



1.25

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300877

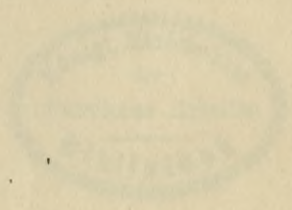
KONTINIERTE BALKENBRÜCKEN
VON EISENBETON
IN THEORIE UND AUSFÜHRUNG

DIPLOM-INGENIEUR

VERGLEICHENDE STUDIEN ÜBER DIE TRAGWERKUNG VON BALKENBRÜCKEN

VERGLEICHENDE STUDIEN ÜBER DIE TRAGWERKUNG VON BALKENBRÜCKEN

1922 27 31



x
1.139

KONTINUIERLICHE BALKENBRÜCKEN
AUS EISENBETON
IN THEORIE UND AUSFÜHRUNG

VON

DIPL.-ING. S. ZIPKES

CHEFINGENIEUR DER FIRMA LUIPOLD & SCHNEIDER, ZÜRICH

75
MIT 80 TEXTABBILDUNGEN UND 2 TAFELN

H. Nr. 27330



ZÜRICH-BERLIN 1907
VERLAG VON ARNOLD BOPP

G 53/15



III 18216

Nachdruck auch im Auszug verboten

Alle Rechte vorbehalten

Druck der Deutschen Verlags-Anstalt in Stuttgart

Akt. Nr.

982/52

Inhaltsverzeichnis

	Seite		Seite
Vorwort	5	Ermittlung der angreifenden Kräfte und Momente	22
I. Allgemeines über kontinuierliche Balkenbrücken aus Eisenbeton in Theorie und Ausführung	7	Rolle der Querversteifungen	22
Einfluß unvorhergesehener Aenderungen in der Höhenlage der Stützpunkte	9	Berechnung der Querversteifungen	23
Frage der Gelenke bei Eisenbetonkonstruktionen	10	Berechnung der inneren Spannungen	23
Auffassung der kontinuierlichen Verbundbalken als Gelenkbalken	10	Vergleich zwischen der Berechnungsweise Ritters und den Deutschen Leitsätzen	23
Gelenkkonstruktionen im Hochbau	11	Ermittlung der Bügelentfernungen und Lage der schiefen Stangen. (Allgemeine graphische Methode)	24
Frage der freien Auflagerung	12 u. 20	II. Anwendungen. Allgemeines. Monographien ausgeführter Brücken mit kontinuierlichen Balken aus Eisenbeton	28
Gleitlager bei Eisenbetonkonstruktionen	12	1. Brücke über die Murr in Backnang (Tafel 1)	28
Verwendung kontinuierlicher Verbundbalken	12	Berechnung der inneren Spannungen in den Hauptbalken	29
Eisenbahnbrücke mit kontinuierlichen Verbundbalken (Bahnhof Olten)	13	Berechnung der Querträger	31
Betoneisenbrücken	13	Die Probelastung	34
Tabelle der wichtigsten ausgeführten Verbundbrücken mit kontinuierlichen Balken	15	Ergebnisse der Probelastung	35
Frage der Ausbildung von Konsolen über den Stützen	16 u. 24	Beobachtungen der Pfeiler	35
Die Bauhöhe kontinuierlicher Balken	17	2. Brücke über den Mühlgrünkanal in Cannstatt (Tafel 2)	35
Das Eigengewicht kontinuierlicher gerippter Plattenbalken	17	Innere Spannungen in der Platte	36
Vergleich zwischen kontinuierlichen und einfachen Balken	17	Innere Spannungen in den Hauptbalken	37
Kragträger	17	Berechnung der Bügel und deren Entfernung	37
Die Eiseneinlagen von kontinuierlichen Verbundbalken	18	Schiefe Spannungen	38
Kontinuierliche Plattenbalkenbrücken	19	Die architektonische Gestaltung kontinuierlicher Balken	38
Künstliche Einspannung kontinuierlicher Brücken	19	3. Brücke über den Poschiavino (Italien)	39
Ueber die Einteilung der Oeffnungen und deren Verhältnis	20	III. Die Auflagerung von Eisenbetonkonstruktionen, besonders von Eisenbetonbrücken	40
Mittelstützen, Pfeiler, Joche	21	IV. Anhang. 1. Tabellen, enthaltend die Biegemomente und Querkräfte kontinuierlicher Träger	43
Pendelstützen	21	2. Tabellen für die Dimensionierung von Eisenbetonplatten	47
Bewegungen der Mittelpfeiler, Berechnung derselben	22		
Vorrichtungen zur Ausdehnung kontinuierlicher Balken, Berechnung derselben	22		

Vorwort

Vorliegende Abhandlung ist in zwangloser Folge in der „Bauzeitung für Württemberg, Baden, Hessen und Elsaß-Lothringen“ erschienen und hier wesentlich erweitert wiedergegeben.

Dem vom Verfasser erstrebten Ziele, mittels direkter Versuche einerseits und Beobachtungen an ausgeführten Bauten aus Eisenbeton andererseits ein Material zu beschaffen, auf Grund dessen genauere allgemeine Schlüsse über die Verbundkonstruktionen gezogen werden können, wobei Theorie und Ausführung einheitlich behandelt werden, soll durch diese Veröffentlichung nähergetreten sein.

Es genügt im allgemeinen nicht, auf Grund von mehr oder weniger zutreffenden Voraussetzungen und auf daran angeknüpften Ueberlegungen, mathematische Beziehungen abzuleiten. Eine solche Wissenschaft wird stets mit der Praxis im Widerspruch stehen. Es muß daher neben dem mathematischen Apparat, der allein eine tiefere Erkenntnis der Tatsachen ermöglicht, die Beobachtung und der direkte Versuch zu Hilfe gezogen werden. Nur so kann die Ingenieurtechnik und die damit verbundenen Industrien gefördert werden.

Die Tatsache, daß Eisenbetonkonstruktionen, nach verschiedenen Bauweisen ausgeführt, sich sehr gut bewährt haben, schließt eine einseitige Behandlung auf Grund dieser oder jener Bauweise gänzlich aus. Vielmehr sollen die Anstrengungen dahin gerichtet werden, die Bauweisen verallgemeinernd zu betrachten und sich stets vor Augen zu halten, daß die Annahmen, auf welche die Berechnung fußt, wobei die letztere sich ja nur auf einige Querschnitte der Konstruktion bezieht, erst durch die Art und Weise, wie die Elemente im Verbundkörper zwecks einer einheitlichen statischen Wirkung verteilt und verbunden sind, ihre Bestätigung erfahren. Den verschiedenen theoretischen Voraussetzungen und dem praktischen Empfinden wird durch die verschiedenen Bauweisen verschieden entsprochen, wobei die eine oder andre Ansicht beziehungsweise Eigenschaft mehr zum Ausdruck gelangt und gleichzeitig das charakteristische Merkmal der Bauweise bildet. Die praktische Gestaltung der Konstruktion wird verschieden und je nach Voraussetzung entsprechend gelöst. Wenn also die Bauweisen, die aus rein rechnerischen Gründen den gleichen Bedingungen entsprechen müssen, keine Daseinsberechtigung zu haben scheinen, so ist es ganz anders, wenn die Konstruktionsarten, die sogenannten Bauweisen oder Systeme, als Ganzes und für sich betrachtet werden. Wir haben hierbei nicht die Nachahmungen und Patentumgehungen, sondern jene Ausführungsarten im Auge, die sich in den allgemeinen Ingenieurbauten bewährt haben.

Trotzdem heute die verschiedenen Ausführungsarten als bekannt angesehen werden können, so steht der Eisenbeton noch immer im Zeichen der Geheimtueri und Willkür, infolge dieser so verschiedenen Ausführungsarten

auf Grund verschiedener Voraussetzungen, wobei jeder einheitliche Zusammenhang zwischen Theorie und Ausführung sehr schwer ersichtlich ist oder gänzlich fehlt.

Durch eine bestimmte Bauweise, durch welche dem Verbundkörper eine oder mehrere charakteristische Eigenschaften verliehen werden, wird der Praxis nicht Genüge geleistet, so daß erst durch die große vorhandene Sicherheit die ganze Konstruktion als solche gerettet oder korrigiert wird, und liegt es der Beobachtung solcher Ausführungen ob, die Grenzen zu ziehen, in welchen diese oder jene Ausführungsart rationelle Anwendung findet, woraus dann die Existenzberechtigung der letzteren abgeleitet werden kann.

Die verschiedenen hier vorgeführten und besprochenen Ausführungen waren zum größten Teil der Prüfung durch den Zahn der Zeit noch nicht genügend unterworfen, um sich ein definitives Urteil bilden zu können. Die ältesten dieser Ausführungen datieren erst zehn Jahre, immerhin gibt uns, einerseits der Wegfall jeder Unterhaltung auch während dieses verhältnismäßig kurzen Bestehens, andererseits die vorzüglichen Resultate der jeweils vorgenommenen Probelastungen, genügende Anhaltspunkte zur Beurteilung der aus Verbundmaterial kunstgerecht hergestellten Bauten.

Wenn heute noch sehr viele offene Fragen in der Theorie des Eisenbetons vorliegen, da es den wissenschaftlichen Untersuchungen noch nicht gelungen ist, feste allgemeine Grundlagen für die Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen aufzustellen, so ist dies auf die vielseitigen Aenderungen in der Beschaffenheit der Elemente und der hierdurch entstehenden Eigenschaften des Verbundkörpers, wie auch in der gewaltigen Vielseitigkeit der Anwendungen dieses Materials, zu suchen. Infolge dieser Vielseitigkeit nach jeder Richtung hin ist es schwer, schon jetzt, bevor noch die Elemente selbst und der Verbund als solcher durch umfassende Versuche und Beobachtungen erforscht ist und genügende Beobachtungen an ausgeführten Bauwerken aus Eisenbeton vorliegen, die Gesetze in allgemeine Formeln zu fesseln.

Dies wird erst dann zu erreichen sein, wenn man nicht, wie heute, soviel von Beton und Eisen und sowenig vom Verbundmaterial sprechen würde.

Neben der Frage der Uebertragung, Verteilung und gemeinsamen Arbeit der Materialien im Verbundkörper wird in neuerer Zeit durch Versuche die vielumstrittene Frage der Aufnahme von Zugspannungen durch den Verbund behandelt. Klar ist es ja, daß der Beton bei auf Biegung oder bei auf reinen Zug beanspruchten Verbundkonstruktionen stets einen Teil der Zugspannungen aufnehmen muß und daß die Eiseneinlagen um dieses Maß entlastet werden. Die Festsetzung dieser Grenzen hierfür kann der wissenschaftlichen Untersuchung überlassen werden. Die Praxis hat aber das Wort gesprochen,

und es erübrigt noch, nur festzustellen, inwiefern die rechnerisch zugelassenen Zugspannungen im Laufe der Zeit, durch das eventuelle Erscheinen von Rissen eine Gefahr für die Dauer und Haltbarkeit für die Verbundkonstruktionen in sich birgt.

Das Erscheinen von Zugrissen im Beton scheint allerseits und von jeher als ein wunder Punkt der Verbundkonstruktionen aufgefaßt zu sein. Die ersten Konstrukteure waren dadurch stark entmutigt. Die Praxis hat sich aber trotz allen diesen theoretischen Bedenken — Bahn gebrochen. Heute kann das Erscheinen von Rissen durch verschiedene Verfahren in den meisten Fällen und bis zu gewissen Grenzen ausgeschlossen werden; wir sind aber der Ansicht, daß diese gehegten Bedenken zum größten Teil grundlos sind.

Beispiele aus der Praxis sind jedem Fachmanne bekannt; wir wollen ein solches hier vorführen. In einer schweizerischen Schokoladefabrik sind Verbundbalken mit 11,0 m Spannweite ausgeführt worden. An den Rippen sind Transmissionen angehängt worden und die Decke stark belastet. Durch die Setzungen einer neu hergestellten Mauer, auf welcher die gerippten Plattenbalken aufliegen, wie auch infolge der Erschütterungen durch die Transmissionen, haben sich sichtbare, die ganze Rippe umfassende Risse in der Auflagernähe gezeigt.

Angesichts der großen lastenden Verantwortlichkeit, da unter der Decke kostspielige Maschinen sich im Betrieb befinden, wurden vom ausführenden Unternehmer Fachleute zu Rate gezogen. Bestimmte Angaben vermochten die Fachleute nicht zu geben. Die Decke wurde so gelassen, ist seit vier Jahren durch die Lasten und Transmissionen Tag und Nacht beansprucht, die Risse haben stets die gleiche Richtung und Größe und scheint hierdurch die Festigkeit der Decke nicht bedeutend eingebüßt zu haben. Es muß noch bemerkt werden, daß die Konstruktion nach heutiger Anschauung, schlecht projektiert war. Auch namhaft gewordene Verbundbauten zeigen solche Risse, so zum Beispiel die Bogenbrücke bei Chatellerault, ferner die kontinuierliche Balkenbrücke über die Ach bei Wollfurt u. s. w. Diese Risse haben sich wie diejenigen der Steinkonstruktionen unbedeutend, jedenfalls ohne jede Gefahr für die Standfestigkeit der Bauten, gezeigt. Wir wollen auf diesen Gegenstand näher eingehen.

Betrachtet man die Holz- und Steinkonstruktionen, so ist es leicht faßlich, daß hier Risse oder Trennungen in den Konstruktionsgliedern infolge von Deformationen, die durch Temperatur- oder Lastenänderungen hervorgerufen werden, erscheinen können. Es stößt sich kein Konstrukteur daran. Bei Holzkonstruktionen, wo Risse oder Trennungen längs und senkrecht zur Faserrichtung verlaufen, können die ersteren infolge von Schiebungen und Temperaturänderungen, die letzteren durch Aste hervorgerufen, beobachtet werden. Bei größeren Steinkonstruktionen sind ebenfalls Risse von jeher festgestellt worden, und man suchte lange und heute noch — meist ohne Erfolg —, dieselben zu beseitigen. Ähnlich ist es mit den Verbundkonstruktionen der Fall.

Der massige Beton ist ja kein faserartiges Material und eignet sich vorzüglich zur Aufnahme von Druckspannungen. Zur Aufnahme der Zugspannungen wird ja ein faserartiges — zugfestes — Material verwendet, wodurch der Verbund als solcher auch andre wertvolle Eigenschaften als Baumaterial erhält.

Diese Frage und die dadurch entstehenden Bedenken treffen also nicht nur das Verbundmaterial, sondern alle

andern Konstruktionsmaterialien — Flußeisen ausgenommen — und wird somit allgemeiner Natur.

Schon frühzeitig genug haben Theoretiker und Praktiker diese Tatsachen eingesehen und ist versucht worden, auf andern Wege diese Frage zu lösen. Sobald erkannt worden ist, daß Risse infolge von Deformationen, die meisten durch Temperaturänderungen und unvermeidliche Setzungen, hervorgerufen werden, so hat man das Bestreben gehabt, diese natürlichen aber unregelmäßigen Risse durch künstliche, regelmäßige zu ersetzen. Es handelte sich darum, solche Trennungen an Bauwerken im voraus anzubringen, wodurch die entsprechenden Bewegungen ermöglicht werden und das Erscheinen von ungewünschten Rissen auszuschließen. Hieraus haben sich die Gelenke ergeben. Indem die Gelenke die Deformationen für die Konstruktion unschädlich machen, so ergab sich die Möglichkeit, die Berechnung ohne Rücksicht auf dieselben durchführen zu können, d. h. man hat solche Konstruktionen statisch bestimmt gemacht.

Nun kann ein jeder kontinuierliche Eisenbetonbalken als Gelenkträger aufgefaßt werden, sobald für die entsprechenden Querschnitte die Scherfestigkeit des Betons gleich Null gesetzt wird; das Eisen hätte dann die totale Scherkraft aufzunehmen, wie es bei gewissen Bauweisen im allgemeinen auch angenommen wird. Diese Auffassung stellt die Wirkungsweise von kontinuierlichen Eisenbetonbalken, besonders aber diejenigen der Verbundplatten, in einem andern Licht dar. Diesen Gedankengang werden wir in einer besonderen Abhandlung an Hand der entsprechenden Berechnungen näher verfolgen. Hier sei auf die Bemerkungen und Abbildungen im Text verwiesen. Die Verwendung von Gelenken ist aber von seiten bedeutender Statiker nicht befürwortet, indem dadurch die Gesamtstabilität des Baues zu leiden hätte.

Aus solchen und ähnlichen Befürchtungen wurden fast alle Gelenke von Bogenbrücken nach Herstellung auch ausgegossen, so daß nun im wahren Sinne von solchen nicht mehr gesprochen werden kann. Es sind aber auch solche Brücken mit offenen Gelenken ausgeführt worden (Munderkingen, Neckargartach). Es erübrigt somit, zwischen willkürlichen, aber natürlichen Rissen und bestimmten künstlichen Rissen zu wählen. Bei sonstiger sachgemäßer Ausführung sind beide Ausführungsarten als gleichwertig anzusehen, indem durch das Erscheinen von Rissen oder von im voraus vorgenommenen Trennungen die Stabilität des Ganzen gar nicht oder nur unbedeutend beeinträchtigt werden kann.

Die Berechnung der Schub- und Scherspannungen im Verbundbalken kann als gelöst angesehen werden. Wir geben in den Beschreibungen von ausgeführten kontinuierlichen Verbundbalken eine allgemeine graphische Methode zur Berechnung und Verteilung der Bügel und der schiefen Eisen (siehe S. 24). Diese Berechnungsart gibt genügende Anhaltspunkte zur richtigen Verteilung des Materials, auf Grund deren praktische Erwägungen, wie die zur Erhöhung der Druckfestigkeit und gemeinsamer statischer Wirkung beider Elemente bei auf Biegung beanspruchten Konstruktionen, Berücksichtigung finden können.

Wir hoffen, durch diese Veröffentlichung den Lernenden wie auch den Ausführenden gedient zu haben.

Der Verfasser.

Stuttgart-Zürich, im August 1906.

Kontinuierliche Balkenbrücken aus Eisenbeton in Theorie und Ausführung

I. Allgemeines

Durch Clapeyron, der 1857 eine Beziehung zwischen den Angriffsmomenten über drei aufeinander folgenden Stützen unter Annahme von gleich hohen Stützpunkten, unveränderlichem Trägheitsmoment und gleichmäßig verteilten Lasten auf Grund der Navierschen Hypothesen aufstellte, wurde der Ausführung von kontinuierlichen Brücken eine Grundlage geschaffen, welche die weitere Entwicklung dieser Träger ermöglichte. Viel früher haben Eytelwein (1808), Navier (1826) und Rebhahn (1853), wenn auch mit weniger Erfolg, den kontinuierlichen Balken behandelt.

Die Theorie ging der Praxis voraus, wobei ökonomische

Vorteile in der Ausführung kontinuierlicher eiserner Brücken, wie leichte Gurtungen, einfache Montierung durch Vorschieben, diese Bauart förderten. Zuerst wurden dieselben als Parallelträger gebaut, was zur Ausbildung der letzteren sehr viel beigetragen hat, um nachher auch solche mit veränderlichem Querschnitt auszuführen.

Wegen der statischen Unbestimmtheit durchlaufender Träger sind in Deutschland anfänglich nur wenige solche Brücken, dagegen sind in Frankreich, wo Clapeyron gewirkt hat, zahlreiche zur Ausführung gelangt. Die Anwendung kontinuierlicher Träger ist im Hochbau schnell

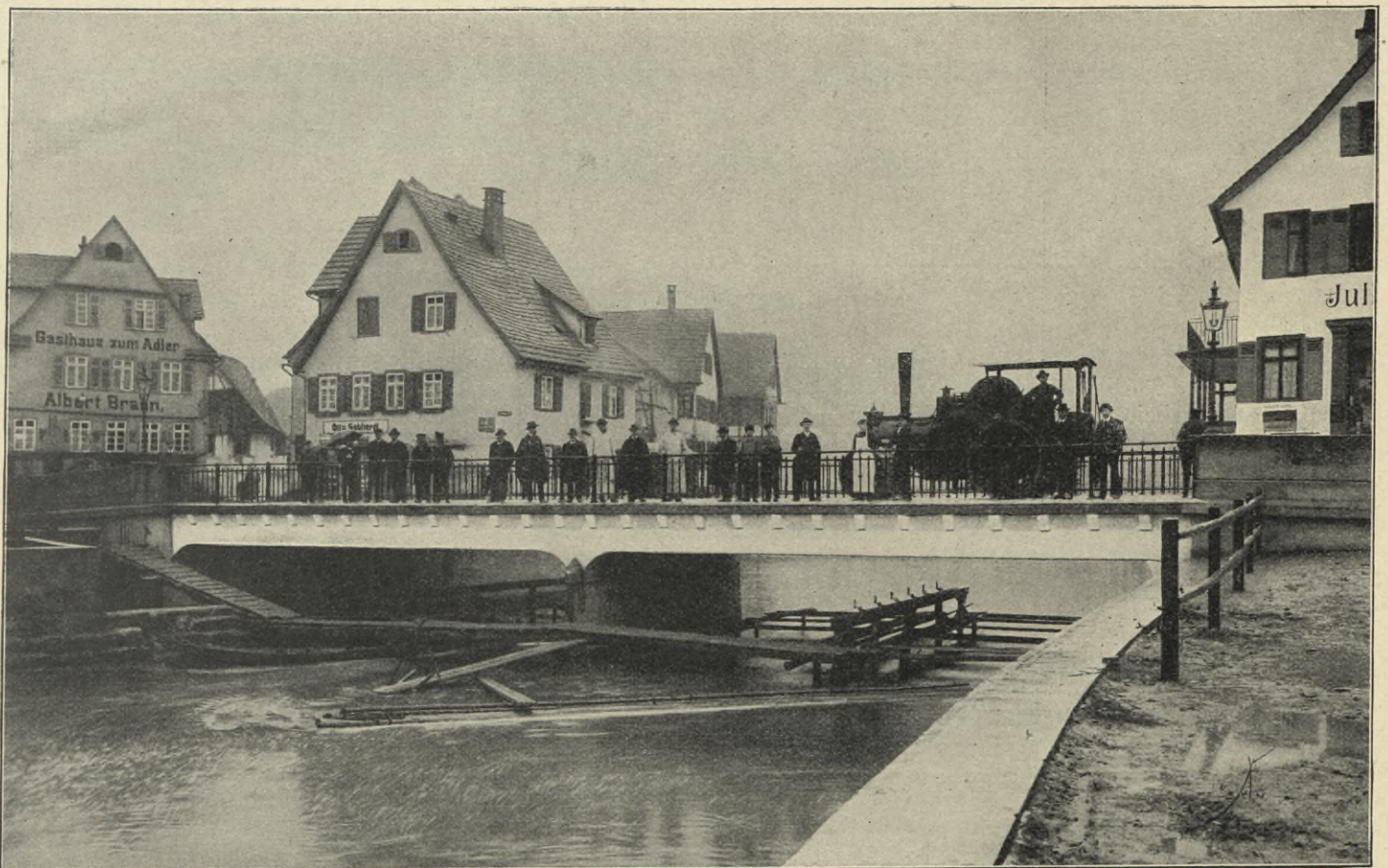


Abb. 1. Brücke über die Murr in Backnang (ausgeführt 1904)

eingeführt und heute unentbehrlich geworden, im Brückenbau haben sich dieselben dank der theoretischen Arbeiten von Mohr, Winkler, Culmann und dessen Nachfolger

„Fortschritte der Ingenieurwissenschaften“ (im Anhang) die Berechnung kontinuierlicher Träger für verschiedene Fälle unter Berücksichtigung von Einflußlinien durchgeführt.

Trotzdem in dieser Richtung bedeutende theoretische Forschungen gemacht worden sind, hat man in der letzten Zeit nur wenig solche Brücken aus Eisen ausgeführt. Der statisch unbestimmte kontinuierliche Träger ist infolge der Anwendung von Gelenken durch Gerber zum Teil verdrängt worden, weil eben durch das Anbringen von Gelenken die statische Unbestimmtheit kontinuierlicher Träger aufgehoben wurde, und es konnte die Berechnung derselben auf Grund der Gleichgewichtsbedingungen allein erfolgen. Solche Träger, welche manche Vorteile gegenüber den kontinuierlichen Trägern ohne Gelenke bieten würden, sind unsers Wissens noch nicht in Eisenbeton ausgeführt worden. Jedenfalls lassen sich Konsolenträger (Abb. 24 b) ausführen und sind Auskragungen mit 9 m ausgeführt worden. Bei Anwendung von Gelenken könnten größere Spannweiten, als es bis jetzt der Fall ist, zur Ausführung gelangen.

