen Konstruktionstheile, welche beim Abbruche einer Brücke über die Ilmenau gemacht worden sind.) Zeitschr. des hannov. Arch.- u. Ingen.-Ver. 1861.

63. **Haupt.** *Military bridges. New-York, 1864.*
64. **Pressel.** Normalien für hölzerne Brücken an der k. k. priv. Südbahngesellschaft in Oesterreich. Mit autografirtem Text. 1866.
65. **Pohlmann.** Ueber Anlage provisorischer Fahrstrassen und Brücken beim Baue von Gebirgsbahnen. Deutsche Bauzeitung, 1879.
66. Dimensionirung hölzerner Brücken. Deutsche Industriezeitung, 1879. Rigaische Industriezeitung, 1880.
67. **Sarrazin.** Verwendung von Buchenholz zu Brückenbelagen. Centralblatt der Bauverwaltung. 1882.
68. Technischer Unterricht für die k. k. Pionniertruppen. 18. Theil. Bau von Noth- und halbpermanenten Brücken. Wien, 1882.
69. **Swenson.** Ueber hölzerne Brückenfahrbahnen, hölzerne Pfeiler und Brückenträger. *Norsk teknisk tidsskrift 1883.*

### III. Das Holz als Baumaterial.

Werke und Artikel über Schutz durch Anstrich und Tränken, sowie über Hausschwamm sind nicht mit aufgenommen.

70. **Accum.** Physische und chemische Beschaffenheit der Baumaterialien, deren Wahl, Verhalten und zweckmässige Anwendung. Berlin, 1826.
71. **Nördlinger.** Die technischen Eigenschaften der Hölzer. Stuttgart, 1860.
72. **Wedecke und Romberg.** Die Baumaterialienlehre. Leipzig, 1860 (?)
73. **Wedecke und Romberg.** Handbuch der Landbaukunst und der landwirthschaftlichen Gewerbe. Leipzig, 1861.
74. **Visser.** Die Baumaterialien. Emden, 1861.
75. **Grueber.** Die Baumaterialienlehre. Berlin, 1863.
76. **Kaufmann.** Neues Schutzmittel, das Holz durch Verdichtung und Austrocknung vor Fäulniss und vorzeitigem Verderben zu schützen. Berlin, 1863.
77. **Gottgetreu.** Physische und chemische Beschaffenheit der Baumaterialien, deren Wahl, Verhalten und zweckmässige Verwendung. München, 1869. III. Aufl. 1881.
78. **Dupont et Bouguet de la Gryc.** *Les bois indigènes et étrangers. Physiologie, culture, production, qualité, industrie, commerce. Paris, 1875.*
79. **Leslett.** *Timber and timber trees, native and foreign. London, 1875.*
80. **Lange.** Das Holz als Baumaterial. Sein Wachsen und seine Gewinnung, seine Eigenschaften und Fehler. Holzminden, 1879.
81. **Sykyta.** Das Holz, dessen Benennungen, Eigenschaften, Krankheiten und Fehler. Prag, 1882.
82. **Thurston.** *The materials of engineering. I. Non-metallic materials. New-York, 1883.*

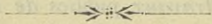
#### IV. Elastizität und Festigkeit des Holzes.

83. **Le Camus de Mezières.** *Traité de la force de bois.* Paris, 1782.
84. **Hodgkinson.** *Experimental researches on the strength of pillars of cast iron and other materials.* *Philosophical transactions.* 1840.
85. **Hagen.** *Resumé d'un mémoire sur l'élasticité du bois.* *Ann. des ponts et chaussées* 1845. II.
86. **Lamarle.** Versuche über die Biegung des Holzes (aus *Ann. des travaux publics de Belgique* 1845). Civilingenieur 1855.
87. **Chevandier et Wertheim.** *Memoire sur les propriétés mécaniques du bois.* Paris, 1848. (Deutsch von Exner. Wien, 1871.)
88. **Bornemann.** Festigkeitsversuche mit dreieckigen Holzstäben. Civilingenieur 1855.
89. **Marcy.** Versuche zur Bestimmung der Elastizitätskoeffizienten verschiedener Holzarten. (Aus *Ann. des travaux publics de Belgique*, Tom. XIV). Zeitschr. des Ver. deutscher Ingen. 1858.
90. **Bouiceau.** Versuche über die Torsion des Holzes. (Aus *Ann. des ponts et chaussées* 1861, I.) Civilingenieur 1861.
91. Versuche über die Tragfähigkeit verschiedener hölzerner, mit Eisen armirter Träger (Gitterträger, verzahnte und verdübelte Träger). Zeitschr. des Ver. deutscher Ingen. 1863.
92. **Jenny.** Untersuchungen über die Festigkeit der Hölzer aus den Ländern der ungarischen Krone, verfügt vom königl. ungarischen Finanzministerium. Budapest, 1873.
93. **Cawley.** *The strength and elasticity of Japanese timber.* (Versuche am Ingenieurkollege in Tokio. (*Engineering* 1877, II. 1878, I.
94. **Mikolaschek.** Untersuchungen über die Elastizität und Festigkeit der wichtigsten Bau- und Nutzhölzer Böhmens. Technische Blätter 1879.
95. **Bauschinger.** Einige Resultate über die Festigkeit von Bauhölzern. Bairisches Industrie- und Gewerbeblatt 1879.
96. **Tetmajer.** Methoden und Resultate der Prüfung der schweizerischen Bauhölzer. Zürich, 1883.
97. **Bauschinger.** Untersuchungen über die Elastizität und Festigkeit von Fichten- und Kiefern-Bauhölzern. IX. Heft der Mittheilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der k. techn. Hochschule in München. München. 1883.

#### V. Hölzerne Balkenbrücken.

98. **Söhlke.** Ueber Chausseebrücken in Holzbau. Notizblatt des Arch.- u. Ingen.-Ver. zu Hannover 1852.
99. **v. Cohausen.** Cäsar's Rheinbrücken philologisch, militärisch und technisch untersucht. Leipzig, 1867.
100. Die Arbeiten zur Wiederherstellung der Marnebrücke bei Contorais und Isles (Balken-Gerüstbrücke). Deutsche Bauzeitung 1870.

101. **v. Kaven.** Der Wegebau. Hannover, 1870.
102. Hölzerne Strassenbrücke über die alte Oder bei Oderberg. Romberg's Zeitschr. für praktische Baukunst 1874.
103. Hölzerne Wegebrücke bei Marienbad. (Verdübelte Balken.) Romberg's Zeitschr. für praktische Baukunst 1875.
104. **Pohlmann.** Provisorium für die königl. Ostbahn zu Frankfurt a. O. (Balkenbrücke mit Kopfbändern.) Deutsche Bauzeitung 1879.
105. Brücke über die Brahe im Kronthale bei Krone. (Verzahnte Träger.) Zeitschr. für Bauwesen 1880.
106. **Rheinhardt.** Julius Cäsar's Rheinbrücke. Eine technisch-kritische Studie. Stuttgart, 1883.



## V. Hölzerne Balkenbrücken.



S. 61



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

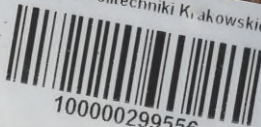


7830

L. inw. ....

Druk. U. J. Zam. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000299556