Mit der Anwendung des Eisenbetons wird dem kontinuierlichen Träger wieder besondere Aufmerksamkeit geschenkt, und es zeigt sich auch hier, daß der Eisenbeton dieselbe Entwicklung wie der reine Eisenbau durchmacht. Sehr bemerkenswerte Anwendungen hat der kontinuierliche Verbundbalken im Hochbau und namentlich bei Fundationen auf schlechtem Baugrunde gefunden, wo die tragfähige Schichte sehr tief unter dem Boden zu

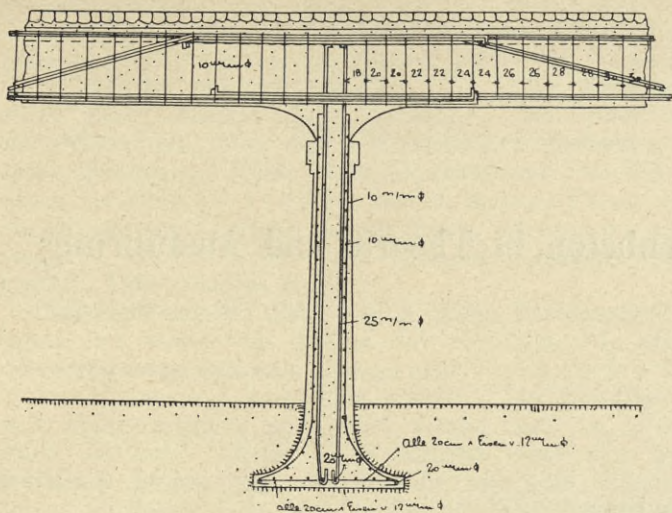


Abb. 2. Mittelpfeiler der Brücke in Backnang

W. Ritter einen guten Platz erobert. Zur Berechnung solcher Träger haben die letztgenannten eine allgemeine graphische Lösung, die sehr übersichtlich ist, gegeben;

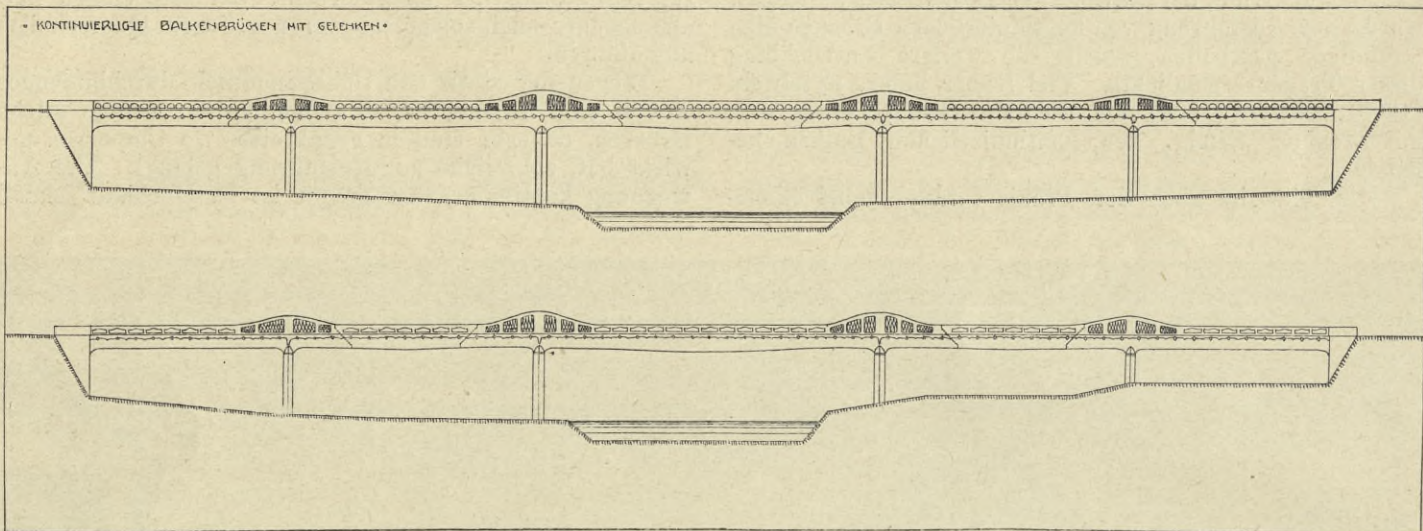


Abb. 2a

die analytische Methode, die langwieriger und weniger übersichtlich ist, wurde von Prof. v. Weyrauch u. a. vollständig ausgearbeitet. Auf einheitlicher Grundlage (Frankesche) hat Prof. W. Dietz in einem Hefte der

liegen kommt, so daß die Anwendung von Pfählen, welche die Last auf der tragfähigen Schichte übertragen sollen, sehr teuer wird. Es werden in solchen Fällen kontinuierliche Platten oder kontinuierliche gerippte Plattenbalken

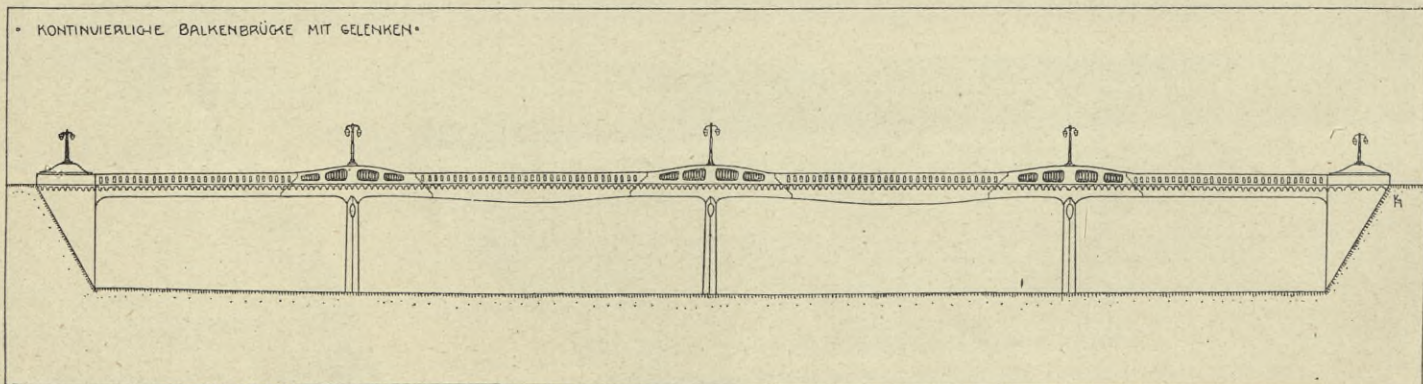


Abb. 2b

ausgeführt, welche den Druck ganz oder nur streckenweise mit gleicher Bodenpressung gleichmäßig übertragen. Es liegt ja nahe, daß, weil eben Verbundkonstruktionen fast einwandfrei in einem Stücke ausgeführt werden können, der kontinuierliche Eisenbetonträger eine außerordentliche Rolle spielen muß.

Es sind in der letzten Zeit zahlreiche kontinuierliche Eisenbetonbrücken mit bedeutenden Längen in einem Stücke und mit großen Spannweiten ausgeführt worden. Wir wollen eine allgemeine theoretische Betrachtung an

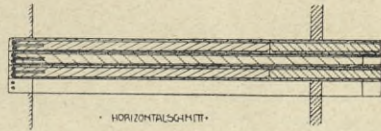


Abb. 2c

Hand der bis jetzt wichtigsten ausgeführten kontinuierlichen Balkenbrücken aus Eisenbeton durchführen, um nachher zwei solche ausgeführte Brücken näher zu behandeln.

Allgemein wird dem kontinuierlichen Träger ein Nachteil nachgesprochen, es ist dies der Einfluß unvorhergesehener Aenderungen in der Höhenlage der Stützpunkte infolge der elastischen Nachgiebigkeit der Pfeiler

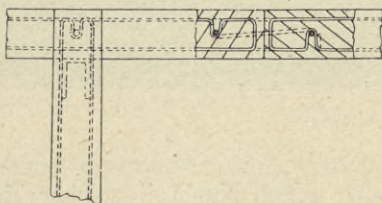


Abb. 2d

und meist der nichtelastischen Nachgiebigkeit des Fundamentbodens. Dem kontinuierlichen Träger aus Eisenbeton werden besonders der Einfluß der Temperaturänderung und die Schwierigkeit, mit welcher man so lange Brücken in einem Gusse herstellen kann, als wichtige Nachteile hinzugefügt. In der Folge wird aber gezeigt und durch praktische Ausführungen bewiesen, daß beim Eisenbeton alle diese sogenannten Nachteile

meistens nicht vorhanden oder nur unbedeutend sind. Brückenlänge nach vorgenommene Teilung derselben leicht ermöglicht. Die einzelnen Teile werden dann durch Platten verbunden.

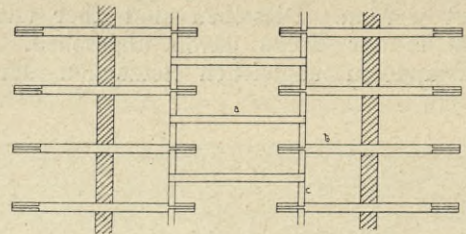


Abb. 2e

Der statischen Berechnung kontinuierlicher Balken werden im allgemeinen gewisse Annahmen zugrunde gelegt, wie 1. gleiches Trägheitsmoment, 2. Unnachgiebigkeit der

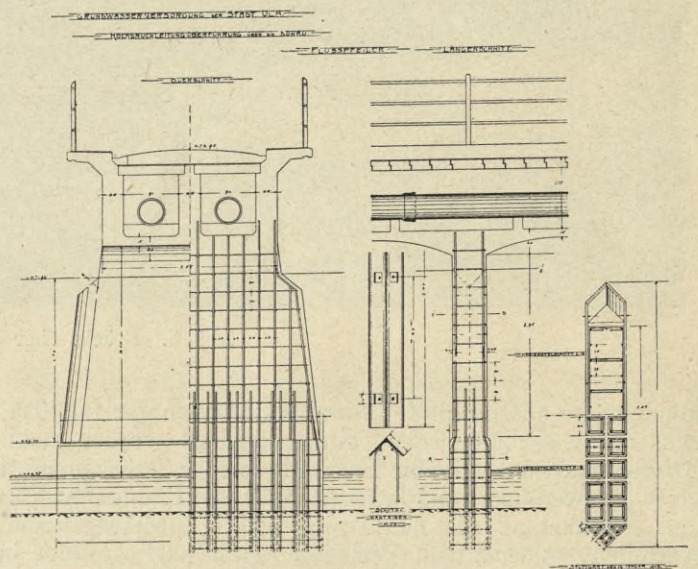


Abb. 3

Stützpunkte und 3. freie Beweglichkeit über den Stützpunkten, die in der Praxis mehr oder weniger erfüllt sind. Die erste Bedingung, die auch bei eisernen Balken

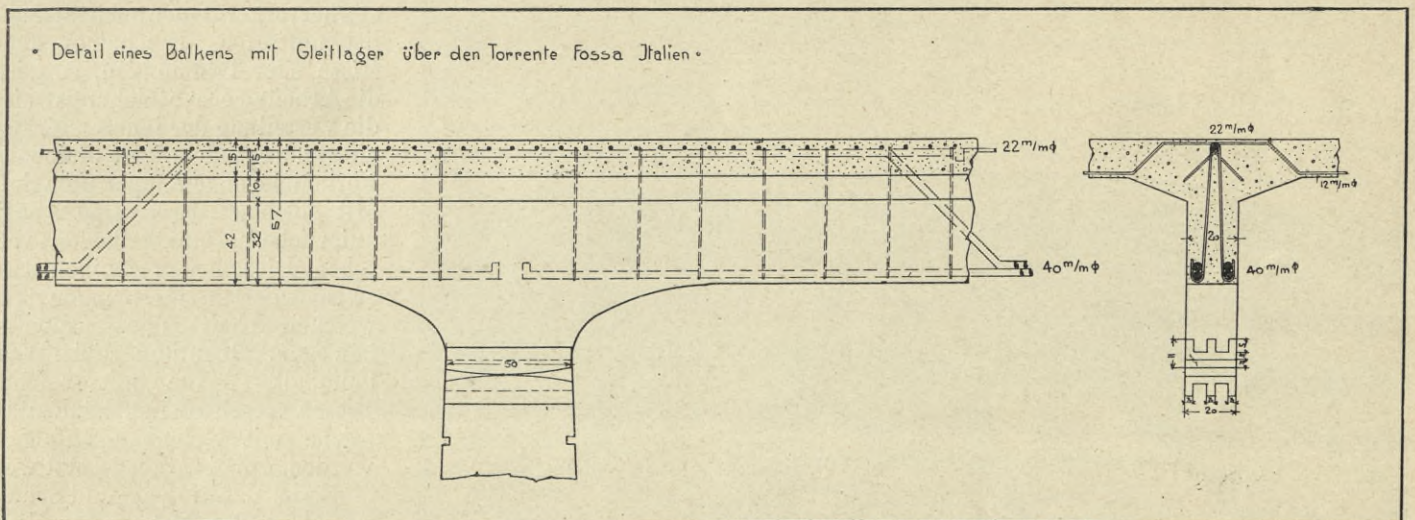


Abb. 4

Die Ausführung solcher langen und sehr breiten Brücken in einem Gusse wird bei Vermeidung der durch die Breite der Brücke hervorgerufenen Querspannungen infolge des Abbindeprozesses neuerdings durch eine der

nur annähernd erfüllt wird, ist beim Eisenbeton fast nie erfüllt und ist sonst belanglos. Die zweite Bedingung trifft theoretisch nie ganz zu, weil ein jedes Material infolge einer Belastung (wie hier auf Druck) Verkürzungen

erleidet, und müssen sich somit die Balken senken. Diese Senkungen sind bei Stein- und Eisenbetonpfeilern äußerst klein und können vernachlässigt werden. Nebenbei können diese Einsenkungen, die nicht immer die Beanspruchungen erhöhen, auch durch das graphische Verfahren berücksichtigt werden. Dieselben sind aber unbedeutend und wurde in der Folge davon abgesehen. Um die sehr beanstandeten ungleichen Setzungen der Pfeiler-

mische Vorteile erreicht werden. Es kann nämlich die Stützhöhe so gewählt werden, daß eine Materialersparnis bis zu 20 Prozent erzielt wird. Es muß dabei aber die Sicherheit vorliegen, daß die anfänglich ausgeführten Höhen dauernd beibehalten werden, was einen außerordentlich guten Boden voraussetzt. Die etwaigen Fehler in der Höhenlage der Stützpunkte wie auch die ungleichen Setzungen der Pfeiler und Widerlager



Abb. 5. Brücke über die Donau bei Blochingen

fundamente auszuschließen, werden dieselben gut fundiert, was mit Eisenbeton sehr einfach gemacht werden kann. Dieser sonst bedeutende Nachteil solcher Brücken wird durch Anwendung von Platten (Abb. 2) oder Pfählen (Abb. 3) aus Eisenbeton, die den Druck richtig übertragen und verteilen, unbedeutend gemacht. Man hat es stets in der Hand, den Foundationen solche Abmessungen zu geben, daß der Boden auf das zulässige Maß beansprucht wird (siehe Abb. 2). Andererseits können aus der Anordnung ungleicher Stützhöhen kontinuierlicher Balken, ökonomisch

bilden von jeher einen Nachteil solcher durchgehender Balken ohne Gelenke. Die Anwendung von Gelenken macht solche Fehler beziehungsweise Bewegungen für die Konstruktion unschädlich. Sollten solche Befürchtungen auch für den kontinuierlichen Verbundbalken gehegt werden, so lassen sich diesen gegenüber folgende Betrachtungen für den Verbundbalken anstellen.

Beim kontinuierlichen Balken treten die allgemeinen Bedingungen, welche die Berechnung desselben voraussetzt, ein, sobald alle Querschnitte derartig miteinander verbunden werden, daß keine andern Bewegungen als die infolge der elastischen Dehnungen etc. hervorgerufenen auch tatsächlich auftreten. Erscheinen aber Risse oder Trennungen, so wird die Arbeitsweise, beziehungsweise die Verteilung der inneren Kräfte eine andre, indem jetzt bleibende Formänderungen eingetreten sind. Mit solchen Rissen sind kontinuierliche Verbundbalken oft versehen. Dieselben erscheinen etwa zwischen den Grenzlagen, in welchen sich die Inflexionspunkte bewegen. Kontinuierliche Verbundbalken, die mit solchen Rissen versehen sind, können als solche mit Gelenken aufgefaßt werden, wobei vorausgesetzt werden kann, daß die Zug- und Schubfestigkeit des Betons für diese Querschnitte gleich Null ist und die totale auftretende Scherkraft den Eiseneinlagen zur Aufnahme überlassen wird. Dadurch, daß sich natürliche Risse zeigen, hat sich die Konstruktion einer günstigeren Arbeitsweise angepaßt, ohne

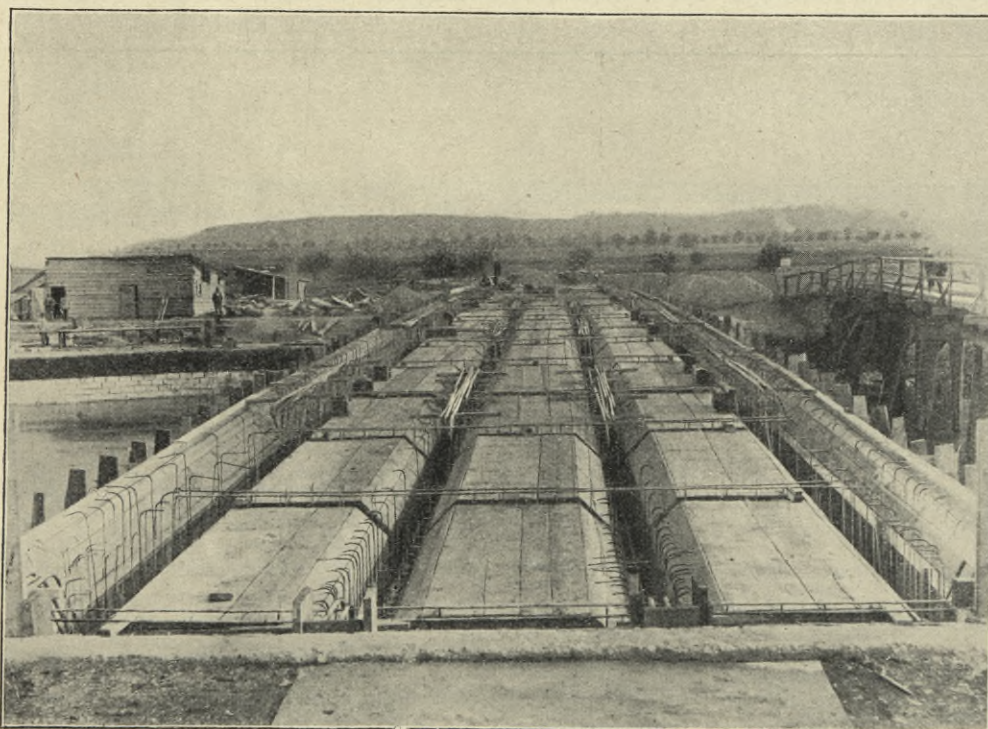


Abb. 6. Brücke über die Donau bei Blochingen

an ihrer Tragfähigkeit nennenswert einzubüßen. Die Durchbiegungen und lotrechten Schwankungen werden hierbei größer, und zwar in dem Maße, wie es bei Gerberträger gegenüber den kontinuierlichen Balken ohne Gelenke der Fall ist. Ferner ist bei Verbundbalken noch die Einspannung über den Stützpunkten zu berücksichtigen.

Anschließend an diese Betrachtungen, lassen sich solche Brücken, wie in Abb. 2a oder Abb. 2b, ohne weiteres ausführen. Es werden hierbei künstliche Trennungen an

ein Musterschutz erteilt worden, wobei die Elemente der Konstruktion nach dem Prinzip der Gerberschen Gelenkträger zusammenstoßen. Die Einlagen werden zum Teil ganz unterbrochen, was gewiß nicht zu empfehlen ist, trotzdem die durchgehenden übrigen Einlagen die totalen auftretenden Schubspannungen aufzunehmen imstande sind. Eine andre Lösung (Abb. 2e) ist von Herrn E. Gall-Budapest gegeben worden. Es wird hierbei eine gänzliche Unterbrechung der Konstruktion vorgenommen, und an diesen

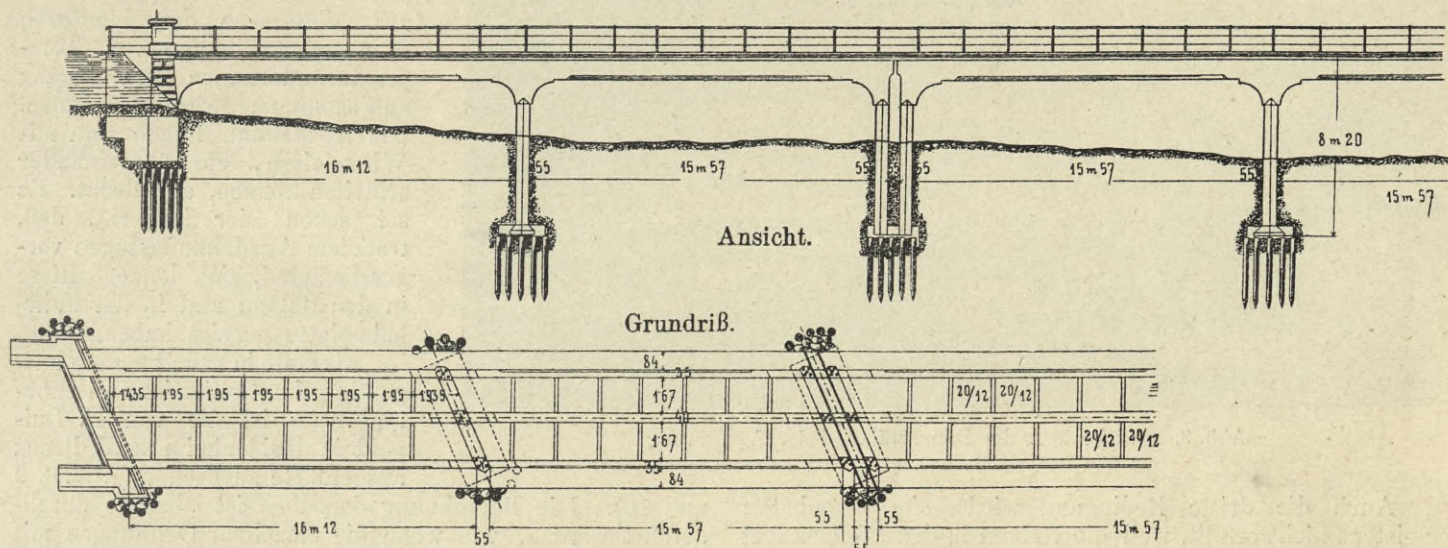


Abb. 7

geeigneter Stelle (Inflexionspunkte), sogenannte Betonierstoßen angebracht, welche mit Pappe oder Teer gefüllt werden, so daß die entstehenden Bewegungen keine bedeutenden Nebenspannungen hervorrufen können.

Die Frage der gelenkartigen Verbindung und Arbeitsweise von Eisenbetonkonstruktionen wurde praktisch im Hochbau von verschiedener Seite zum Teil gelöst. Es sind aber noch nicht alle Momente richtig gewürdigt worden.

Herrn E. Lutz-Stuttgart ist für die in Abb. 2c und Abb. 2d skizzierten Decken- und Balkenkonstruktionen

Stellen werden Querträger eingeschoben, welche die Rolle der Gelenke einnehmen sollen. Die Balken und Deckenelemente werden im voraus auf Lager fertiggestellt und an Ort und Stelle verlegt, wie es mit den Konstruktionen von Siegwart, Visintini, Herbst u. s. w. der Fall ist.

Solche Konstruktionen sind statisch bestimmt, lassen sich also leicht berechnen. Die Vorteile der aus einem Stück gegossenen Eisenbetonkonstruktionen werden zum größten Teil preisgegeben. Diese Ausführungsarten lassen sich als frei über den Stützen durchgehende oder fest in denselben

eingespannt ausführen und geben auch in ökonomischer Hinsicht befriedigende Resultate. Die Stellen, wo die Eiseneinlagen aufhören und diejenigen, wo die freien Fugen angenommen werden müssen, lassen sich bei bewegter Last nicht mehr so einfach bestimmen. Immerhin hat dieser Umstand für die Praxis keine so große Wichtigkeit und sind die auftretenden Momente in den in Frage kommenden Stellen als verschwindend klein anzusehen. Im Hochbau werden solche Konstruktionen zur Erzielung kleinerer, also leichterer Konstruktionsteile, mit welchen man dennoch große Oeffnungen überspannen kann, vorgeschlagen. Im Brückenbau wird ein andres Ziel gesetzt, nämlich die Gestaltung der Konstruktion zu einer statisch bestimmten, und überhaupt zur Ermöglichung der Ausführung von Brückenkonstruktionen mit größeren Spannweiten, als es jetzt der Fall ist.



Abb. 8. Brücke über die Brenz in Heidenheim

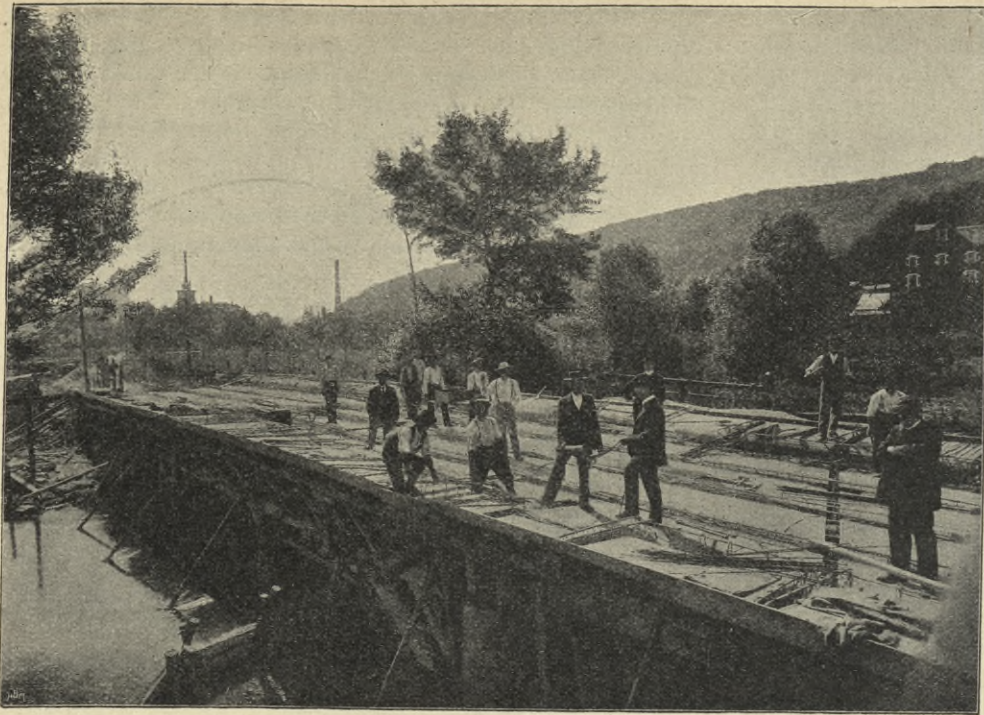


Abb. 9. Brücke über die Brenz während der Ausführung

eisen bei Möller verwendet. Nach Hennebique sind eine Reihe solcher Brücken ausgeführt, von denen hier eine der größten, die Wolfurthener Kennelbachbrücke,¹⁾ genannt werden soll (Abb. 7). Dieselbe weist eine Gesamtlänge von 115,97 m auf und besteht aus drei getrennten Brücken von 33 + 50 + 33 m. Die Hauptpfeiler sind zu Doppelpfeilern ausgebildet, so daß hierdurch Bewegungen infolge von Temperaturänderungen und Lasten aufgenommen werden können. Die Ausdehnungsfugen sind mit Winkeleisen, die übereinander schleifen können, abgedeckt. Es sei schon hier bemerkt, daß, trotzdem Ausdehnungsfugen vorgesehen sind, sich dennoch Risse in den Balken und in der Fahrbahnplatte gezeigt haben.

Als erste in Württemberg ausgeführte kontinuierliche Eisenbetonbrücke ist die von E. Luipold in Heidenheim a. d. Brenz ausgeführte anzusehen (Abb. 8, 9

Auch die dritte Bedingung wird beim Eisenbeton meistens nicht erfüllt, weil die Balken in den Pfeilern fest eingespannt werden, und müssen dieselben der Biegung

und 10). Die Berechnung derselben ist aber so durchgeführt worden, wie wenn die einzelnen Öffnungen mit freiaufliegenden Balken überbrückt wären.²⁾ Auch Passe-

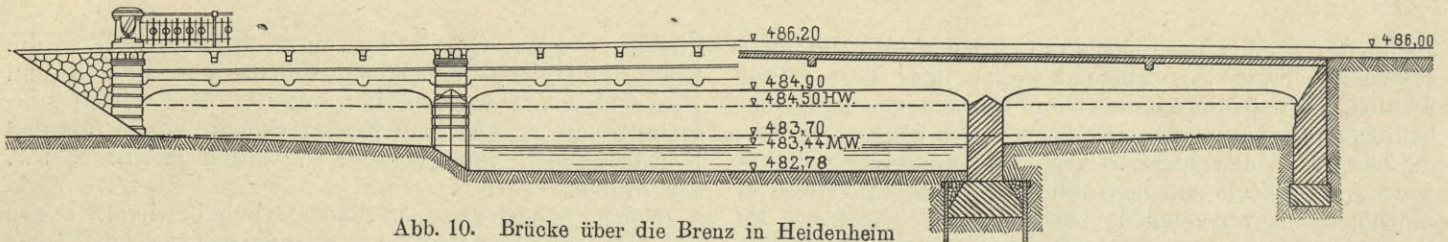


Abb. 10. Brücke über die Brenz in Heidenheim

der Balken Folge leisten. Die Pfeiler werden infolgedessen auf Biegung beansprucht und müssen daher eine Eiseneinlage erhalten (Abb. 2). Diese Schwankungen aus der Vertikale, durch die einseitigen Belastungen hervorgerufen, sind sehr klein, ebenso diejenigen infolge der Temperaturänderungen, und werden schon durch die Elastizität der Eisenbetonsäulen allein ermöglicht, was durch die in der Folge angeführten Messungen bestätigt wird. Nur bei ganz großen, über mehreren Stützen in einem Stücke ausgeführten Balken können diese Schwankungen bedeutend werden, und es empfiehlt sich, Gleit- oder Rolllager ähnlich wie die der eisernen Brücken anzuwenden. Die über den „Torrente Fossa“ (Italien) ausgeführte Brücke erhielt Gleitlager aus Gußeisen (Abb. 4). Eine Brücke, bei welcher Rolllager in Anwendung kommen, wird zurzeit in Blochingen von der Firma H. Reck ausgeführt, Abb. 5 stellt die Rüstung, Abb. 6 die Montage derselben dar. Genau betrachtet, sind diese Brücken als auf elastisch senkbaren Stützen zu behandeln. Der Unterschied ist dabei unbedeutend.

Als Eiseneinlagen kontinuierlicher Träger werden gewöhnlich meist Rundeisen, wie bei Hennebique, Luipold u. s. w., und Flach-

rellen, Ueberführungen, Hochdruckleitungen (Abb. 11, 11a und 12), Aquädukte, Straßenbrücken (Abb. 13 und 14), auf welchen elektrische Bahnen verkehren, Seil-

1) Siehe „Beton und Eisen“, Heft IV 1905.

2) Siehe Brenzbrücke bei Heidenheim von Baurat C. Schmid.

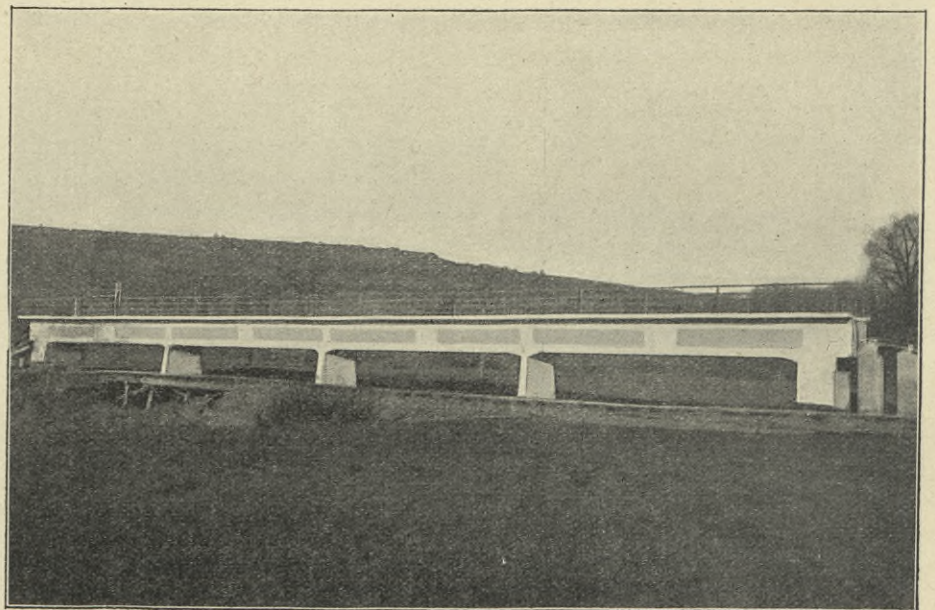


Abb. 11. Brücke über den Hochwasserkanal in Ulm

bahnüberführungen und auch Eisenbahnbrücken sind mit kontinuierlichen Trägern aus Eisenbeton ausgeführt worden.

Ueber die letzte Art nennen wir die in Olten (Schweiz) im Jahre 1898 ausgeführten Geleiseüberführungen. Dieselben bestehen aus rein durchlaufenden Hauptbalken

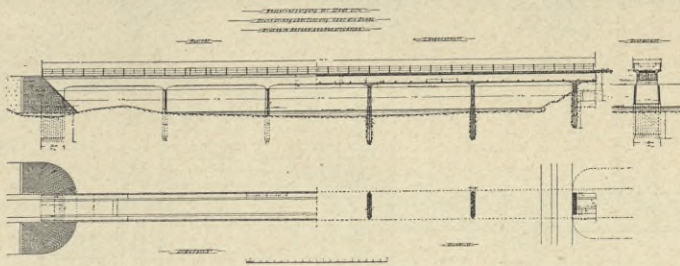


Abb. 11 a

mit zwei und mehreren Öffnungen. Die Hauptbalken ruhen auf Gußeisensäulen. Eine Einspannung zwischen Balken und Säulen ist nicht vorhanden (Abb. 15).

Die Platte ist 25 cm stark, mit Eiseneinlagen, von denen je eine gerade, die folgende nach den Enden aufgebogen, versehen, und auf allen vier Seiten in den von Haupt- und Nebenbalken gebildeten Rahmen eingespannt. Die Decke ist eingehängt und gegen die Auflager hin mit Zwickeln versehen, die nach oben verlegt sind, so

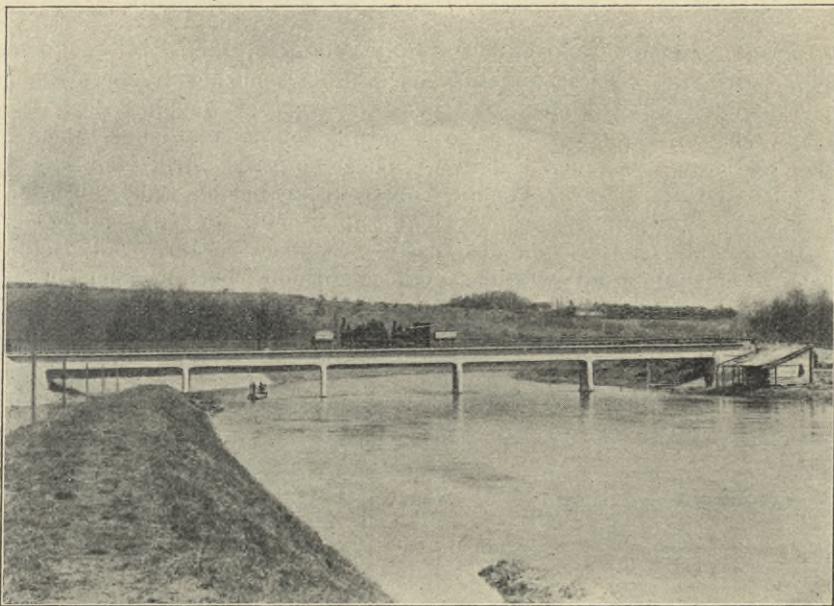


Abb. 12. Brücke über die Donau in Ulm

daß man dieselbe als eine an den Rändern eingespannte Buckelplatte ansehen darf. Ferner ist dieselbe, wie bei

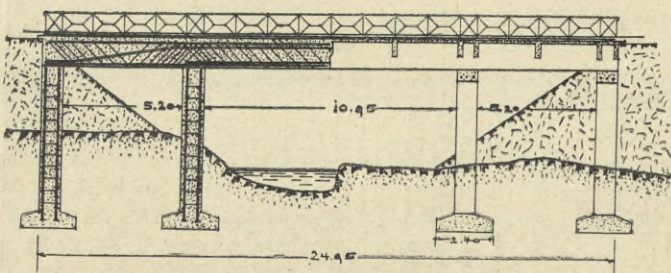


Abb. 13. Brücke über die Quisa (Italien)

der Bauweise Hennebique üblich, reichlich mit Flacheisenbügeln versehen.

Die Querträger versteifen die Hauptträger und nehmen die Lasten, welche durch die Schienen übertragen

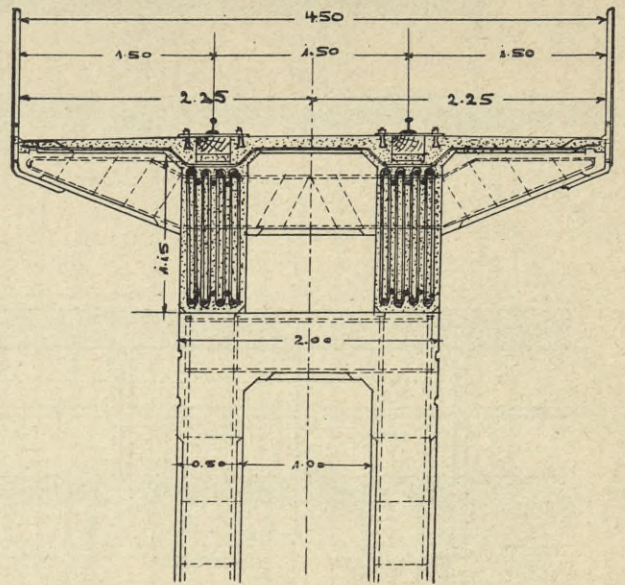


Abb. 14. Brücke über die Quisa (Italien), Querschnitt

werden, unmittelbar auf. Die Querträger sind in Entfernungen von ca. 1,80—2,20 m angeordnet, mit Doppelseiten versehen, 40/70 cm stark und fest in den Hauptträgern eingespannt.

Die Hauptträger weisen eine Spannweite von 3,7 m auf, sind 40/72 cm stark und mit einer Obergurt von 3×40 mm, einer Untergurt von 6×42 mm versehen. Alles nähere ist aus Abb. 16 ersichtlich.

Ueber diese Ausführungen teilt uns auf Ansuchen der Oberingenieur bei der Generaldirektion Herr E. Vogt folgendes mit: „Die beiden Geleiseüberführungen über den westlichen Personendurchgang sowie die Abdeckungen für die drei Bahnsteige im Bahnhof Olten, welche im Jahre 1898/1899 in armiertem Beton (System Hennebique) ausgeführt worden sind, haben sich bis jetzt sehr gut gehalten und haben keinerlei Schäden gezeigt.“

Auch Verladebühnen (Abb. 17a und b) und Aquädukte sind mit ähnlichen Balkenkonstruktionen (Abb. 18) ausgeführt worden. Ferner werden zur Bildung der Fahrbahn von Bogenbrücken kontinuierliche Träger aus Eisenbeton verwendet, wodurch das Eigengewicht solcher Brücken wesentlich vermindert wird. Bei der Wallstraßenüberführung in Ulm a. D. (Abb. 19) wurde über ein Betongewölbe mit 63 m Spannweite eine Eisenbetonfahrbahn mit kontinuierlichen Balken nach der Bauweise Luipold erstellt (Abb. 20 und 21). Endlich nennen wir noch die Brücke¹⁾ über das Aischtal bei Neustadt a. Aisch (Abb. 22), die, wenn genau betrachtet, nicht aus kontinuierlichen Balken besteht, weil dieselben als einfache Balken angesehen und dementsprechend gerechnet, bemessen und getrennt ausgeführt worden sind; andererseits aber sind dieselben durch Ankereisen miteinander und mit den Stützpfählern verbunden, wodurch ein gewisser Zusammenhang der Balken hervorgerufen wird. Die Einspannungen können rechnerisch verfolgt werden, aber hier ist von einer entsprechenden Berücksichtigung der dadurch entstehenden Biegemomente abgesehen worden.

¹⁾ Siehe Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement, Beton etc., Nr. 3, 1905.

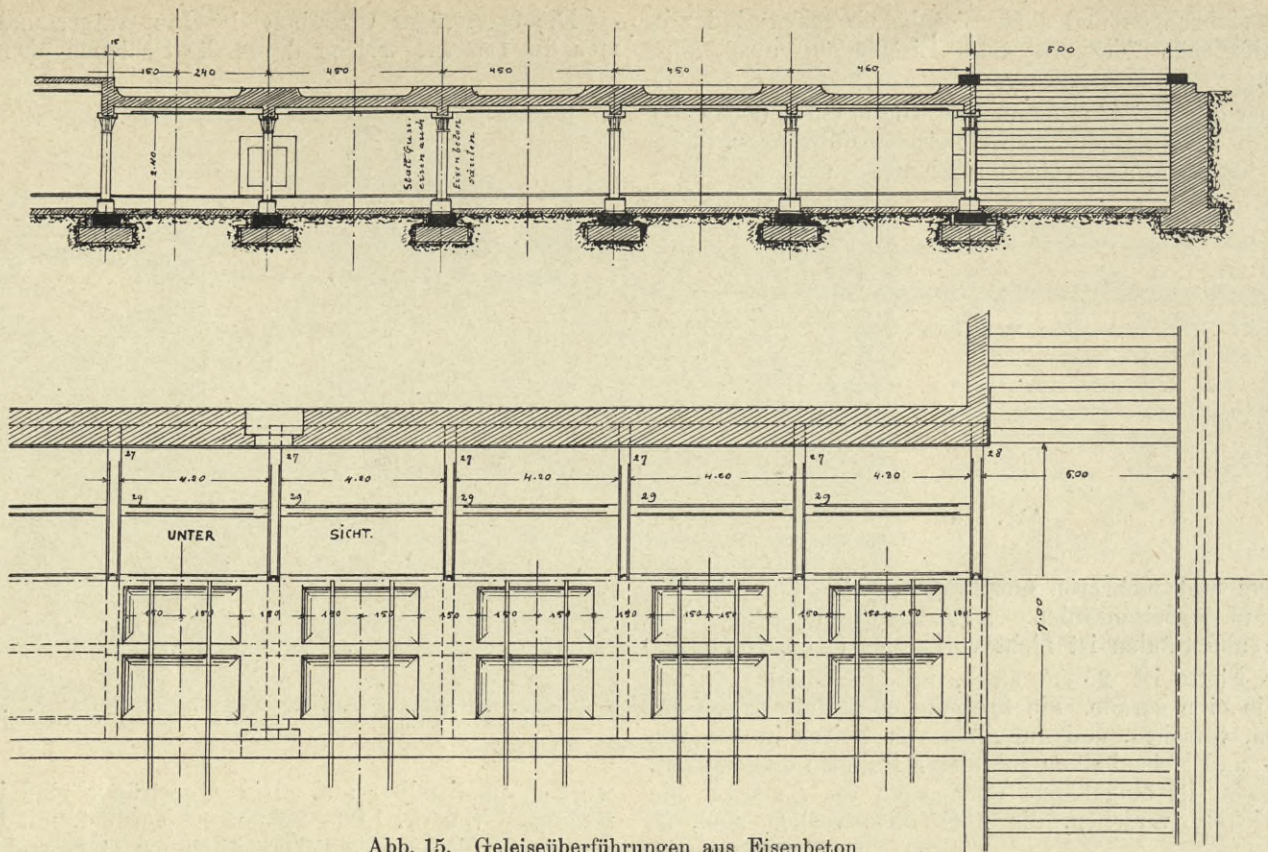


Abb. 15. Geleiseüberführungen aus Eisenbeton

Nach der Bauweise Möller, wo fischbauchförmige Tragrippen verwendet werden, ist die Fußgängerbrücke bei Kreiensen ausgeführt. Die Pfeiler bestehen aus eisernen Jochen und sind somit die Träger als frei aufliegend zu betrachten. Die Einlage besteht aus an den Enden fest verankerten Flacheisen, auf welche kleine Winkeleisen aufgenietet werden zum Zweck einer besseren Haftung des Eisens am Beton. Auch solche Brücken, die, aus durchlaufenden eisernen Vollwand- oder Fachwerkträgern be-

stehend und mit Beton ummantelt, zum Unterschiede von obengenannten als Betoneisenbrücken bezeichnet werden dürfen, sind bereits ausgeführt (Abb. 23).

Eine derartige Ausführung bildet die Ueberführung im Lindauer Bahnhof. Dieselbe weist drei Oeffnungen auf. Die tragende Konstruktion besteht aus eisernen Vollwandträgern, welche zum Schutz gegen Rauchgase, die das Rosten des Eisens besonders fördern, mit Beton ummantelt werden. Die Fahrbahn besteht aus Eisen-

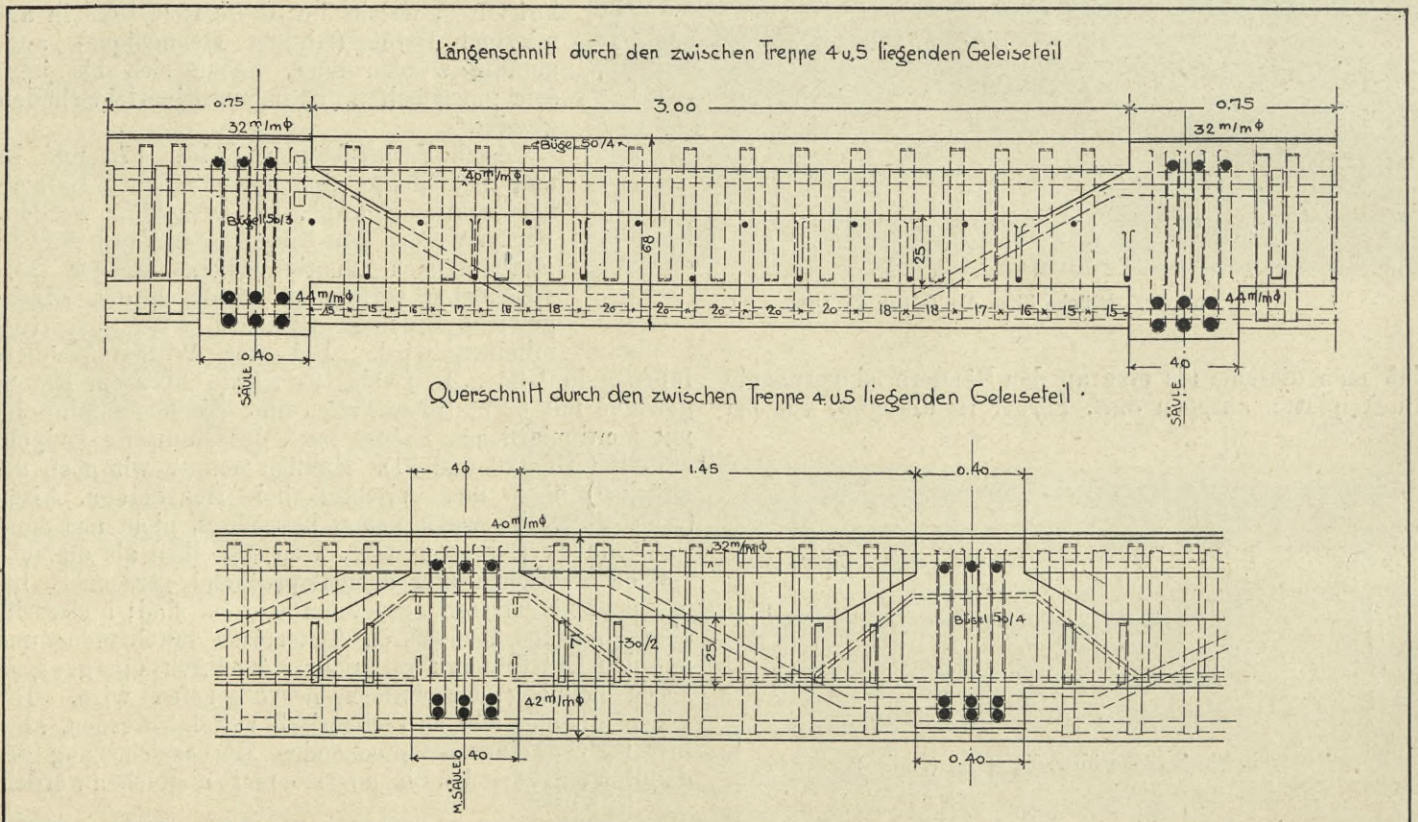


Abb. 16

betonplatten. Von einer gemeinsamen statischen Wirkung beider Materialien kann hier nicht die Rede sein. Heute werden solche Brücken seltener ausgeführt und finden Betoneisenbrücken, die eine Rüstung nicht benötigen, bei Bogenbrücken (System Melan) öfters Verwendung. Untenstehend fügen wir eine Tabelle, die wichtigsten bis jetzt ausgeführten kontinuierlichen Eisenbetonbrücken enthaltend, bei.



Abb. 17 b

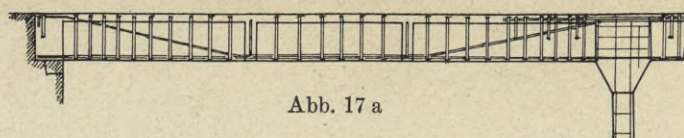


Abb. 17 a

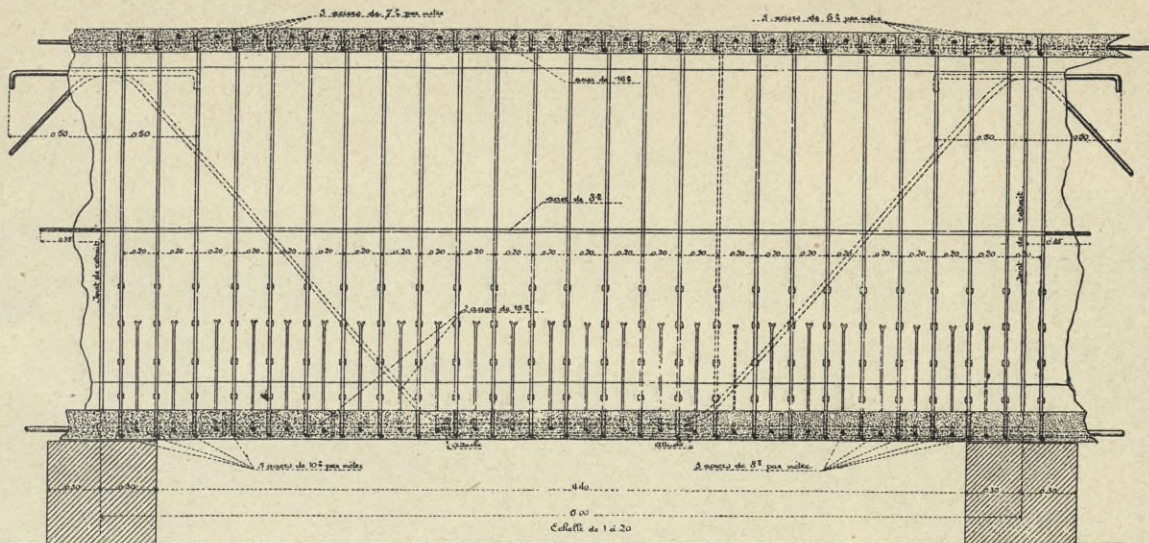


Abb. 18. Eisenbetonkanal beim Simplontunnel

Ausgeführte kontinuierliche Balkenbrücken

Name der Brücke	Anzahl der Öffnungen	Spannweiten	Gesamtlänge	Brückbreite	Balkenhöhe	Pfeilerstärke
1. Brücke bei Brumath ¹⁾	2	8,7 m		8,40 m		90 cm
2. Straßenbrücke in La Gachère ¹⁾ . . .	8	6 × 6 m + 2 × 8,30 m	45,3 m			
3. Brücke über die Quisa ¹⁾ (Italien) für elektrische Straßenbahn	3	2 × 6,10 + 10,95 m	25 m			50 cm
4. Aischtal bei Neustadt ²⁾ am Aisch . . .	9	9 × 11 m	106 m	6,0 m	1 m	
5. Kennelbach in Wolfurth ¹⁾	7	3 getrennte Brücken mit je 2 + 3 + 2 Öffnungen größte Spann. 16,12 m	116 m	6,10 m	92 cm	55 cm
6. Brücke über die Wertach ³⁾ bei Göggingen-Augsburg	4	2 × 10,5 + 2 × 13,5 m		8,50 m	70 cm	60 cm
7. Brenzbrücke in Heidenheim ²⁾ 1902 . .	3	2 × 7,5 + 14 m	31 m	8 m	1,0 und 0,88 m	
8. Brücke in Zenice ¹⁾ (Ungarn)	8	15,50 m				
9. Chatillon a. d. Seine ¹⁾	2	17 m				
10. über die Seyres aux Sablons ¹⁾	2	20 m				
11. in Padua ¹⁾ (Italien)	2	22,50 m				
12. in Briançon ¹⁾	2	22 m				
13. Slatyina ¹⁾ (Rußland)	2	23,67 m				
14. Viviez ¹⁾ (Aveyron) Passerelle	3	19,22 + 26,0 + 19,22 m				
15. über Torrente Fossa ²⁾ (Italien)	3	6,50 + 8 + 6,50 m	21,0 m	8,0 m	0,57 m	60 cm
16. Eloyes ¹⁾	5	20 m				
17. Fußgängerbrücke bei Kreiensen ³⁾ 1896		4 × 11,40 + 12,40 m		1,50 m		
18. Passerelle in Clarens ¹⁾	4	16 m	41,90 m			
19. Kanalbrücke am Simplontunnel ¹⁾ . . .		5 m	3000 m			60 cm
20. Kontinuierlicher Vollwandträger von Picketti	3	2 × 5,90 + 8,38 m			1,65 m	
21. Passerelle von Picketti	5	5 × 12 m		1,30 m	0,76 m	
22. Kabelbrücke in Cannstatt ²⁾	2	9,12 + 5,16 m	15,08 m	4,92 m	0,50 m	
23. Straßenbrücke in Backnang ²⁾	2	2 × 13,05 m	26,50 m	9 m	0,85 m	40 cm
24. Brücke über die Arve ¹⁾	10	8,08 m	80,8 m	3,80 m		
25. Aquädukt in Bourgogne ¹⁾		6 m	1404 m			
26. Hadlaubbrücke ¹⁾ (Zürich) Ueberführung der Seilbahn	4	2 × 13,2 + 2 × 10,8 m		2,80 m		40 cm
27. Flutbrücke am linken Ufer der Mosel ¹⁾	3	8,6 + 12,8 + 8,6 m	31,20 m	7,0 m	0,90 m	60 cm
28. Brücke über die Orne bei Rombach ¹⁾	7	7 × 8,0 m		7,0 m	Steinpfeiler	Joch
29. Druckstrangüberführung über die Donau in Ulm ¹⁾	5	5 × 14,0 m	72,50 m	4,0 m	1,30 m	50 cm
30. Eisenbahnviad. b. Gennevilliers (Seine ⁴⁾)	22	20 × 5 m + 9 m + 5,48 m	114,48 m	7,7—12,5 m	0,785 m	40 cm
31. " " " " " " " "	16	16 × 5 m	80 m	5—12,5 m	0,785 m	40 cm

1) Hennebique. 2) Luipold. 3) Möller. 4) Coignet.

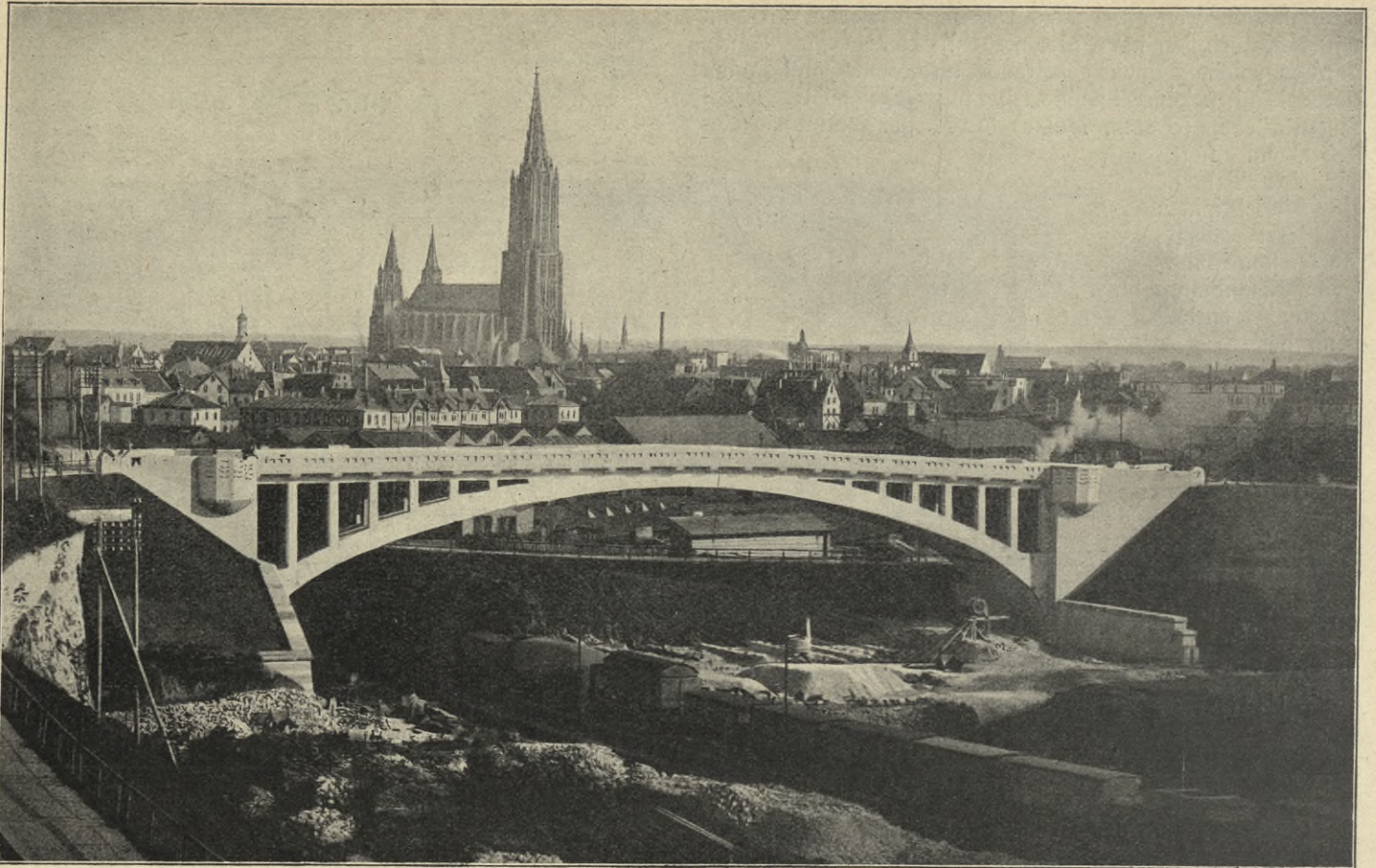


Abb. 19. Wallstraßenüberführung in Ulm

Die über den Stützen sonst übliche Voute oder konsolartige Ausrundung, welche infolge der großen negativen Momente notwendig ist, kann durch eine Erhöhung der Rippen, wie in Abb. 24 oder 24 a für einen Balken mit zwei resp. drei Oeffnungen ausgeführt werden. Sämtliche Stützpunkte liegen in gleicher Höhe. Sollte das Material besser ausgenutzt werden, so könnte der Balken wie in Abb. 24 b ausgeführt werden, wobei

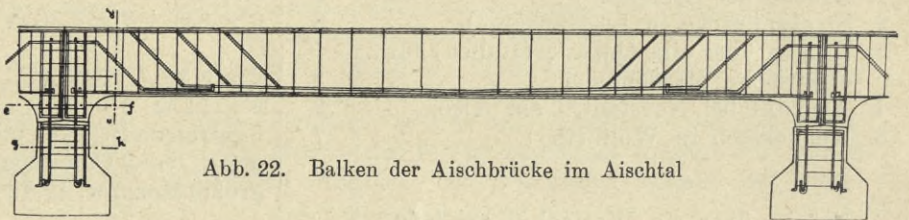


Abb. 22. Balken der Aischbrücke im Aischtal

die Stützpunkte immer auf einer Horizontale liegen. Diese Form eignet sich aber auch für Kragträger (überhängende Träger) und sind solche als Gleisüberführungen

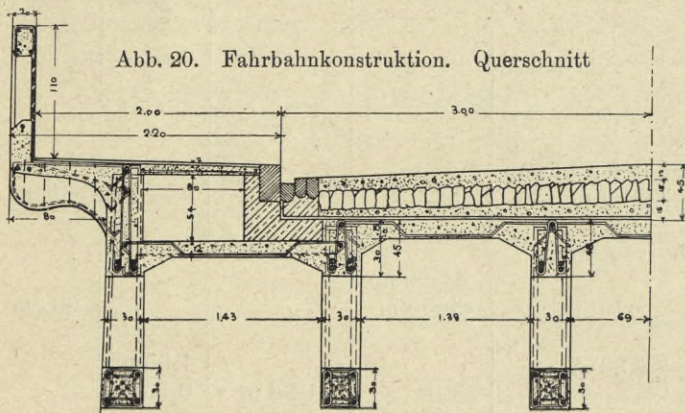


Abb. 20. Fahrbahnkonstruktion. Querschnitt

Wallstraßenüberführung in Ulm

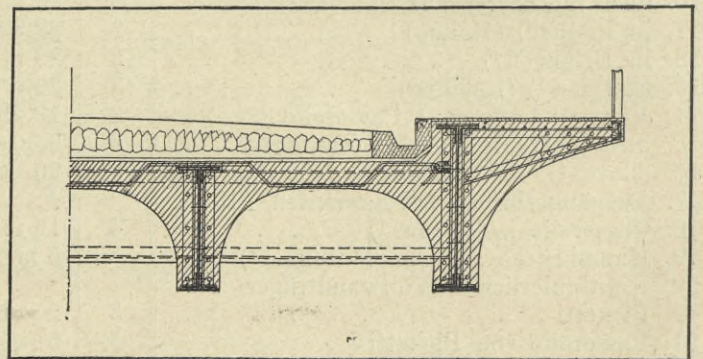


Abb. 23

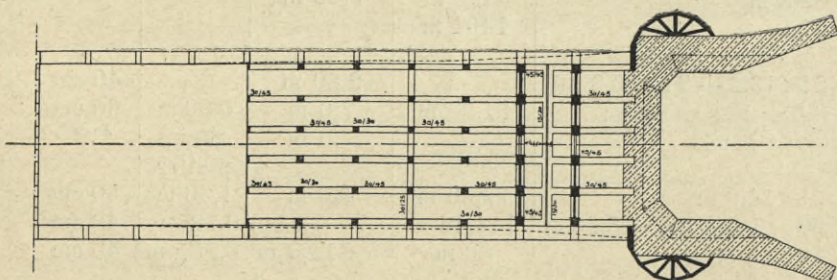


Abb. 21. Fahrbahnkonstruktion. Grundriß

zahlreich zur Ausführung gelangt (Abb. 24 c). Dieselben sind statisch bestimmte Konstruktionen und können mit Leichtigkeit berechnet werden. Die Platte folgt dieser Verstärkung nach und wird dadurch gleichzeitig eine gute Entwässerung der Brücke erzielt. Durch Annahme von Balken, bei welchen die Rippen nach oben angeordnet werden, können diese Vouten wegleiben, weil die Platte zur Aufnahme der Druckspannungen mitwirken kann.

Beträgt die zu überbrückende Spannweite

bei vorhandener Bauhöhe mehr als 30 m, so kommen Bogenträger (in Eisenbeton bis 70 m Spannweite ausgeführt) in Anwendung. Ist die Bauhöhe beschränkt, so lassen sich, wenn eine rationelle Materialausnutzung erzielt werden soll, mit Vorteil kontinuierliche Balken ausführen. Die Bauhöhe kontinuierlicher gerippter Plattenbalken ändert sich mit der Belastung und beträgt bei Straßenbrücken $\frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{18}l$ für die Mitte und $\frac{1}{10}$

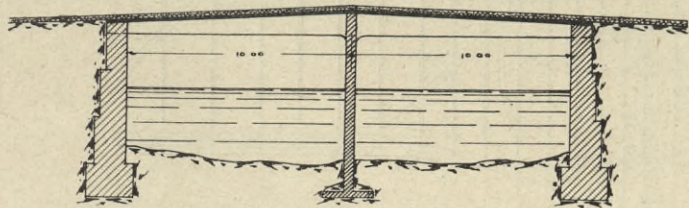


Abb. 24

bis $\frac{1}{13}l$ am Auflager; je nachdem Schotter oder Asphalt verwendet wird, muß dieses Maß um 25 bis 30 cm resp. 5 cm erhöht werden. Ist die Bauhöhe beschränkt, so wird die Fahrbahn nach „unten“ verlegt.¹⁾ Eine solche

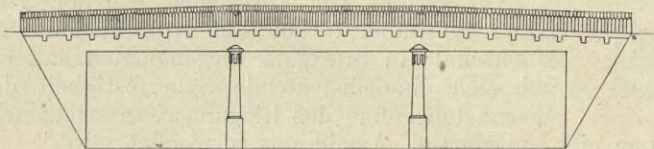


Abb. 24 a

bis $\frac{1}{13}l$ am Auflager; je nachdem Schotter oder Asphalt verwendet wird, muß dieses Maß um 25 bis 30 cm resp. 5 cm erhöht werden. Ist die Bauhöhe beschränkt, so wird die Fahrbahn nach „unten“ verlegt.¹⁾ Eine solche

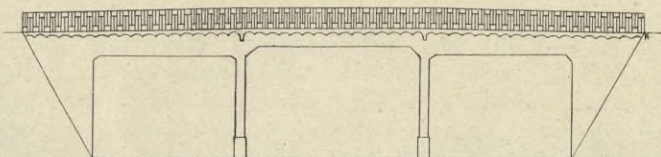


Abb. 24 b

Brücke mit versenkter Fahrbahn ist von Hennebique (Le béton armé, 1906) ausgeführt worden, wobei die Balken über 3 Stützen mit je 10 m Spannweite zur Ver-

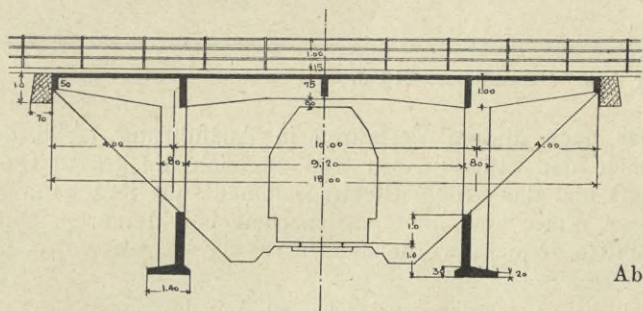


Abb. 24 c

wendung kamen. In solchen Fällen hängt die Bauhöhe von der Brückenbreite allein ab und beträgt das Mindestmaß für Straßenbrücken $\frac{1}{15} \cdot b$ ($b =$ Brückenbreite).

Das Eigengewicht durchlaufender Rippenbalken pro laufenden Meter kann annähernd mit

$$G = 80 \times l + r \times 360 \text{ für Schotterbelag}$$

$$G = 80 \times l + r \times 75 \text{ für Asphaltbelag}$$

bemessen werden, wobei r die Entfernung der Rippen von Mitte zu Mitte bedeutet (l und r in Metern ausgedrückt).

Gegenüber getrennten einzelnen Oeffnungen bieten kontinuierliche Balkenträger den Vorteil, weniger Pfeiler und die damit verbundenen teuren Fundierungen zu gebrauchen, weil dieselben größere Spannweiten zulassen, und sind auch sonst billiger als einfache Balkenträger, die bei gleicher Spannweite mehr Ma-

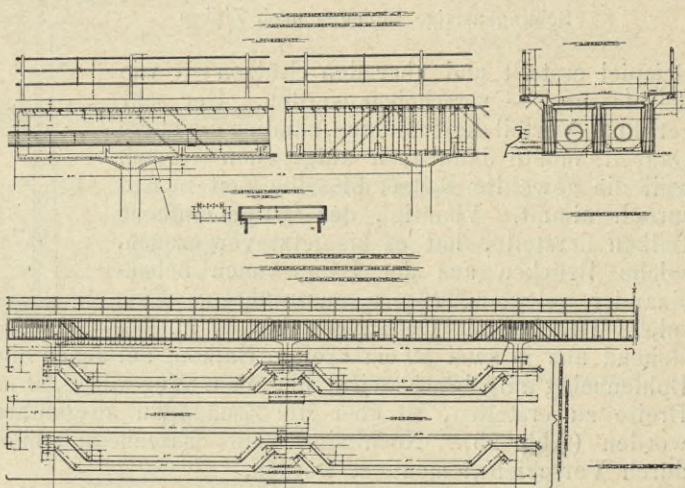


Abb. 26

terial erheischen. Ferner bieten dieselben gegenüber mehreren einfachen Balken gleicher Spannweite eine größere Steifigkeit gegen seitliche Einwirkungen, zeigen kleinere Durchbiegungen und können die Pfeiler, trotzdem die Stützendrücke hier größer sind, schmaler gehalten werden, wodurch das vorgesehene Durchflußprofil u. s. w. nur wenig beeinträchtigt wird. Wenn auch die Vorteile durchlaufender Träger gegenüber einfachen Balken nicht überschätzt werden müssen, so haben sich die ersteren, wenn aus Eisenbeton ausgeführt, sehr gut bewährt. Oft tritt bei kontinuierlichen Trägern keine bedeutende Verminderung der angreifenden Kräfte und

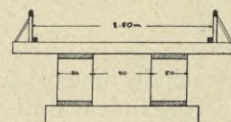
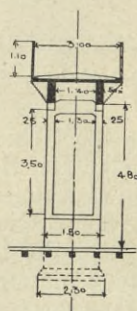


Abb. 25. Querschnitt

Biegemomente ein, vielmehr findet nur eine Verschiebung derselben statt. Darauf kommen wir noch zurück.

Bauweisen, bei welchen es sich darum handelt, fertige Balken an Ort und Stelle zu verlegen, können hier kaum

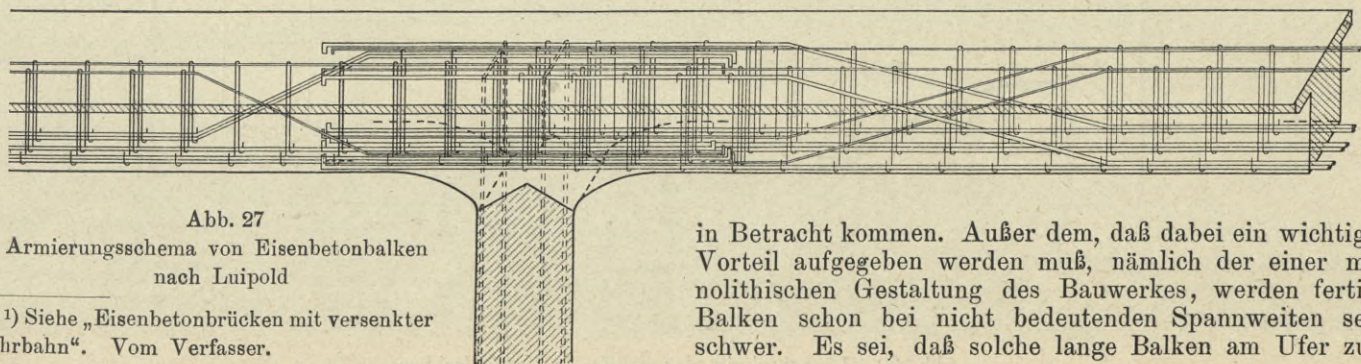


Abb. 27

Armierungsschema von Eisenbetonbalken nach Luipold

¹⁾ Siehe „Eisenbetonbrücken mit versenkter Fahrbahn“. Vom Verfasser.



Abb. 28
Schlingenartige Einlagen nach Zipkes

Beispiel erstellt und über den Stützen — wie die eisernen — verschoben werden. Der sehr gerühmte Vorteil dieser Balken, nämlich die kurze Bauzeit, müßte dann auch aufgegeben werden, weil die gewählte Bauart dieselbe Zeit in Anspruch nimmt. Visintini, der fertige einfache Balken herstellt, hat es bis jetzt vorgezogen, solche Brücken aus der Länge nach nebeneinander gelegten Trägern auszuführen. Eine solche Brücke mit Oeffnungen bis 17 m, bestehend aus je zwei 50 cm breiten Balken, auf denen ein Bohlenbelag aufgebracht wird, um einen Weg von 2,50 m Breite zu erstellen, ist über die Zschoppau ausgeführt worden (Abb. 25). Noch sind keine Eisenbetonbalken durch Verschieben montiert worden.

Bei den verschiedenen Bauweisen wird der notwendige

Einlagen nach unten in den benachbarten Feldern weitergeführt. Die Enden werden stets mit Haken versehen zur Verhinderung eines Gleitens, ferner verhindern die Bügel, daß die Eisen sich nach oben bewegen.

Auf Grund von Versuchen, die der Verfasser im Laboratorium der Kgl. Technischen Hochschule in Stuttgart vorgenommen hat, ergab sich eine bedeutende Scherfestigkeit des Eisenbetons, ohne daß Biegrisse erscheinen, wenn eine spiralartige Armierung verwendet wird.¹⁾

Die schlingenförmige Einlage (Abb. 28) bewirkt eine vollkommene Verbindung aller Teile des Balkens, wodurch der Verbund eine statische Wirkung gegen Biegun- und Scherkräfte aufweist. Eine solche Brücke, bei welcher Spannweiten von 25 m vorgesehen sind, ist

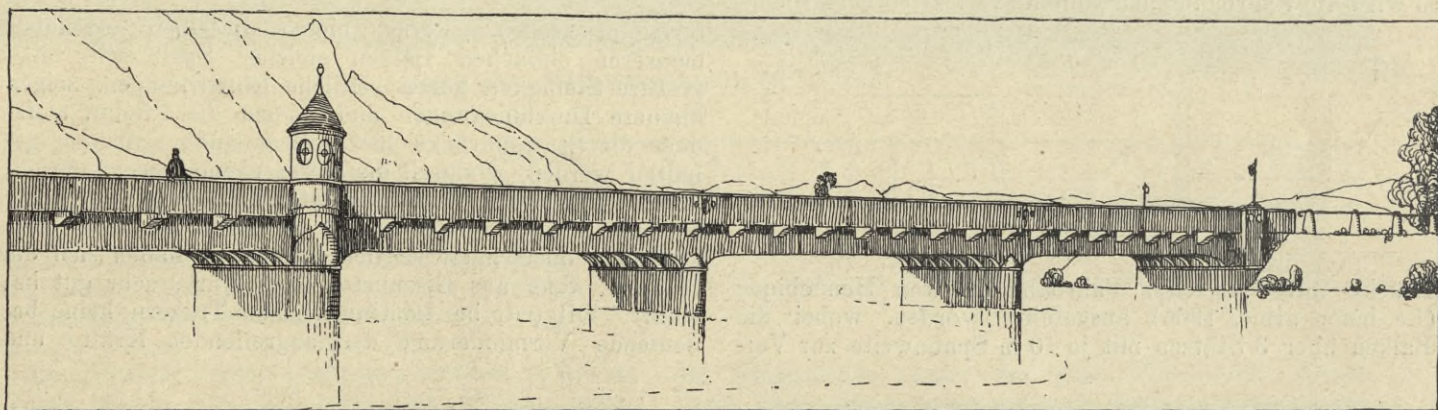


Abb. 29. Brücke über die Bregenzer Ach. Gesamtlänge 210 m

Eisenquerschnitt über den Stützen durch die Uebergreifung der vorhandenen Eiseneinlagen erzielt. Bei Hennebique wird ein Teil der Einlagen schräg abgebogen und in benachbarten Feldern geführt, wie es Abb. 26, die Einlagen der Hochdruckleitungüberführung über die Donau bei Ulm von H. Reck ausgeführt enthaltend, darstellt.

Bei der Bauweise Luipold (Abb. 27) wird ein Teil der unteren Einlagen nach oben, ein Teil der oberen

jetzt nach diesem Verfahren in Ausführung (Abb. 29). Ueber den Stützpunkten tritt zugleich die größte Querkraft und das größte Biegemoment auf und kann auf diese Weise eine höhere Sicherheit bei kleinerem Querschnitt erreicht werden.

¹⁾ Siehe „Die Scher- und Schubfestigkeit des Eisenbetons“ vom Verfasser. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

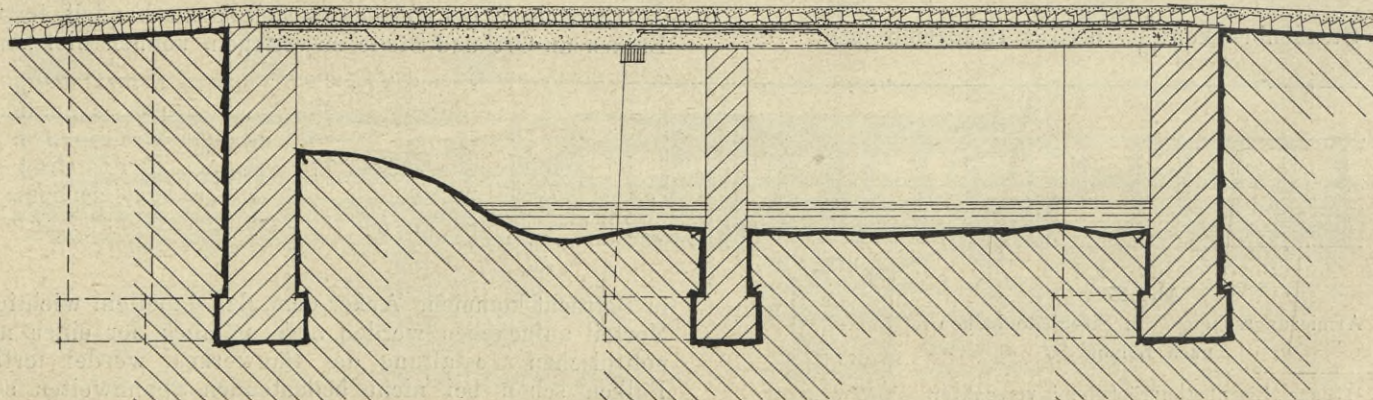


Abb. 30. Längenschnitt der Brücke in Unterkirchberg

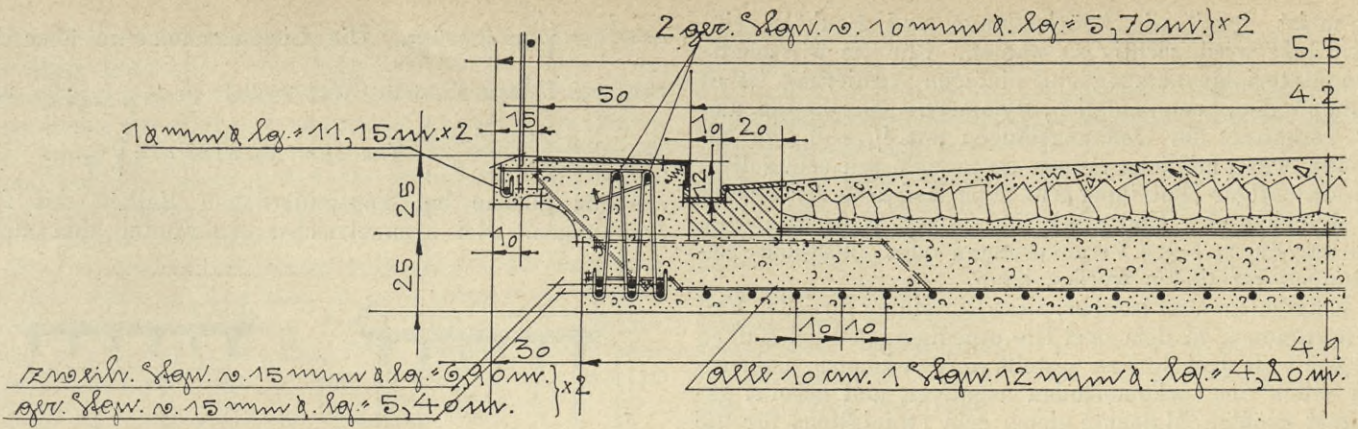


Abb. 31. Querschnitt der Brücke in Unterkirchberg

Bis zu 5,0 m Spannweite werden auch Plattenbrücken als kontinuierliche Platten ausgeführt und ist eine solche Brücke für eine Last von 450 kg/qm und einer Dampfwalze von 16 Tonnen in Unterkirchberg von der Firma E. Luipold in Stuttgart ausgeführt worden. Die ausführlichen Zeichnungen sind in Abb. 30 und 31 wieder-

teilweise Entlastung der Mittelöffnung hervorrufen. Diese Entlastung kann so groß gemacht werden, daß das mittlere Feld nur die zufällige Last aufzunehmen hat, wodurch die Bauhöhe bedeutend verringert wird. Auch könnte eine vollkommene Einspannung wie in Abb. 33 hervorgerufen werden. Solche Balken sind sehr oft in Eisen-

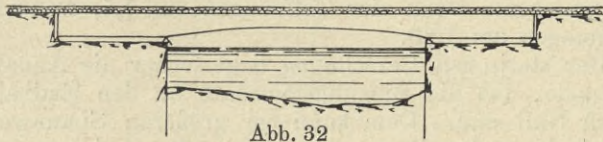


Abb. 32

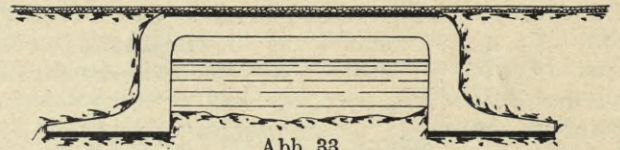


Abb. 33

gegeben. Bei größeren Ueberbrückungen, wo die Bauhöhe im Verhältnis zur Spannweite sehr gering ist, können künstliche Verspannungen zur Entlastung der Balken mittels kontinuierlicher Träger (Abb. 32) Verwendung finden. Die Endfelder werden im Boden verlegt und erzeugen durch ihr eignes Gewicht eventuell durch Ballast negative Biegemomente über den Stützen, die eine

beton vorgeschlagen, aber noch nicht zur Ausführung gelangt.¹⁾

Beim Entwerfen solcher Brücken ist es von besonderer Wichtigkeit, die Einteilung und Größe der Oeffnungen,

¹⁾ Inzwischen ist eine solche Brücke in Memphis Tenn (Vereinigte Staaten) mit 30,48 m Lichtweite ausgeführt worden.



Abb. 34. Brücke über den Mühlgrünkanal in Cannstatt, ausgeführt 1905

die meist durch die Brückenlänge und Bauhöhe eingeschränkt wird, richtig zu wählen. Für die wirtschaftliche Materialausnutzung und einfache Armierung ist es zu empfehlen, wenn möglich, Symmetrie einzuhalten und das Verhältnis der Oeffnungslängen mit $1/11 - 1/13$ zu bemessen, wenn mißliche Folgen ausgeschlossen sein sollen. Bei unrichtiger Einteilung tritt beim Befahren der Brücke ein Abheben der Endbalken von ihrem Widerlager ein, was nur durch teure Verankerungen oder künstliche Belastungen vermieden werden kann.

Empfehlenswert ist aber, diese Einteilung für jeden Fall zu bestimmen, in dem zwei Hauptbedingungen bei Balken mit mehr als drei Stützen gestellt werden können, namentlich sollen die vorkommenden negativen und absolut gerechnet größten Momente gleich sein (wenigstens für die gleichmäßig verteilten Lasten) und keine negativen Stützenreaktionen auftreten. Es kann noch die weitere Bedingung gestellt werden, daß die größten negativen Momente den größten positiven Momenten annähernd gleichkommen.

Der ersten Bedingung kann mit Leichtigkeit entsprochen werden, wenn keine besonderen Vorschriften

$\alpha = \frac{l_0}{l_1} = \sqrt[2]{\frac{2}{3}}$ beträgt. Die Biegemomente über den Stützen betragen nach Weyrauch: $M_1 = \frac{1 + 2\alpha ql^2}{3 + 4\alpha}$ und $M_2 = \frac{1 + 2\alpha - \alpha^3 ql^2}{4}$. Für $M_1 = M_2$ wird $\alpha = \sqrt[2]{\frac{2}{3}}$.

Das gleiche bei kontinuierlichen Balken mit fünf Oeffnungen. Bei symmetrischer Anordnung und gleich

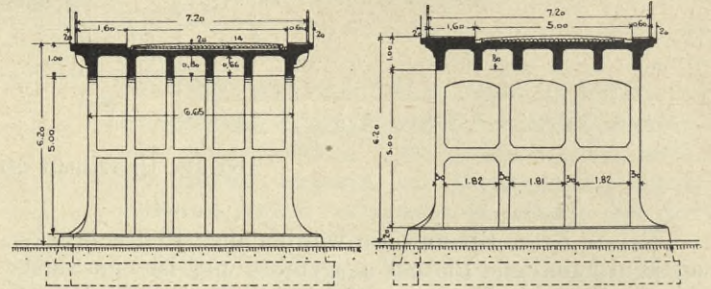


Abb. 36

Abb. 37

großen Oeffnungen unterscheiden sich die negativen Biegemomente wenn vier Oeffnungen um 1,5, wenn fünf Oeffnungen um 1,33.

Der statischen Berechnung liegt ferner die Annahme zugrunde, daß die Biegemomente an den Endbalken gleich Null sind. Dem kann bei größeren Spannweiten und bedeutenden Bauwerken durch das Anbringen von Gleit- oder Rollagern abgeholfen werden. Immerhin ist darauf zu achten, daß es vorzuziehen ist, auf die Anwendung von Rollagern zu verzichten, wenn das Hochwasser u. s. w. dieselben erreichen könnte. Sobald aber Lager verwendet werden, so gibt man einen anderen Vorteil auf, nämlich den einer festen Verbindung zwischen Pfeiler und Fahrbahn. Fast alle Brücken sind unstabil für Kräfte, die von unten nach oben wirken. Denselben wirkt nur das Eigengewicht entgegen. Ferner wird die seitliche Stabilität stark beeinträchtigt und liegen Fälle vor (Brücke über den Tay), wo die Fahrbahn durch

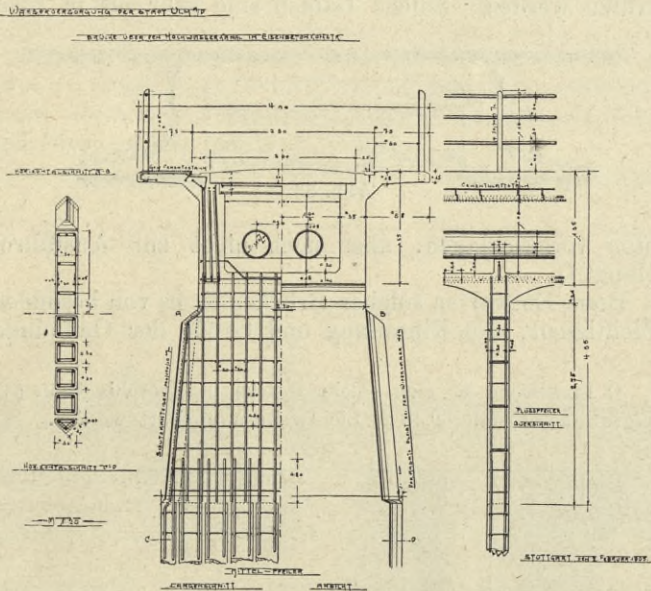


Abb. 35

über die Lage der Pfeiler gemacht sind. Besitzt der Balken drei Oeffnungen, so werden die größten positiven Biegemomente, herrührend von einer gleichmäßig verteilten Last in der Mittel- und Seitenöffnung, annähernd gleich groß, wenn das Verhältnis der Spannweiten zu etwa $1 : 1,25 : 1$ gewählt wird. Das größte negative Moment ist annähernd doppelt so groß als das größte positive Moment und müssen konsolenartige Verstärkungen verwendet werden. Dementsprechend zeigen fast alle ausgeführten eisernen und Eisenbetonbrücken mit drei Oeffnungen etwa dieses angegebene Verhältnis, wobei die Mittelöffnung stets größer als die Seitenöffnungen angenommen wurde. Trotzdem ist es durch Mohr nachgewiesen, daß bei Annahme einer kleineren Mittelöffnung sämtliche maßgebenden Biegemomente um 7—22 vom Hundert herabgemindert werden, sobald das Verhältnis $l_2 : l_1$ mit 0,91 resp. 0,86 bemessen wird, wobei das Verhältnis der größten Nutzlast zum Eigengewichte 0 resp. 1 beträgt. Zieht man aber die Möglichkeit einer ungünstigsten Setzung der mittleren Pfeiler in Betracht, so ergibt sich für diesen Fall als günstigstes Verhältnis der Oeffnungen $1 : 1,15 : 1$. Bei einer Brücke mit vier Oeffnungen und symmetrischer Ausbildung ist diese Bedingung für eine gleichmäßig verteilte Last erfüllt, wenn das Verhältnis der Oeffnungen

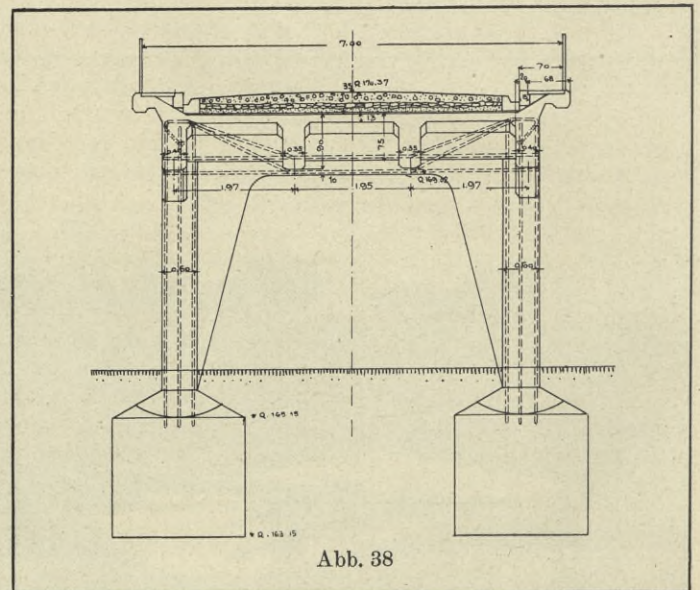


Abb. 38

den Wind von den Pfeilern heruntergeschoben wurde. Die Gleit- und Rollager haben sich für die bis heute ausgeführten Eisenbetonbalkenbrücken als entbehrlich gezeigt. Immerhin wird das Weglassen derselben bei großen Spannweiten bedenklich erscheinen und wird hierüber die Praxis entscheiden. Es ist in Betracht zu ziehen, daß solche Lager die Herstellungskosten beträchtlich erhöhen.

Die Pfeiler oder Joche werden auf zusammengesetzte Festigkeit berechnet, weil dieselben einmal durch den senkrechten Druck, andererseits durch die seitlichen Verschiebungen der Balken beansprucht werden. Die Pfeiler sind daher mit Einlagen zu versehen und können so schmal gehalten werden, daß sie immer die notwendige Elastizität besitzen, um den seitlichen Bewegungen der Balken folgen zu können.

Die Zwischenstützen werden mitunter voll durchgeführt, und zwar wenn seitliche Stöße zu befürchten sind. Werden Pfähle verwendet, so kann der Aufbau direkt auf denselben in gleicher Stärke ausgeführt werden. Die Pfahlreihe kann hiebei wie in Abb. 35 einfach oder wie in

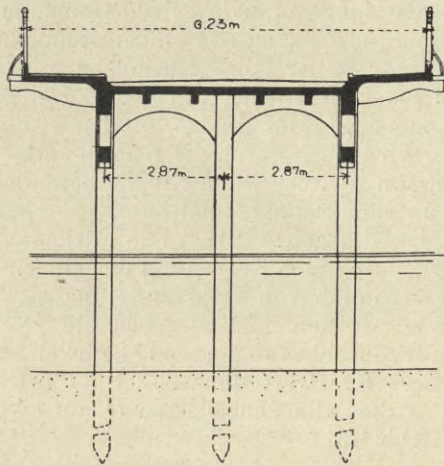


Abb. 38a

Abb. 3 doppelt angenommen werden, je nachdem die wirkenden Kräfte und der vorliegende Boden es verlangen. In Flüssen, die Eisgang haben oder zum Driften benutzt werden, werden eiserne Schienen in den Stützen eingebettet.

Bei Eisenbahnüberführungen u. s. w. werden Joche, bestehend aus einer Säulenreihe, die mit horizontalen Versteifungsbalken oder Andreaskreuzen versteift sind (Abb. 36 und 37), verwendet. Die Säulen liegen auf einer Betonplatte, in welcher die Eiseneinlagen der ersteren weitergeführt werden; die Platte wird, wenn notwendig, mit Einlagen versehen. Werden wie in Abb. 37 die zwei Mittelpfosten weggelassen, so entsteht eine bockartige Stütze. Solche Konstruktionen sind bereits ausgeführt. Zur Aufnahme der mittleren Balken muß eine feste steife Verbindung der äußeren Säulen vorgenommen werden. Abb. 38 stellt die Mittelstützen der Flutbrücke am linken Ufer der Mosel, von E. Züblin ausgeführt, dar. Die Säulen stützen sich auf Senkbrunnen aus Eisenbeton.

Endlich können einfache Pfosten mit nur einer oberen Versteifung versehen, wie zum Beispiel bei der Bogenbrücke in Tukton Highway, England, (Abb. 38a) als Mittelstützen zur Anwendung gelangen.

Bei Verwendung von Gleit- oder Rollagern ist stets daran zu denken, daß durch das verhältnismäßig große Eigengewicht des Betons die Reibungswiderstände so be-

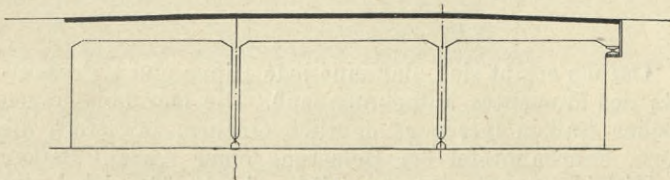


Abb. 39

deutend werden können, daß das Funktionieren solcher Lager in Frage gestellt werden dürfte. Auch ohne die feste Einspannung in den Stützen aufgeben zu müssen, ist es möglich, theoretisch den gemachten Annahmen zu entsprechen, indem die gewöhnlichen Gleit- oder Roll-

lager in die unteren Stützenden verlegt werden (Abb. 39). Die Zwischenstützen werden dann zu Pendelwänden, die eventuell durchbrochen werden könnten, ausgebildet, so daß alle entstehenden Bewegungen ausgeführt werden können.

Ferner müßte das eine Ende der Balken in das Widerlager verankert werden. Dadurch würden die Lasten auf die Fundationen direkt übertragen, indem die Nebenspannungen bedeutend heruntergedrückt werden. Durch die freie Auflagerung auf den Widerlagern und feste Einspannung in den Zwischenstützen werden die infolge der Belastungen und Temperaturänderungen hervorgerufenen Bewegungen keineswegs in solchem Maße verhindert,

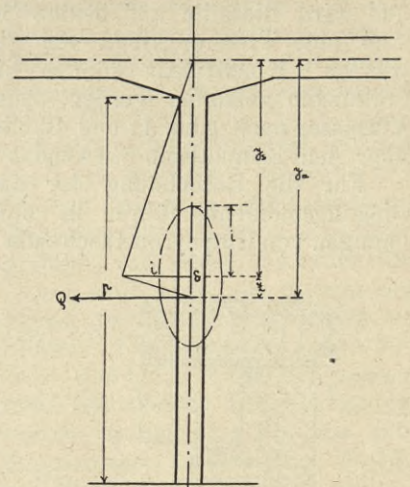


Abb. 40

daß Nebenspannungen den Verlauf der Kräftewirkungen wesentlich ändern. Die teilweise Einspannung der Balken in den Pfeilern ruft in den Balken meist kleinere Kräfte und Momente hervor, als es die Berechnung auf Grund der oben gemachten Annahmen einer freien Auflagerung ergibt. Dadurch wird unsere Berechnung für den Eisenbetonbalken ungünstigere Resultate liefern und wird dieselbe ohne weiteres gestattet sein. Die Pfeiler werden dabei aber auf Biegung beansprucht. Sind die Pfeiler verhältnismäßig hoch und schmal, so ist der Einfluß der Einspannung auf die Balken verschwindend klein, dagegen kann die Beanspruchung der Pfeiler bedeutend werden. Die Inanspruchnahme der Pfeiler infolge der seitlichen Belastungen oder Temperaturänderungen läßt sich auf Grund der Sätze über die Elastizitätsellipse nach W. Ritter leicht bestimmen.

Bedeutet M das gedachte Kräftepaar, das die Stütze dreht, und φ den Winkel, um welchen der Endpunkt sich dreht, so nennt man $\lambda = \frac{M}{\varphi}$ das „Elastizitätsmaß“ der Stütze. Allgemein gilt (Abb. 40)

$$\lambda = \frac{(12 y_s^2 + p^2) E \cdot J_p}{p^3},$$

wobei J_p das Trägheitsmoment des Pfeilers bedeutet.

Ferner aus $M = Q \left(y_s + \frac{i^2}{y_s} \right)$ läßt sich Q , die angreifende Kraft, und aus $z = \frac{i^2}{y_s} = \frac{p^2}{12 y_s}$ der Angriffspunkt von Q bestimmen. Somit sind alle Angaben vorhanden.

Soll das Moment bestimmt werden, so muß für den ungünstigeren Fall φ gerechnet werden, woraus $M = \lambda \cdot \varphi$ folgt. Im Falle der Temperaturkraft sind die Größe und der Angriffspunkt derselben bekannt. Für die eine Hälfte des Balkens ist die Verschiebung $V = a \cdot t \cdot \frac{l}{2}$, die entsprechende Kraft $Q = \frac{6 E J a \cdot t \cdot l}{p^3}$ und die Spannung am

Kopfe und Fuß $\sigma = \frac{3 E a \cdot t \cdot l \cdot d}{p^2}$, wobei d die halbe Breite des Pfeilers bedeutet. Die Ausdehnungen und Verkürzungen, die sich infolge der Temperaturänderungen einstellen, werden durch die Anbringung von Ausdehnungsfugen ermöglicht. Das Erscheinen von Haarrissen infolge von Temperaturänderungen wird durch sogenannte Betonierungsstöße über den Stützen oder durch Kontraktions-

eisen ausgeschlossen. Aus demselben Grunde empfiehlt es sich, Obergurteisen in den Balken einzubetten.

Mit Bezug auf die Ausdehnung ist, ausgehend aus einer Normaltemperatur von 20° , eine Schwankung der Temperatur von 50° C. zu berücksichtigen. Der Aus-

dehnungskoeffizient beträgt $\alpha = 0,0000137$, und es ergibt sich für eine 100 m lange und aus einem Stücke hergestellte Brücke

$$\gamma = \alpha \cdot t \cdot 100 = 0,0000137 \times 500000 = 6,85 \text{ cm,}$$

und wird dieselbe auf beiden Seiten gleich verteilt, so muß eine Trennungsfuge von zirka 4 cm frei gelassen werden. Konstruktiv können hierfür verschiedene Anordnungen getroffen werden. Zum Beispiel, wie sie vom Verfasser nach Abb. 41 und 42 oder wie sie bei der Brücke über den Kennelbach verwendet wurden.

Für die Berechnung der angreifenden Kräfte und Biegemomente führen in einfachen Fällen die Gleichungen von Clapeyron rasch zum Ziele. Es werden dabei

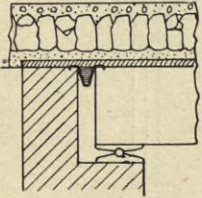


Abb. 41

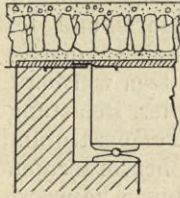


Abb. 42

die Stützenmomente als Unbekannte vorausgesetzt, die aus n -Gleichungen mit n -Unbekannten von der Form

$$m_0 l_0 + 2m_1(l_0 - l_1) + m_2 l_1 = -q_0 \frac{l_0^3}{4} - \frac{pl_1^3}{4} + 6 E J \left(\frac{h_1 - h_0}{l_0} - \frac{h_0 - h_2}{l_1} \right)$$

ermittelt werden können. Nach Einsetzung der Werte kann dieses System von Gleichungen leicht gelöst werden. Mit Hilfe der so ermittelten Momente werden die Scher- und Schubkräfte aus $Q_1 = \frac{\Sigma Pa + m_1 - m_2}{l} = [Q] + \frac{m_1 - m_2}{l_1}$

(wobei $[Q]$ die Querkraft für den einfachen Balken mit der Spannweite l darstellt) bestimmt.

Auch können die von Winkler bestimmten maximalen Biegemomente für den Fall einer gleichmäßig verteilten Belastung bei gleicher Stützhöhe und gleichen Trägheitsmomente, je nach der Anzahl der Öffnungen, benutzt werden. Bei 2 Feldern

$$- M_1 = 0,125 (g + p) l^2; \quad M^1 = 0,0703 gl^2 + 0,0957 pl^2,$$

3 Feldern

$$- M_1 = 0,0500 gl^2 + 0,050 gl^2 + 0,067 pl^2 + 0,050 pl^2$$

$$\text{Endfeld } M_1 = 0,1000 pl^2 + 0,020 gl^2 + 0,104 pl^2$$

$$\text{Mittelfeld } M_1 = 0,075 gl^2 - 0,050 gl^2 + 0,062 pl^2 - 0,013 pl^2,$$

4 Feldern

$$- M_1 = 0,030 gl^2 + 0,077 gl^2 + 0,044 pl^2 + 0,077 pl^2$$

$$- M_2 = 0,103 gl^2 + 0,032 gl^2 + 0,095 pl^2 + 0,012 pl^2$$

$$\text{Mittelfeld } M^1 = 0,053 gl^2 - 0,016 gl^2 + 0,058 pl^2 + 0,017 pl^2$$

$$\text{Endfeld } M_1 = 0,091 gl^2 + 0,014 gl^2 + 0,0891 pl^2 + 0,011 pl^2,$$

wobei das Verhältnis der Öffnungen sich aus $l = al$ ergibt und g das Eigengewicht, p die gleichmäßig verteilte Last, M die größten negativen Momente, M die größten positiven Momente darstellen.

Es können noch die Stützendrücke bei vollständiger gleichmäßiger Belastung und gleicher Feldereinteilung tabellarisch angegeben werden.

Anzahl der Stützen	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5
3	0,375	1,250	0,375		
4	0,400	1,1000	1,1000	0,400	
5	0,3929	1,1428	0,9286	1,1428	0,3929

Die Pfeiler werden, je nach der Spannweite, 0,30 bis 1,0 m breit angenommen und stützen sich die Balken nicht auf einer geometrischen Linie, sondern liegen auf der ganzen Breite der Pfeiler auf.

Sind aber Einzellasten zu berücksichtigen, deren Einfluß eventuell ausschlaggebend sein kann, so empfiehlt es sich, die graphischen Methoden anzuwenden, die eine bessere Einsicht im Kräftespiel geben und

jeden Zweifel bei komplizierten Fällen ausschließen. Hierfür eignen sich die allgemeinen graphischen Methoden von Prof. W. Ritter¹⁾ ausgezeichnet. Auch für den Fall, wo man mit auf allen vier Seiten fest eingespannten Platten zu tun hat, wo also die verteilten Belastungen gegen die Mitte hin stetig wachsen und am Auflager gegen Null abnehmen, führt diese Methode rasch zum Ziele. Jedemfalls verlangt diese Methode eine bessere Kenntnis der Geometrie der Lage, die leider nicht überall gelehrt wird. In der Folge wird von dieser Methode öfters Gebrauch gemacht.

Die auf diese oder andre Weise ermittelten äußeren angreifenden Querkräfte und Biegemomente infolge der Einzellasten treten tatsächlich bei Eisenbetonbauten nicht in diesem Maße auf, wie es die Berechnung ergibt. Die Eisenbetonbrücken sind aus einem Stücke hergestellt, und die Verbindung der Konstruktionsteile ist eine sehr innige. Ein jeder Stoß wird von der ganzen Konstruktion aufgenommen. Der innige Verband der ganzen Konstruktion wird noch durch die Anordnung von Querversteifungen zwischen den Rippen besonders erhöht, so daß, wenn ein Balken unmittelbar durch eine Last beansprucht ist, die ganze Brücke in Mitleidenschaft gezogen wird, wodurch eine Entlastung der einzelnen Balken eintritt. Der Einfluß von Querversteifungen kann rechnerisch verfolgt werden, und es geben die weiterhin vorgenommenen Probelastungen von Brücken die Bestätigung für diese Kraftverteilung an. Sind n -Rippen vorhanden und wirken die Einzellasten G auf zwei Balken, so ist nach Abb. 43

$$Py = \frac{G}{n} \pm M \frac{y}{J} F \text{ oder } Py = G \left(\frac{1}{n} \pm \frac{y}{J} \right) F, \text{ wobei } M = Gg.$$

Ist M das gesamte Biegemoment, so lassen sich

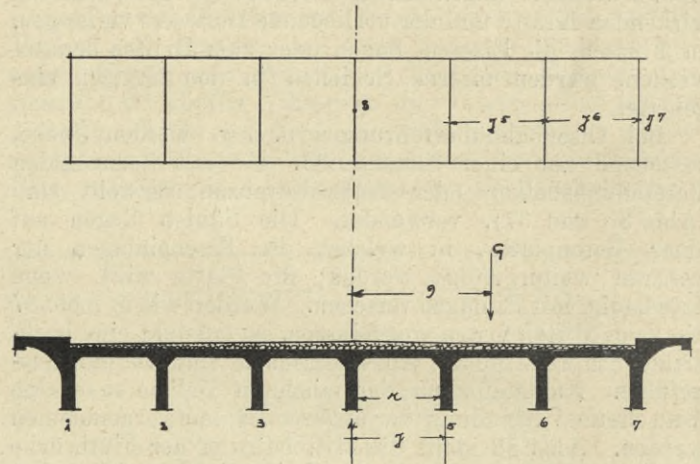


Abb. 43

alle Anteile als Funktion der Entfernungen y wie folgt ausdrücken:

$$M_1 = M \left(\frac{1}{n} \pm g \frac{y_1}{J} F \right)$$

$$M_2 = M \left(\frac{1}{n} \pm g \frac{y_2}{J} F \right)$$

$$\Sigma M_1 - n = M$$

Daraus ergibt sich, daß eine jede Rippe einen Prozentsatz des Momentes aufnehmen muß. Die Durchbiegungen solcher Balken lassen es deutlich ersehen, inwiefern die ganze Fahrbahntafel bei Belastung einer Anzahl Balken in Mitleidenschaft gezogen wird. Auch läßt sich leicht nachweisen, daß eine Brücke, die für eine gleichmäßig verteilte Last von q kg/qm gerechnet wird, bei welcher Querversteifungen angewendet sind, ohne weitere Verstärkung, also ohne Nebenkosten, eine konzentrierte Last,

1) Anwendungen der graphischen Statik.

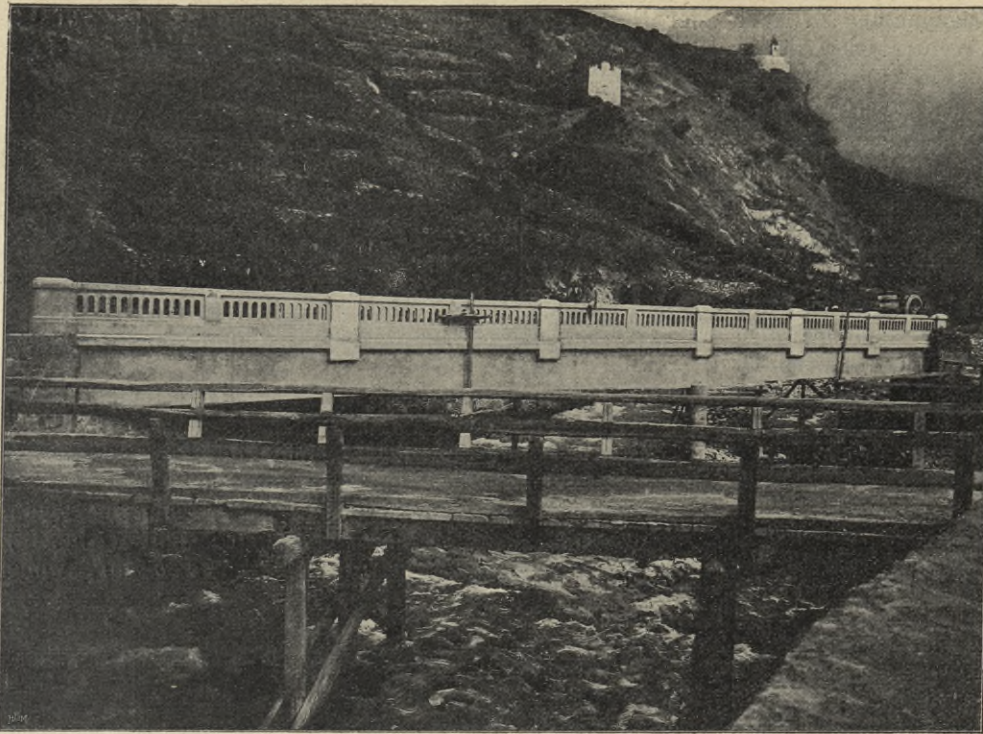


Abb. 44. Brücke über den Poschiavino, Sondrio (Italien). 2 Oeffnungen, 20 + 15,5

wie zum Beispiel einen Tramwagen u. s. w. von etwa $\frac{4r}{0,25}$ t, wobei r die Rippenentfernung bedeutet, aufnehmen kann. Diese Berechnung werden wir in einem Beispiel näher erörtern.

Die vielumstrittene Frage der Berechnung der inneren Kräfte kann auf Grund der „Deutschen Leitsätze“ oder nach Prof. W. Ritter-Zürich, der zwei wetteifernden Berechnungsweisen, gelöst werden. Die erstere gilt mehr für die Verhältnisse in der Nähe des Bruches, die zweite berücksichtigt mehr die Tatsache, indem bei den gewöhnlichen Konstruktionen die Glieder nicht bis auf Bruch beansprucht werden sollen. Die Neutralachse geht ziemlich durch die Querschnittsmitte, insofern die angenommenen Belastungen wirken. Mit zunehmender Belastung verschiebt sich die Neutralachse nach oben und stimmt die Lage derselben in der Nähe des Bruches mit der nach den „Leitsätzen“ bestimmten ziemlich überein. Dieser so nachgerühmten Eigenschaft könnte entgegengehalten werden, daß dann auch die Formeln für die Berechnung der inneren Kräfte der metallischen und andern Konstruktionen, die bis zur Elastizitätsgrenze gelten, also nicht bis zum Bruche, wo die Proportionalitätsgesetze aufhören, unbrauchbar wären und daß man diejenigen aufstellen sollte, die in der Nähe des Bruches Gültigkeit haben.

Nach den „Leitsätzen“ werden die Zugspannungen im Beton einfach ignoriert, und die Formeln sagen uns Unmögliches, indem das Eisen allein gezogen wäre. Endlich haben dieselben keine allgemeine Gültigkeit. Die Methode Ritter dagegen hat allgemeine Gültigkeit und ist für jede Armierungsart und Querschnittsform in gleicher Weise graphisch oder analytisch verwendbar.

Es soll noch folgendes erwähnt werden. Bei kontinuierlichen gerippten Plattenbalken hat man bei der Dimensionierung mit T-Balken für die Mitte und mit I-Balken für die Querschnitte über den Stützen zu tun. Nach den „Deutschen Leitsätzen“ wird die Betonzugzone vernachlässigt, so daß wir über den Stützen für die Berechnung mit einem rechteckigen Querschnitt zu tun haben. Die Druckzone ist sehr reduziert durch das Fehlen der sonst auf Druck mitarbeitenden Platte. In-

folgedessen benötigt man sehr hohe Rippenbalken, die unzulässig werden. Selbst in den preußischen Bestimmungen ist man mit den vorgeführten Beispielen in Widerspruch geraten, indem bei einem solchen Querschnitt eine Druckspannung von 57 kg/qcm errechnet wird. Die Fälle der Praxis haben sich aber tadellos bewährt. Ferner hat L. A. Sanders ¹⁾ Versuche mit Balken gleicher Abmessungen, Eiseneinlagen, Alter u. s. w. ausgeführt, von denen die einen die Rippe nach oben, die andern die Rippe nach unten angeordnet erhielten. Die Versuche haben gezeigt, daß beide Ausführungsarten etwa die gleiche Bruchbelastung hatten, wobei aber die mit den Rippen nach oben sich in bezug auf Risse so gut bewährt haben, daß der Urheber der Versuche solche Balken als idealste aus Eisenbeton bezeichnen konnte.

So wie die Konsolen in den gewöhnlichen Fällen der Praxis ausgeführt werden, entsprechen sie

diesen rechnerischen Forderungen nie. Bei gleichmäßig verteilter Belastung und zwei bis drei Oeffnungen liegen die Inflexionspunkte etwa in einem Fünftel der Spannweite (Abb. 45). Von dieser Stelle aus nimmt das Biegemoment gegen die Stützen hin sehr rasch zu (siehe Tabelle auf S. 25) und erreicht bald den Wert, den er in der Balkenmitte hat, da wird also die gleiche Höhe nicht mehr reichen, weil die Druckzone durch das Fehlen der Platte geschwächt wurde. Ueber der Stütze ist das Moment gewöhnlich ca. zweimal so groß als in der Mitte, so daß die Konsolen einerseits schon ganz nah am Inflexionspunkt anfangen müßten und beträchtliche Höhe über dem Stützpunkt annehmen, was bei den ausgeführten Fällen der Praxis nicht vorkommt. Es folgt hieraus, daß wir den kontinuierlichen Balken entweder schlecht bemessen oder aber, weil sich die Ausführungen bewährt haben, diese Berechnung unrichtige Resultate liefert. Das letztere ist das wahrscheinlichere.

Die Methode Ritter, die nur eine sinngemäße Uebertragung der gewöhnlichen Festigkeitsformeln für den Ver-

¹⁾ Siehe „Beton und Eisen“, Heft I, 1903.

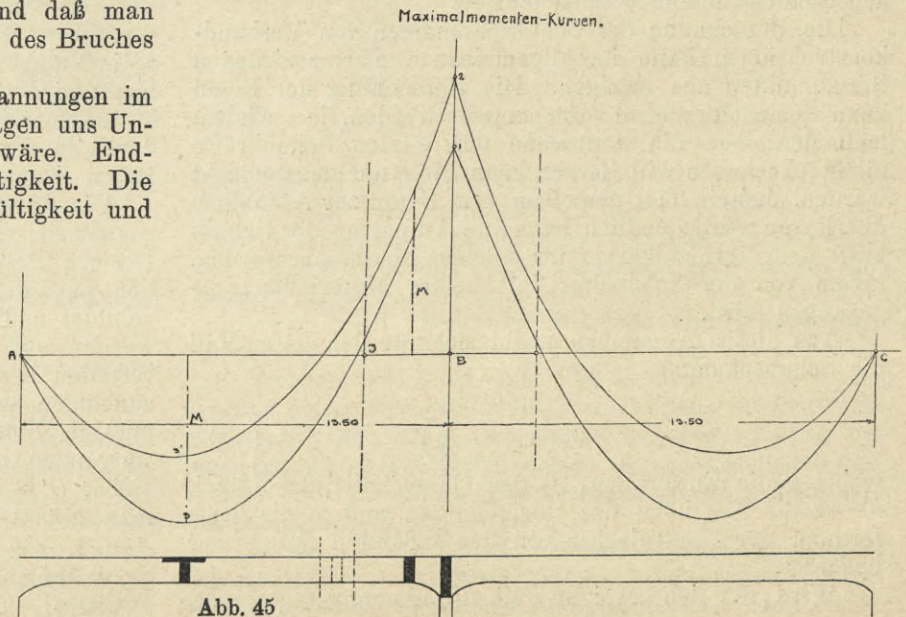


Abb. 45

bundkörper darstellt, zieht auch die Zugzone und Zwickel rechnerisch in Betracht, so daß die Neutralachse näher der größeren Masse zurücken muß. Man erhält eine größere Druckzone, und da wir über ein ziemlich gleich großes Trägheitsmoment für beide Konstruktionsformen verfügen, so erhält man angemessene Druckspannungen, welche die in der Praxis vorkommenden Konsolen rechnerisch bestätigen. Auch hier wird gleichzeitig dem Eisen allein die Uebernahme der ganzen auftretenden Zugkraft zugeteilt.

Da aber die zulässigen Spannungen nicht nur mit dem Material, sondern auch mit der Berechnungsweise veränderlich werden, so ergeben die beiden Methoden verschiedene, wenn auch nicht weit auseinander liegende zulässige Beanspruchungen. In den folgenden Berechnungen von ausgeführten Brücken werden beide Methoden berücksichtigt und können auf Grund der Verschiedenheit derselben die entsprechenden Schlüsse gezogen werden. Es ist darauf zu merken, daß Bauwerke aus Eisenbeton stets vorzügliches Material und sorgfältige Ausführung voraussetzen, sonst wird die beste und schönste Berechnung wertlos.

Zum Schlusse dieser allgemeinen Betrachtungen soll noch bemerkt werden, daß mehr als kaum anderswo die Literatur des Eisenbetons eine überaus große Anzahl von Berechnungsarten aufweist. Nur der anerkannten Güte des Materials und dem praktischen Gefühle der Konstrukteure ist es zu verdanken, daß die praktische Tätigkeit nur wenig darunter zu leiden hatte. Die Möglichkeit vielseitiger Aenderungen in den Eigenschaften des Verbundkörpers haben zu einseitigen Betrachtungen den Anlaß gegeben. Täglich werden neue Formeln zur Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen erfunden, und es scheint hier eine üble Tendenz eingebrochen zu sein, daß man stets einfachste Formeln sucht, die aus dem Techniker eine Maschine ausbilden möchte, um so auf Grund leichtverdaulicher Formeln in der Berechnungsweise Kunstwerke der Ingenieurtechnik zu schaffen. Diese Tendenz ist zur Spielerei ausgeartet, und es wäre zu empfehlen, Versuche oder Beobachtungen an ausgeführten Werken zu fördern und ein Material zu schaffen, auf Grund dessen allgemeine Schlüsse gezogen werden können, als weiter in dieser Richtung zu verbleiben.

Ermittlung der Bügelentfernungen und Lage der schiefen Stangen

(Graphische Lösung)

Die Bügel haben bei auf Biegung beanspruchten Eisenbetonkonstruktionen in erster Reihe die auftretenden Schubspannungen aufzunehmen.

Die Berechnung der Schubspannungen von Verbundkonstruktionen kann im allgemeinen von verschiedenen Standpunkten aus erfolgen. Die Berechnung der Bügel kann dementsprechend vorgenommen werden, je nachdem man denselben die Aufnahme der totalen Schubkräfte allein überlassen will, ferner kann die Annahme gemacht werden, daß ein Teil derselben dem Beton zur Aufnahme überlassen wird; endlich kann die Aufnahme der Schubkraft dem Verbundkörper als solchem überlassen werden, indem von der Schubelastizität beider Materialien ausgegangen wird.

Aus diesen Annahmen ergibt sich für den ersten Fall die Schubspannung

$$\tau_c = \frac{Q \cdot e}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} \quad (1)$$

wobei e die Entfernung, f_e den Querschnitt der Bügel, $h - a$ die Nutzhöhe des Querschnittes und x die Entfernung der Neutralachse von der äußersten Druckfaser bedeutet.

Wird für den zweiten Fall die Annahme gemacht,

der Beton nehme den Teil τ_b der Schubspannung auf, so ergibt sich die Schubspannung in den Bügeln aus:

$$\tau_c = \frac{(Q - \tau_b \cdot b \cdot z) e}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} \quad (2)$$

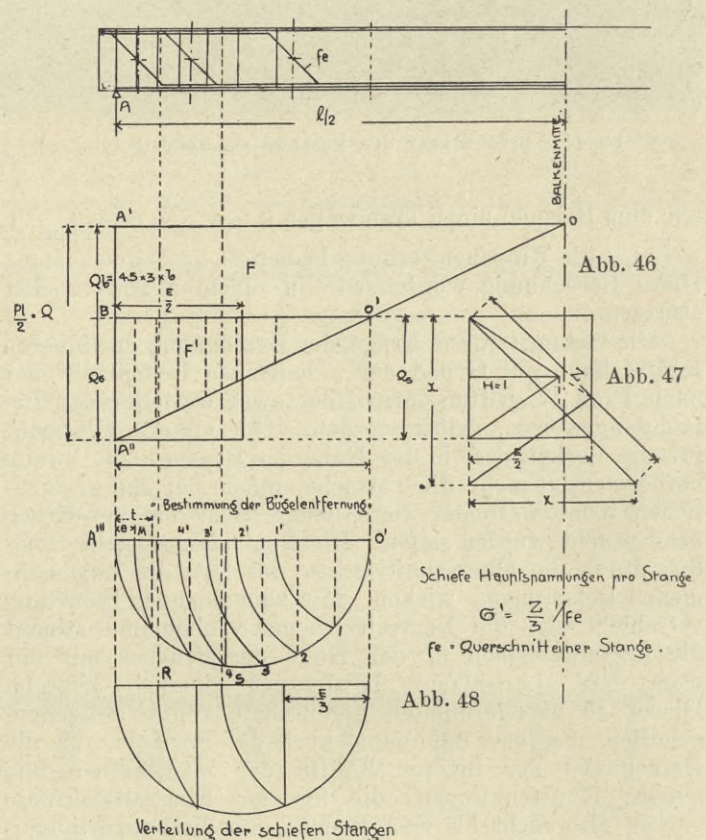
Endlich gilt für den letzten Fall:

$$\tau_c = \frac{15 Q e}{\left(z - \frac{x}{3} \right) + 15 f_e} \quad (3)^1$$

Um ein Beispiel vorzuführen, werden folgende Annahmen gemacht:

1. Der Beton nehme die Schubspannung von 4,5 kg/qcm auf,
2. die Bügel nehmen den Ueberschuß ($> 4,5$ kg/qcm) der Schubkraft auf und
3. die schiefen Stangen nehmen den Ueberschuß der Schubkräfte in Form von Zugkräften auf.

Bei gleichmäßig verteilten Lasten werden die Schubkräfte durch das Dreieck $A'O A''$ dargestellt (Abb. 46). Der Beton nimmt die Kraft $Q_b = 4,5 \cdot z \cdot b$ auf, wobei



z die Nutzhöhe, b die Breite des Balkens bedeutet. Diese Kraft wird für eine Balkenhälfte durch die Parallele BO' in der Entfernung Q_b von A' begrenzt. Die Kraft, welche durch das Trapez $A'B'O'O$ dargestellt ist, wird somit vom Beton allein aufgenommen.

Die Bügel haben den Ueberschuß der Schubkraft aufzunehmen; in unserm Falle wird diese Kraft durch das Dreieck $BO'A''$ dargestellt. Die Bügel werden gewöhnlich aus gleich starken Eisenstäben oder Eisendrähnen gebildet und können — wenn die Festigkeit ausgenutzt werden soll — die gleich große Kraft aufnehmen. Wir verteilen dieselben so, daß ein jeder die gleiche Kraft aufzunehmen hat. Mit andern Worten, das Dreieck $BO'A''$ muß in Flächen gleichen Inhalts geteilt werden. Wir verwenden hierzu die bekannte geometrische Methode. Ueber $O'B$ als Durchmesser wird ein Kreis geschlagen, man nimmt die vorher bestimmte Strecke e im Zirkel

¹⁾ Siehe „Scher- und Schubfestigkeit des Eisenbetons“ vom Verfasser.

und trägt dieselbe aus A'' ab. Aus O' mit dem Halbmesser $O'm$ wird ein Kreisbogen gezogen, der die Teilung t bestimmt. Die Strecke t wird dann auf $A'''O'$ abgetragen.

Die so erhaltenen Teilpunkte werden dann auf dem Halbkreise gelotet. Aus O' als Mittelpunkt werden die Kreisbogen $11'$, $22'$ u. s. w. gezogen, welche die gegebene Strecke $A'''O'$ in den gewünschten Punkten $1'2'3'$ u. s. w. schneiden. Dieselben geben die Bügeleinteilung.

Den schiefen Stangen bleibt die Kraft $BO'A''$, die in eine Zugkraft erst verwandelt werden muß, aufzunehmen. Die Kraft $BO'A''$ wird nach einer Horizontalen

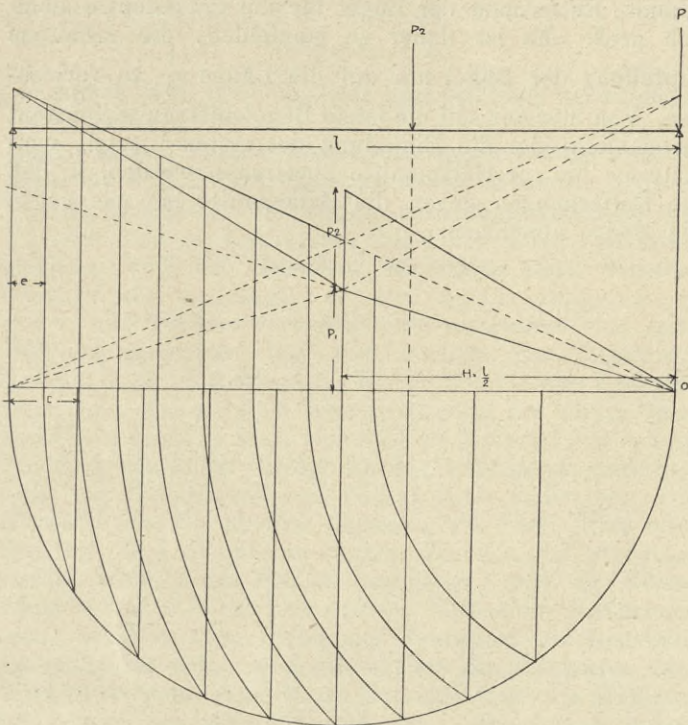


Abb. 49

und einer in der Richtung der schiefen Stangen liegende Komponente zerlegt. Die letztere stellt die Zugkraft dar. Sind zum Beispiel 6 Untergurtstangen vorhanden und werden 3 davon abgebogen, so hat eine jede ein Drittel der Zugkraft aufzunehmen. Durch die gleiche Methode wird das Dreieck $BO'A''$ in 3 Teile von gleichem Flächeninhalte geteilt (Abb. 47). Die erhaltenen Punkte R und S werden hinaufgelotet und begrenzen je ein Feld, in welches ein Eisen abgebogen werden muß. Die wirkenden Zugspannungen werden dann wie folgt ermittelt: Das Kräfte-dreieck $BO'A'' = F'$ wird in ein flächengleiches Rechteck $Q_s \cdot \frac{E}{2}$ verwandelt; wir führen diese Multiplikation graphisch durch (Abb. 48), indem sich aus geometrischen Gründen ergibt:

$$\frac{Q_s}{H} = \frac{x}{E} \quad \text{und somit} \quad x = \frac{Q_s \cdot E}{2H}$$

Wird $H=1$ gewählt, so stellt x die Quadratseite dar, dessen Diagonale die gesuchte totale Zugkraft Z darstellt.

Hieraus ergeben sich die Zugspannungen in den schiefen Eisen $\sigma' = \frac{Z}{3f_e}$, wobei f_e den Querschnitt einer der gleichen abgebogenen Stangen darstellt.

Bei vielen Bauweisen, wie z. B. die des Amerikaner Kahn, bei der Bauweise Locher, Coularou, Lossier u. s. w., werden keine vertikalen Bügel verwendet, sondern nur schiefe, abgebogene Stangen, die etwa in der Richtung der Trajektorien größter Zugspannungen liegen sollten. Die Bestimmung dieser Stangen wie deren Anzahl kann nach dieser Methode durchgeführt werden. Dieselben

haben gewiß auch die Schubspannungen aufzunehmen und es ergibt sich somit auch für diese bei den gemachten Annahmen die gleiche Einteilung. Diese Methode dient somit in gleicher Weise auch für die Verteilung der schiefen Eisen.

Im Falle einer oder mehrerer konzentrierter Lasten läßt sich die Fläche der Schubkräfte für den einfachen elastischen Balken nach der Methode von Winkler: „Man kehrt die Lastenreihe um und zeichnet hierzu ein Seil-polygon...“ bestimmen. Diese Fläche ist für einzeln wirkende Kräfte ein Dreieck, bei mehreren einzelnen Kräften setzt sie sich aus Dreiecken zusammen; bei gleichmäßig verteilten, aber bewegten Lasten wird dieselbe durch eine Kurve begrenzt und kann dann mit genügender Annäherung als Dreieck betrachtet werden. Daraufhin wird die gleiche Methode verwendet (Abb. 49). Der Fall eines kontinuierlichen Balkens mit zwei Oeffnungen

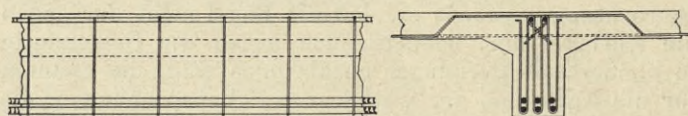


Abb. 50

wird in der Tafel 2 behandelt. Die erhaltene Einteilung gilt für die eine Hälfte des Balkens, indem die Bewegungsrichtung der Lasten von beiden Lasten erfolgen kann. Es muß somit die gleiche Einteilung symmetrisch auf die andre Hälfte übertragen werden.

Werden die erst gemachten Annahmen geändert, indem zum Beispiel die Bügel die ganze auftretende Schubkraft

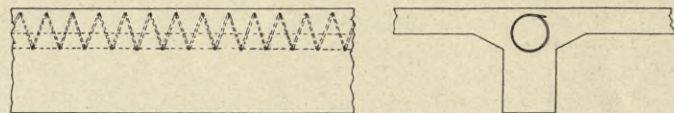


Abb. 51

aufzunehmen hätten, so wird mit der Fläche F das gleiche Verfahren wie mit der Fläche F' eingeschlagen u. s. w.

Die auf diese Weise erhaltenen Ergebnisse gelten nur dann, wenn nur die Schubkraft allein in Betracht kommt. Die Bügel haben aber noch andre wichtige Funktionen zu erfüllen und sei hier auf folgendes verwiesen.

Die Bügel bilden mit den Deckeneinlagen eine förmliche Umschnürung des oberen Teiles des Balkens, der

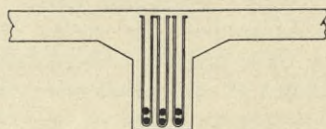


Abb. 52

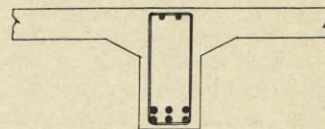


Abb. 53

fast immer auch die Druckzone bildet. Diese Umschnürung wird bewußt oder unbewußt bei den verschiedenen Bauweisen verwendet. Abb. 50 zeigt einen Querschnitt, wobei der Druckgurt durch Bügel umschnürt ist. Indem eine innige Verbindung beider Gurte (Druck- und Zug-) hervorgerufen wird, bewirken dieselben eine gleichmäßige Verteilung der Schubspannungen in den Querschnitten und verhüten ein Ausweichen des Betons der Druckzone. Ferner umschließen die Bügel den Balkenquerschnitt und verhüten, daß Längsrisse durch die Keilwirkung der hakenförmig ausgebildeten Enden der Eiseneinlagen auftreten und versichern gleichzeitig den Gleitwiderstand der Eisenstangen im Beton.

Der obere Teil wird auf Druck beansprucht und könnte ein Ausweichen nach oben oder nach den Seiten bewirkt werden. Bei Considère (Abb. 51) ist dieser Gedanke sehr

scharf zum Ausdruck gebracht, indem eine Umschnürung der Druckzone durch Spiraleisen vorgenommen wird. Neben praktischen Schwierigkeiten bringt diese Umschnürungsart einen Nachteil mit sich, indem dabei die Gurte vollkommen getrennt bleiben, wodurch ein wichtiger Vorteil der Bügel aufgehoben wird. Bei Hennebique (Abb. 52) werden die Bügel ohne weitere Verbindung in den Obergurt geführt, wodurch die Umschnürung nicht vollkommen ausgebildet werden kann. Bei der Bauweise Macciachini (Abb. 53) wird eine vollkommene Umschließung des Balkens mit Draht vorgenommen und haben Versuche günstige Resultate geliefert. Ferner verwenden Perraud und Dumas, Degon, wie auch Boullanger und Schuhl ähnliche Bügel, welche alle mehr oder weniger diesen Eigenschaften entsprechen. Durch die Umschnürung des Betons mittels Bügel wird eine vollkommene Verbindung beider Gurte erzielt, welche eine statische Wirkung beider Stoffe in höherem Grade hervorruft. Aus diesen Betrachtungen erhellt es, daß die Bügel nicht nur gegen die Auflager hin, sondern auch gegen die Balkenmitte in kleineren Entfernungen anzubringen sind; die ersteren für die Aufnahme der wachsenden Schubspannungen, die

letzteren zur Aufnahme der wachsenden Druckspannungen. Ferner ist zu folgern, daß eine Obergurteinlage der Balken nicht nur gegen Temperatureinflüsse, sondern auch für die eigentliche Festigkeit des Verbundes sehr wirksam sein dürfte.

Sollen alle diese erwähnten Umstände in Betracht gezogen werden und soll meistens bei den Verbundkonstruktionen, welche dynamischen Beanspruchungen ausgesetzt sind, wo alle Teile innig zusammen verbunden werden müssen, um eine Lockerung des inneren Zusammenhanges und Abbröckelung des Betons infolge der auftretenden Erschütterungen wirksam zu beheben, so erscheint die durch die vorher angegebene Methode bestimmte Entfernung der Bügel für die Balkenmitte ziemlich groß. Es ist daher zu empfehlen, die erhaltene Einteilung der Bügel nur auf die Länge $\frac{l}{4}$ zu verwenden. Von hier aus soll die letzte Bügelentfernung konstant beibehalten oder die Einteilung des ersten Viertels symmetrisch bis zur Balkenmitte übertragen werden, so daß die Entfernungen gegen die Balkenmitte hin wie gegen die Enden abnehmen.

II. Anwendungen

Allgemeines

Neben den drei bis jetzt hauptsächlich verwendeten Konstruktionsmaterialien, nämlich dem Holz, Stein und Eisen, haben sich der Beton und in der letzten Zeit der Eisenbeton große Anwendungsgebiete erobert.

Der Eisenbeton ist wegen seiner Eigenschaften und Vorteile bald in Konkurrenz mit Holz, Stein und Eisen getreten und hat dieselben aus vielen ihrer Anwendungsgebiete verdrängt; er wird heute erfolgreich in Hoch- und Tiefbau verwendet und erstrecken sich seine Anwendungsgebiete auf alle Zweige der Ingenieurtechnik. Die Hauptursache hierfür ist in dem Umstand zu suchen, daß nämlich Konstruktionen aus Holz, Stein und Eisen ausschließlich einheitliches Material erheischen, das noch speziellen Vorbereitungen unterliegen muß und nicht mit Leichtigkeit und Billigkeit zu finden ist. Die Elemente des Eisenbetons dagegen, wie Sand, Kies oder Schotter, sind überall zu finden, Zement und Stabeisen werden wohlfeil im Handel angeboten; und da Eisenbeton sich aus leicht beweglichen Elementen zusammensetzt, wird in allen Fällen der Transport zur Baustelle ein leichter sein, wodurch wieder die Baukosten vermindert werden. Aus diesen Gründen folgt die Möglichkeit einer rascheren Herstellung. Eisenbetonbrücken werden in kürzerer Zeit erstellt, als nur die Lieferung des Eisens für eine metallische Brücke beanspruchen würde.

Die große Anpassungsfähigkeit, die jede Formgebung mit Leichtigkeit ermöglicht, die günstige Verbindung des schlanken Eisens mit dem massigen Beton, die monolithische Gestaltung der Konstruktion, die eine bessere Arbeitsverteilung durch die Zusammenwirkung aller Teile im Gefolge hat, die Feuersicherheit und endlich der Wegfall jeder Unterhaltungskosten sind Eigenschaften, die dem Eisenbeton immer weitere Anwendungsgebiete sichern.

Gegenüber dem Stein bietet der Eisenbeton den Vorteil der Gewichts- und Raumersparnis. Der Steinschnitt fällt gänzlich weg, die Schiefe der Gewölbe bietet keine Schwierigkeiten mehr, durch Raum- und Gewichtersparnisse werden größere Gewölbespannweiten ermöglicht, auch ist der Eisenbeton billiger als Stein, zwar meistens weil sich seine Festigkeitseigenschaften besser ausnutzen und Materialersparnisse sich erzielen lassen.

Dem Eisen gegenüber ist er bezüglich der Feuersicherheit, Einwirkung der Atmosphäre und dynamischen Beanspruchungen überlegen. Die eisernen Brücken haben dem Stein gegenüber den wichtigen Nachteil, daß sie erhebliche Unterhaltungskosten erfordern. Sie müssen stets guten Oelanstrich haben, wenn sie nicht dem Rost anheimfallen sollen. In Einschnitten haben sich eiserne

Brücken infolge Zerstorbarkeit durch Rauchgase schlecht bewährt, ferner benötigen sie eine fortwährende pünktliche Ueberwachung, weil durch die bewegten Lasten Lockerungen in den Nietverbindungen eintreten.

Dem Holz gegenüber bietet uns der Eisenbeton noch größere Vorteile, als es gegenüber dem Eisen der Fall ist.

Die leichte Angreifbarkeit des Holzes durch Atmosphärien und Wesen organischer Natur, wie Holzschwamm und Bohrwurm; seine Unzuträglichkeit gegenüber der wechslungsweise eintretenden Nässe und Trockenheit, die seine Anwendung für Joche und Pfeilerbauten erschweren, ferner das Vorhandensein der Aeste, die den Keim der Fäulnis beherbergen, sind Nachteile, die sein Anwendungsgebiet immer begrenzen. Auch für Notbrücken, provisorische Brücken über Flüsse, deren Korrektion bevorsteht, empfiehlt sich der Eisenbeton. Die Holzbrücken haben in der letzten Zeit durch die Eisenkonstruktionen viel an Wichtigkeit verloren, und ist auch in holzreicher Gegend ihre Anwendung für Straßenbrücken erstlich in Frage gestellt, da einerseits hölzerne Brücken nur mit großen Unterhaltungskosten nicht mehr als 30 Jahre benutzt werden können, indem fortwährend Teile auszuwechseln sind, was Betriebsstörungen mit sich bringt, andererseits wegen der Feuergefahr, und endlich besitzen dieselben keine genügende Sicherheit für die Aufnahme größerer Lasten.

Sollen Holzbrücken größere Lebensfähigkeit besitzen, so müssen dieselben gegen Einwirkungen der atmosphärischen Einflüsse u. s. w. geschützt werden, was ihren Herstellungspreis bedeutend erhöht. So sind die in Berlin verwendeten Notbrücken, die während der Herstellungszeit der eisernen Brücken zu dienen hatten, zum Preis von 50 und 90 Mark pro Quadratmeter ausgeführt worden. Eisenbetonbrücken wären gewiß nicht teurer gekommen, im Gegenteil.

Nur wo gutes Bauholz in großen Mengen wohlfeil zu haben ist, wo keine strengen Bedingungen für die Sicherheit auferlegt sind und wo es sich darum handelt, die Auslagekosten so viel als möglich herunterzudrücken, wie es in den Vereinigten Staaten von Nordamerika und in Rußland der Fall ist, hat das Holz noch größere Anwendungsgebiete zu verzeichnen. Dem Eisenbeton hat das Holz nur die provisorische Verschalung zu liefern.

Die in der Folge näher zu besprechenden kontinuierlichen Balkenbrücken aus Eisenbeton zeichnen sich nicht durch große Spannweiten oder Längen aus; sie bilden aber typische Beispiele solcher Konstruktionen und geben ein Beweismaterial für die angeführten allgemeinen Betrachtungen und Rechenmethoden. Ferner geben die Probelastungen eine vollkommene Bestätigung der gemachten Annahmen, auf welchen die Berechnung fußt.

Monographien ausgeführter Brücken mit kontinuierlichen Balken aus Eisenbeton

2. Brücke über die Murr in Backnang

(Hierzu Tafel 1)

Dem sich stets entwickelnden Verkehrswesen und der steten Ausdehnung der Städte ist im allgemeinen durch die Schaffung bewährter Verbindungsmittel und Erleichterung der Abwicklung des inneren wachsenden Verkehrs mit ausreichenden Mitteln zu entsprechen und dadurch die ersteren zu fördern.

Die alte im Zuge der Straße Waiblingen—Hall gelegene Sulzbacher Steinbrücke (Abb. 54), die eine ungenügende Breite von 4,5 m besaß, mußte aus obigen Gründen einem Neubau weichen. Durch diesen Neubau wurde aber ein zweites, sehr bedeutendes Werk gefördert, das in erhöhtem Maße die gemeinsamen Interessen fördern dürfte; es ist dies nämlich die Murrkorrektur.

Die Sulzbacher Steinbrücke zeigte Zufahrtsrampen mit 10% Steigung gegen die Brückenmitte hin, ferner verengte der starke Mittelpfeiler aus Stein das Durchflußprofil, so daß die Wirkungen der Murrkorrektur nicht mehr zur vollen Geltung kommen konnten.

Nach vielen Verhandlungen und ebensovielen Vorschlägen wurde die Ausführung einer Eisenbetonbrücke mit horizontaler Fahrbahn beschlossen, bei welcher die Zufahrtsrampen auf 1,5—3,5% ermäßigt und der höchste Punkt der Fahrbahn um 5 cm niedriger (bei horizontaler Lage derselben), als bisher der Fall war, gesetzt werden mußte. Der Mittelpfeiler mußte so schmal bemessen werden, daß den berechneten Wassermengen entsprechend ein Durchfluß von 182 cbm/sec. reichlich stattfinden könne.

Der statischen Berechnung wurde eine gleichmäßig verteilte Last von 400 kg/qm Menschengedränge und eine Dampfwalze von 16 t Dienstgewicht zugrunde gelegt. Bedingung war, die höchste Spannung im Beton müsse 40 Atmosphären, diejenige im Eisen 900 kg/qm nicht über-

schreiten. Die Belastungsprobe mit der Dampfwalze mußte in keiner Stelle der Brücke eine größere Durchbiegung als 3 mm ergeben.

Die Brücke besteht wie gewöhnlich aus Platten und gerippten Plattenbalken.

Die Fahrbahn, welche ein einheitlich zusammenhängendes Ganzes mit den Hauptträgern bildet, ist als eine auf zwei Seiten fest eingespannte Platte anzusehen. Die Einspannung wird durch eine Umschlingung der Obergurteisen der Hauptbalken durch die Platteneisen bewirkt (Abb. 3 Tafel 1). Aus diesem Grunde ist das Biegemoment mit $Mm = \frac{Pl^2}{24}$ und $Ma = \frac{-Pl^2}{12}$ in der Mitte resp. am Auflager bemessen.

Man findet häufig in der Literatur die Ansicht vertreten, daß solche Platten als freiliegende oder höchstens als über die Rippen durchlaufende anzusehen wären. Diese Annahme gibt zu große Abmessungen und ist durchaus unrichtig. Dieselbe würde nur dann wahrscheinlich zutreffen, sobald die Obergurteinlage und Bügel der gerippten Plattenbalken, welche eine feste Verbindung zwischen den verschiedenen Teilen der Rippen mit der Platte ermöglichen, keine Verwendung fänden. In diesem Falle würde die Platte nur durch den Beton mit der Rippe verbunden sein. Schon die verhältnismäßig große Höhe und Stärke der Balken gegenüber den wenig weit gespannten Platten (0,8 bis 1,75 m) deutet auf die Unmöglichkeit einer seitlichen Bewegung der ersteren aus der Vertikalebene, in welcher die Rippen durch die angrenzenden Platten festgehalten werden und wodurch infolge der entsprechenden Einlage eine vollkommene Einspannung hervorgerufen wird.¹⁾

Die Hauptbalken sind als über drei Stützen durchlaufend und frei aufliegend angesehen und dementsprechend berechnet und bemessen. Die Einspannung der Balken in den Pfeilern ist bei der Berechnung unberücksichtigt geblieben.

Zur gegenseitigen Versteifung der Balken sind in jedem Felde zwei Querbalken angeordnet worden.

Von der Berechnung der Fahrbahnplatte wollen wir in der Folge absehen. Dieselbe wurde 15 cm im Scheitel und gewölbeartig mit einem Pfeil von 5 cm ausgeführt. Die krumme Untersicht hat gewiß die Verschalung bedeutend

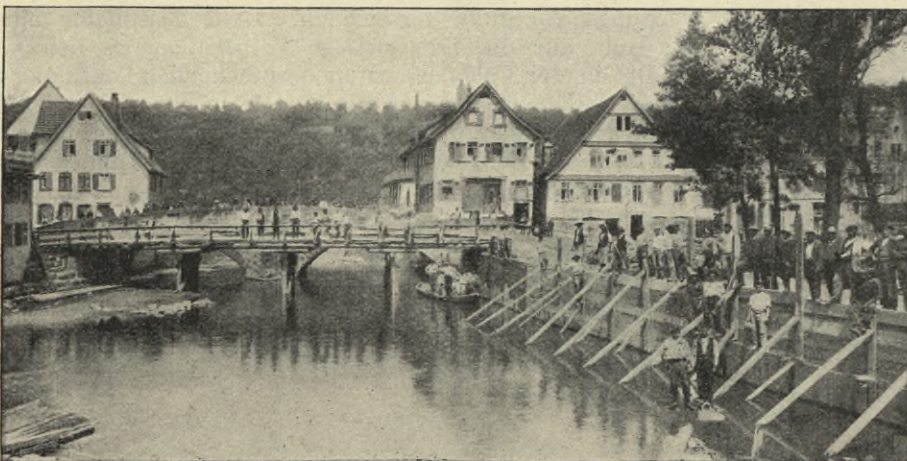


Abb. 54. Sulzbacher Brücke über die Murr

¹⁾ Siehe „Beton und Eisen“, Heft VI, VII und VIII 1906. Eisenbetonbrücken mit versenkter Fahrbahn. Vom Verfasser.

verteuert. Heute werden die Platten gerade und am Anschluß mit dem Balken durch Zwickel verstärkt, was die Verschalung vereinfacht. An Eiseneinlagen erhielt die Platte 5×8 mm pro laufenden Meter. Für die gerippten Plattenbalken ist die Ermittlung der angreifenden Schnittkräfte und Biegemomente für die gleichmäßig verteilten und konzentrierten Lasten auf graphischem Wege vorgenommen worden (Abb. 7 und 8 Tafel 1). Für die konzentrierte Last der Dampfwalzrollen sind Einflußlinien gezeichnet (Abb. 9 Tafel 1). Die Kurven der Maximalmomente sind besonders aufgezeichnet worden (Abb. 7 Tafel 1). Der Vollständigkeit halber sei hier noch erwähnt, daß vollkommene Tabellen, die Momente und Querkräfte für 2, 3, 4 und 5 Öffnungen, verschiedene Verhältnisse der Spannweite enthaltend, von Winkler im „Brückenbau“ und von W. Fränkel im „Handbuch der Ingenieurwissenschaften“ angeführt sind. Solche Tabellen sind aber nur für Ueberschlagsrechnungen verwendbar, und für den Einfluß einzelner Lasten ist man gezwungen, zur direkten Berechnung zu greifen. Wir geben diese Tabellen für die Transversalkräfte und Biegemomente für den Fall zweier gleicher Öffnungen wieder. Es bedeutet g die konstante Eigenlast und P die am ungünstigsten gleichmäßig verteilte zufällige Belastung.

Transversalkräfte

Entfernung X	Einfache Balken $2l$ Q	Der kontinuierliche Balken mit zwei Öffnungen $L_0 = L_1$ Einfluß von P		
		Q	$max(Q)$	$max(-Q)$
0,0	1,0	0,375	0,4375	0,0625
0,1	0,9	0,275	0,3437	0,0687
0,2	0,8	0,175	0,2624	0,0874
0,3	0,7	0,075	0,1932	0,1182
0,375	—	0,000	0,1491	0,1491
0,4	0,6	—0,025	0,1359	0,1609
0,5	0,5	—0,125	0,0898	0,2148
0,6	0,4	—0,225	0,0544	0,2744
0,7	0,3	—0,325	0,0287	0,3537
0,8	0,2	—0,425	0,0119	0,4369
0,9	0,1	—0,525	0,0027	0,5277
1,0	0,0	—0,625	0,0000	0,6250
l	gl	gl	pl	pl

Biegemomente

Entfernung X	Einfache Balken $2l$	Der kontinuierliche Balken mit zwei Öffnungen $L_0 = L_1$ Einfluß von P		
		M	$max(M)$	$max(-M)$
0,0	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000
0,1	0,0237	0,0325	0,03875	0,00625
0,2	0,045	0,0550	0,06750	0,01250
0,3	0,0637	0,0675	0,08625	0,01875
0,4	0,080	0,0700	0,09500	0,02500
0,5	0,0937	0,0625	0,09375	0,03125
0,6	0,1050	0,0450	0,08250	0,03750
0,7	0,1137	0,0175	0,06125	0,04375
0,75	—	0,0000	0,04688	0,04688
0,8	0,120	—0,0200	0,03000	0,05000
0,85	—	—0,0425	0,01523	0,05773
0,9	0,1237	—0,0675	0,00611	0,07361
0,95	—	—0,0950	0,00611	0,09638
1,0	0,125	—0,1250	0,00000	0,12500
l	gl^2	gl^2	pl^2	pl^2

Wir haben bereits erwähnt, daß durch den kontinuierlichen Balken gegenüber den einfachen Balken eine Verschiebung der Kräfte bewirkt wird. Inwiefern dies zutrifft, ist aus den angeführten Tabellen zu entnehmen, wobei der kontinuierliche Balken mit zwei Öffnungen

mit dem einfachen Balken doppelter Spannweite verglichen wird. Indem für beide Balkenarten in der Balkenmitte, respektive über der Mittelstütze, die Biegemomente absolut gerechnet genau gleich groß werden, nehmen dieselben beim kontinuierlichen Balken sehr rasch gegen die Mitte hin ab und zeigt die Tabelle, daß schon in den nächsten Stellen der Unterschied 50—60% zugunsten des kontinuierlichen Balkens beträgt. Die Schubkräfte sind ebenfalls beim einfachen Balken bedeutend größer als beim kontinuierlichen Balken. Beim letzteren treten sie in gleicher Stelle mit den Maximalmomenten auf, so daß der infolge der größeren Momente gewählte stärkere Querschnitt gleichzeitig den Haupt- und Schubspannungen entspricht. Beim einfachen Balken trifft dies nicht zu, d. h. die Querschnitte, in welchen das Maximalmoment auftritt, fallen nicht mit denjenigen zusammen, in welchen die größte Querkraft wirkt, und muß das Material entsprechend vermehrt werden, ohne ganz ausgenutzt werden zu können. Schon dadurch wird die Konstruktionshöhe des kontinuierlichen Balkens bedeutend kleiner, was der wichtigste Vorteil neben demjenigen der größeren Stabilität solcher Balken gegenüber den einfachen darstellt.

Die inneren Kräfte sind zu Vergleichszwecken nach der Methode von Prof. W. Ritter-Zürich und nach den Formeln, die sich in den vorläufigen Leitsätzen des Architekten- und Ingenieur-Vereins u. s. w. befinden, gerechnet. Für beide Berechnungsmethoden ist das Verhältnis beider Elastizitätsmodule konstant und gleich $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$ angenommen. In der Folge werden die Fahrbahn- und Gehwegträger berechnet.

Berechnung der Fahrbahnträger:

Für eine Stützweite von 13,05 m beträgt das größte Biegemoment in der Mitte $M_m = 4000000$ kg/cm und am Auflager $M_a = -5225000$ kg/cm (s. Tafel: Graphostatische Berechnung).

Querschnitt in der Mitte (Abb. 3 Tafel 1).

Nach Methode Ritter:

$$\begin{array}{l}
 F \qquad \qquad S \qquad \qquad J_0 \\
 91 \times 15 = 1365 \times 7,5 = 10237 \times 10 = 102370 \\
 87 \times 35 = 3045 \times 43,5 = 132457 \times 58 = 7682506 \\
 1131 \times 81 = 91611 \times 81 = 7420491 \\
 114 \times 4 = 456 \times 4 = 1824 \\
 F = 5655 \text{ cm}^2 \quad S = 234761 \text{ cm}^3 \quad J = 15207191 \text{ cm}^4 \\
 s_0 = \frac{234761}{5655} = 41,5 \text{ cm} \quad F_{s_0}^2 = 9742581 \\
 J_s = J - F \cdot s_0^2 = 5464610 \text{ cm}^4.
 \end{array}$$

Größte Druckbeanspruchung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{M}{J} s = \frac{4000000}{5464610} \times 41,5 = 321 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{M}{f \cdot Z} = \frac{4000000}{75,4 \times 67,2} = 789 \text{ kg/qcm,}$$

wobei $z = 81 - 13,8 = 67,2$ cm. Der Druckmittelpunkt wurde annäherungsweise mit $\frac{s_0}{3}$ angenommen.

Nach den deutschen Leitsätzen:

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{(h-a)n f_e + \frac{b d^2}{2}}{n f_e + b d} = \frac{81 \times 1131 + \frac{126 \times 15^2}{2}}{1131 + 126,15} = 35,01 \text{ cm.} \\
 y &= x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = 35,01 - 7,5 + \frac{15^2}{6(70,02-15)} = 28,18 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e(h-a-x+y)} = \frac{4000000}{75,4(81-35,01+28,18)} = 715 \text{ kg/qcm.}$$

Druckspannungen im Beton:

$$\sigma_b = \sigma_e \frac{x}{n(h-a-x)} = \frac{715 \times 35,01}{15(81-35,01)} = 36,2 \text{ kg/qcm.}$$

Innere Spannung am Auflager (Abb. 12 Tafel 1).

Nach Ritter:

$$\begin{array}{l}
 \begin{array}{ccc}
 F & S_0 & J_0 \\
 91 \times 15 = 1365 \times 7,5 = 10\,237,5 \times 10 = & 10\,237,5 \times 10 = & 102\,375 \\
 35 \times 127 = 4445 \times 63,5 = 282\,257,5 \times 85 = & 282\,257,5 \times 85 = & 23\,991\,887,5 \\
 & 1131 \times 121 = 136\,851 \times 121 = & 16\,558\,971 \\
 & 1359 \times 6 = 8154 \times 6 = & 48\,924 \\
 \hline
 F = 8300 \text{ cm}^2 & S_0 = 437\,500,0 \text{ cm}^3 & J_0 = 40\,702\,157,5 \text{ cm}^4 \\
 & & F_{s_0}^2 = 23\,056\,250,0 \\
 & J_s = J_0 - F_{s_0}^2 = & 17\,645\,907,5 \text{ cm}^4 \\
 s = \frac{437\,500}{8300} = 52,7 \text{ kg/cm} \\
 s_1 = 127 - 52,7 = 74,3 \text{ cm} \\
 \sigma_b = \frac{5\,250\,000 \times 74,3}{17\,645\,907} = 22 \text{ kg/qcm} \\
 \sigma_e = \frac{5\,250\,000}{96,3 \times 90,60} = \frac{5\,250\,000}{8724,78} = 602 \text{ kg/qcm.}
 \end{array}
 \end{array}$$

Nach den deutschen Leitsätzen:

$$\begin{array}{l}
 X = \frac{n F e}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n F e}} - 1 \right] \\
 X = \frac{135,9}{35} \times \left[\sqrt{1 + \frac{70 \times 121}{1359}} - 1 \right] = 65,57 \text{ cm} \\
 \sigma_b = \frac{10\,500\,000}{35,67 \times 7(121 - 21,8)} = 46,5 \\
 \sigma_e = \frac{5\,250\,000}{90,6 \times 99,2} \approx 584 \text{ kg/qcm.}
 \end{array}$$

Hierbei wurde die untere Eiseneinlage unberücksichtigt gelassen.

Will man aber dieselbe berücksichtigen, so kommen dann andre Formeln in Betracht, die in der Folge Verwendung finden. Die Neutralachse wird aus der Formel bestimmt:

$$\begin{array}{l}
 X^2 + 2 \times \frac{1359 + 1131}{35} = \frac{2}{35} (121 + 1359 + 6 \times 1131) \\
 X^2 + 142,28 X = 9784,2 \\
 X = 50,5 \text{ cm} \\
 \sigma_b = \frac{6 M \times x}{b x^2 (3h - x) + 6 F e' n (x - h') (h - h')} \\
 \sigma_b = 35 + 2550 \frac{6 \times 5\,250\,000 \times 50,5}{(3 + 121 - 50,5) 6 + 1131 (50,5 - 6) (121 - 6)} \\
 \sigma_b = 25,5 \text{ kg/qcm.}
 \end{array}$$

Zugspannung im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b (h - x) n}{x} = \frac{25,5 (121 - 50,5) 15}{50,5}; \sigma_e = 532,95 \text{ kg/qcm.}$$

Druckspannung im Eisen:

$$\frac{25,5 (50,5 - 6) 15}{50,5} = 13,2 + 25,5; \sigma_e' = 344,25 \text{ kg/qcm.}$$

rechnet man nach der einfachen Methode der deutschen Leitsätze, wobei die Druckeisen weggelassen werden, so erhält man eine Druckspannung im Beton $\sigma_b = 46,5 \text{ kg/qcm}$ und eine Zugspannung im Eisen $\sigma_e = 580 \text{ kg/qcm}$. Die Druckspannung ergibt sich doppelt so groß.

Die letztere Berechnungsart gibt Resultate, die mit denjenigen nach Ritter gut übereinstimmen. $\sigma_{bR} = 22$, $\sigma_{b D.L.} = 25,5$, $\sigma_{eR} = 610$, $\sigma_{e D.L.} = 533$, $S_{0R} = 52,7$, $S_{0 D.L.} = 50,5 \text{ cm}$. In Anbetracht dessen, daß die Methode Ritter mit den üblichen Größen der Festigkeitslehre (Widerstandsmoment, Trägheitsmoment u. s. w.) arbeitet und daß man mit der einen und derselben Berechnungsart überall auskommt, so empfiehlt es sich naturgemäß, dieselbe allgemein zu verwenden.

Die allgemeine Gültigkeit und gleichartige Verwendung derselben ist aus diesen Beispielen deutlich zu sehen und bildet einen Vorteil dieser Methode. Diese Berechnungsweise entspricht der Praxis, sobald die Grenzbeanspruchungen richtig gewählt werden. Die Zugfestigkeit des Betons wird nicht berücksichtigt und muß nur das entsprechende Verhältnis auf Grund von Versuchen noch bestimmt werden, um die tatsächlich auftretenden Zugspannungen im Beton angeben zu können.

Größte Schubkraft

$$Q = \frac{26}{2} + 7 = 20 \text{ t.}$$

Schubspannungen im Beton:

1. nach Ritter:

$$\tau_b = \frac{20,0}{96,3 \times 35} = 5,3 \text{ kg/qcm.}$$

2. nach den deutschen Leitsätzen:

$$\tau_b = \frac{20,0}{99,2 \times 35} = 5,7 \text{ kg/qcm.}$$

Schubspannungen im Eisen (Bügel):

1. nach Ritter:

$$\tau_e = \frac{20\,000 \times 18}{3,14 \times 96,3} = 1190 \text{ kg/qcm.}$$

2. nach den deutschen Leitsätzen:

$$\tau_e = \frac{20\,000 \times 18}{3,14 \times 99,2} = 1155 \text{ kg/qcm.}$$

Werden die Einspanneisen, die vom Pfeiler in den Balken eingreifen, mitberücksichtigt, dann werden die Schubspannungen herabgemindert. Für diesen Fall ist

$$1. \tau_e = \frac{20\,000 \times 18}{(3,14 \times 9,82) \times 96,3} = 288 \text{ kg/qcm,}$$

$$2. \tau_e = \frac{20\,000 \times 18}{(3,14 \times 9,82) \times 99,2} = 280 \text{ kg/qcm.}$$

Verbundspannungen 1):

$$\begin{array}{l}
 \tau_b = \frac{20\,000}{99,2 + 35 + 568,6} = 4,9 \text{ kg/qcm} \\
 \tau_e = 73,5 \text{ kg/qcm.}
 \end{array}$$

Adhäsionsspannungen:

$$\tau' = \frac{35 \times 5,3}{3 \times 12,56} = 4,9 \text{ kg/qcm.}$$

Berechnung der Gehwegträger.

Belastungen:

Decke (Glattstrich 2 cm)	$0,12 \times 2500 \times 1,20 =$	360 kg
Eigengewicht der Balken	$0,20 \times 0,9 \times 2500 =$	450 "
Geländer u. s. w.		300 "
Gesamteigengewicht		1110 kg

Nutzlast $400 \times 0,5 = 200 \text{ kg/lfd. m.}$

Bieugungsmomente (nach Tafel S. 25):

$Mg^m = 1100 \times 13,05^{-2} \times 0,07 =$	$+ 1\,313\,231$	kg/cm
$Mg^a = 1100 \times 13,05^{-2} \times 0,125 =$	$- 2\,362\,912,5$	"
$Mp^m = 200 \times 13,05^{-2} \times 0,095 =$	$+ 3\,235,7$	"
$Mp^a = 200 \times 13,05^{-2} \times 0,125 =$	$- 4\,257,5$	"

Gesamtbieugungsmomente:

$$\begin{array}{l}
 M_m = 1\,316\,466,7 \text{ kg/cm} \\
 M_a = -2\,367\,170,0 \text{ "}
 \end{array}$$

Spannungen in der Mitte (Abb. 3 Tafel 1).

Nach Ritter:

$$\begin{array}{l}
 \begin{array}{ccc}
 F & S_0 & J_0 \\
 100 \times 10 = 1000 \times 5 = & 5\,000 \times 6,6 = & 33\,333 \text{ cm}^4 \\
 106 \times 20 = 2120 \times 53 = & 112\,360 \times 70,7 = & 7\,943\,852 \text{ "} \\
 271,4 = 271,4 \times 100 = & 27\,140 \times 100 = & 2\,714\,000 \text{ "} \\
 53,0 = 53,0 \times 4 = & 212 \times 4 = & 848 \text{ "} \\
 \hline
 F = 3444,4 \text{ cm}^2 & S_0 = 144\,712 \text{ cm}^3 & J_0 = 10\,792\,033 \text{ "} \\
 & & F_{s_0}^2 = 6\,077\,904 \text{ "} \\
 & J_s = J_0 - F_{s_0}^2 = & 4\,714\,129 \text{ cm}^4 \\
 S = \frac{144\,712}{3444,4} = & 42,0 \text{ cm.}
 \end{array}
 \end{array}$$

Größte Druckbeanspruchung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{1\,316\,466,7 \times 42}{4\,714\,129} = 11,7 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{1\,316\,466,7}{18,10 \times 86} = 845 \text{ kg/qcm,}$$

wobei $z = 100 - 14 = 86 \text{ cm}$. Der Druckmittelpunkt ist annäherungsweise mit $\frac{s_0}{3}$ angenommen worden.

1) Siehe „Die Scher- und Schubfestigkeit des Eisenbetons“. Vom Verfasser. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.

Nach den deutschen Leitsätzen:

$$X = \frac{(h-a)nF_e + \frac{bd^2}{2}}{nF_e + bd} = \frac{100 \times 271,4 + \frac{120 \times 100}{2}}{271,4 + 120 \times 10} = 22,5 \text{ cm,}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = 22,5 - 5 + \frac{100}{210} = 17,97 \text{ cm,}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e(h-a-x+y)} = \frac{1316466,7}{18,10(106-6-22,5+17,97)} = 762 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_b = \sigma_e \frac{x}{15(h-a-x)} = 762 + \frac{22,5}{15 \times 77,5} = 14,0 \text{ kg/qcm.}$$

Spannungen am Auflager (Abb. 11 Tafel 1).

Nach Ritter:

$10 \times 100 = 1000$	$\times 5 = 5000$	$\times 6,6 = 33333$	J_0
$10 \times 146 = 2920$	$\times 73 = 213160$	$\times 97,2 = 20719152$	
$377,4 = 377,4$	$\times 6 = 2264,4$	$\times 6 = 13586,4$	
$271,4 = 271,4$	$\times 140 = 37996$	$\times 140 = 5319440$	
$F = 4568,8 \text{ cm}^2$	$S_0 = 258320,4 \text{ cm}^3$	$J_0 = 26085511,4$	
		$F_{s0}^2 = 14595102,6$	
		$J_s = J_0 - F_{s0}^2 = 11490408,8$	

$$S = \frac{258320,4}{4568,8} = 56,5 \text{ cm,}$$

$$S_1 = 146 - 56,5 = 89,5 \text{ cm.}$$

Druckbeanspruchung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{2367170 \times 89,5}{11490408,8} = 17,9 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{2367170}{25,17 \times 110,2} = 854 \text{ kg/qcm,}$$

wobei $z = 140 - 29,8 = 110,2 \text{ cm.}$

Nach den deutschen Leitsätzen:

$$X = \frac{nF_e}{b} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{nF_e}} - 1 \right\}$$

$$X = \frac{377,4}{20} \left\{ \sqrt{1 + \frac{40 \times 140}{377,4}} - 1 \right\} = 56,23.$$

Größte Druckbeanspruchung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{4734340}{1124,60 \times 121,3} = 34,7 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{2367170}{25,17 \times 121,3} = 775 \text{ kg/qcm.}$$

Der Druckgurt ist hier nicht berücksichtigt worden. Werden aber wie vorher die Druckstäbe mit berücksichtigt, so ergeben sich folgende Werte:

$$l^2 + 2x \frac{377,40 + 271,4}{20} = \frac{2}{20} (140 + 377,4 + 6 + 271,4)$$

$$X = 48,5 \text{ cm.}$$

Größte Druckbeanspruchung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{6 \times 48,5 + 2367170}{20 + 2352(3 + 140 - 48,5) + 6 \times 271,4(48,5 - 6)(140 - 6)}$$

$$\sigma_b = 26 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{26(140 - 48,5)15}{48,5} = 735 \text{ kg/qcm.}$$

Druckspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{26(48,5 - 6)15}{48,5} = 340 \text{ kg/qcm.}$$

Schubspannungen.

Größte Schubkraft (nach Tafel 1):

$$\frac{Q}{2} = \frac{1,25 \times 1310 \times 13,05}{2} = 10484,6 \text{ kg.}$$

Schubspannungen im Beton:

1. Nach Ritter:

$$\tau_b = \frac{10484,6}{20 \times 110,2} = 4,7 \text{ kg/qcm,}$$

2. Nach den deutschen Leitsätzen:

$$\tau_b = \frac{10484,6}{20 \times 121,3} = 4,3 \text{ kg/qcm.}$$

Schubspannungen im Verbund:

$$\tau_b = \frac{10484,6}{20 \times 110,2 + 171} = 4,41,$$

$$\tau_e = 66,15 \text{ kg/qcm.}$$

Schubspannungen in den Bügeln:

$$1. \tau_e = \frac{10484,6 \times 18}{11,39 \times 110,2} = 1500 \text{ kg/qcm.}$$

$$2. \tau_e = \frac{10484,6 \times 18}{11,39 \times 121,3} = 1367 \text{ kg/qcm.}$$

Adhäsionsspannungen:

$$1. \tau' = \frac{4,3 \times 20}{2 \times 7,5} = 5,7 \text{ kg/qcm,}$$

$$2. \tau' = \frac{4,41 \times 20}{2 \times 7,5} = 5,8 \text{ kg/qcm.}$$

Bei der gewöhnlichen Berechnung der Schubspannungen in den Bügeln wird das Produkt aus Querkraft und Entfernung der Bügel als Gesamtschubkraft angenommen, was nicht ganz zutrifft. Die wirkliche Kraftfläche ist durch ein Trapez (kein Rechteck) dargestellt. Der durch diese Annäherung entstandene Fehler ist aber unbedeutend. Bei der graphischen Bestimmung der Lage der Bügel (Abb. 8 Tafel 1) wird dieser Fehler ausgeschlossen. Die Bestimmung der Entfernungen zwischen den Bügeln infolge der gleichmäßig verteilten und konzentrierten Lasten bei Annahme von Bügeln mit gleichen Querschnitten wird auf graphischem Wege sehr einfach gelöst.

Die Einflußfläche der Querkräfte wird bei gleichmäßig verteilter Last durch ein Dreieck dargestellt, bei konzentrierten Lasten nur annähernd durch ein solches. Nimmt man die Bügel gleich stark an, so müssen die Kraftflächen in Teile gleichen Flächeninhaltes geteilt werden. Dies geschieht, wenn man über eine Seite (Abb. 8 und 9 Tafel 1) hier $0'3$ einen Halbkreis schlägt und die bekannte Konstruktion anwendet, indem man die Strecke $0' - 3$ in gleiche Teile teilt und die Teilungspunkte auf dem Kreisumfang lotet. Aus $0'$ beschreibt man die Kreisbogen $ab, a'b', a''b''$ u. s. w. Die Punkte $a'b' \dots$ geben die gewünschte Einteilung, d. h. sie geben die Stellen, wo die Bügel zu liegen kommen. Diese Methode läßt sich allgemein anwenden, auch für den Fall, daß der Beton einen Teil der Schubspannung aufnehmen soll. Die Lage der schrägen Eisen kann ferner mit der gleichen Methode genau ermittelt werden.¹⁾

Die Querträger (Querrippen)

Die angenommene Berechnungsweise der Fahrbahn ist richtig, insofern das Eigengewicht der Konstruktion in Frage kommt, denn diese belastet stets die gesamte Konstruktion. Die Berechnungsweise trifft aber nicht zu, sobald die Einzellasten in Frage kommen. Die Einzellasten, wie Dampfwalze, Wagen u. s. w., wirken örtlich.

Wird z. B. eine Trambahn über eine solche Brücke geführt, so werden dadurch nicht nur die unmittelbar darunter liegenden Tragteile beansprucht, vielmehr wird der ganze Bau in Mitleidenschaft gezogen. Diese Mitarbeit aller Balken, wenn nur einer oder mehrere unmittelbar belastet werden, wird schon durch die Platte, besonders aber durch die Querrippe, bewirkt. Es soll in der Folge daher festgesetzt werden, inwiefern sich die Mitarbeit bestimmen läßt und wie groß sich dieselbe stellt. Die Brücke in Backnang erhielt in jeder Oeffnung zwei solcher Querversteifungen. Für die Berechnung kommen zwei verschiedene Lagen der Dampfwalze in Betracht.

1. Die Dampfwalze liegt so nahe als möglich am Straßenkandel.

¹⁾ Siehe „Beton und Eisen“, 1906. Eisenbetonbrücken mit versenkter Fahrbahn. Vom Verfasser.

2. Die Längsachse der Dampfwalze fällt mit der Brückenachse zusammen. (Abb. 55.)

Verwendet man die bereits angegebenen Formeln, wobei n die Anzahl und F der Querschnitt der gerippten Plattenbalken bedeutet, so betragen die jeweils auf die verschiedenen Balken entfallenden Lasten, indem $P \cdot y = G \cdot g = M$ gesetzt wird,

$$\begin{aligned}
 P_1 &= g \left(0,125 - \frac{20 \times 44,4}{6730} \right) = -0,007 P \\
 P_2 &= g \left(0,125 - \frac{20 \times 31,5}{6730} \right) = +0,032 P \\
 P_3 &= g \left(0,125 - \frac{20 \times 18,9}{6730} \right) = +0,069 P \\
 P_4 &= g \left(0,125 - \frac{20 \times 6,3}{6730} \right) = +0,107 P \\
 P_5 &= g \left(0,125 + \frac{20 \times 6,3}{6730} \right) = +0,143 P \\
 P_6 &= g \left(0,125 + \frac{20 \times 18,9}{6730} \right) = +0,181 P \\
 P_7 &= g \left(0,125 + \frac{20 \times 31,5}{6730} \right) = +0,218 P \\
 P_8 &= g \left(0,125 + \frac{20 \times 44,4}{6730} \right) = +0,257 P \\
 \Sigma^8 P &= 1,007 - 0,007 = 1,0 P
 \end{aligned}$$

wobei $J = 2 F (0,63^{-2} + 1,89^{-2} + 3,15^{-2} + 4,445^{-1}) = 6730 F \text{ dcm.}^4$

Die Brücke ist für eine gleichmäßig verteilte Menschenlast von 400 kg/qm berechnet. Die Dampfwalze nimmt eine Fläche von ca. 10,6 qm ein. Die entsprechende Last beträgt 4240 kg. Denkt man sich dieselbe im Verhältnis der Rollengewichte der Dampfwalze, also wie 6:10

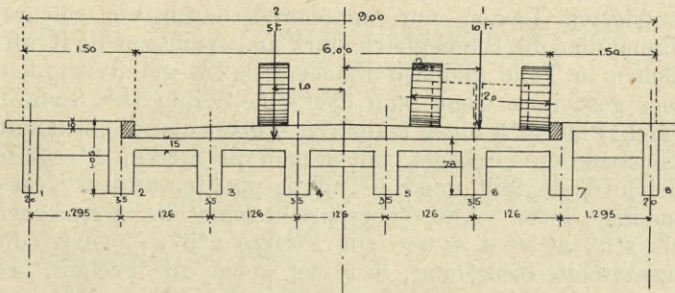


Abb. 55

verteilt, so würde den hinteren Rollen eine Last von 2050 kg zukommen.

Für diese Last ist die Brücke berechnet (gleichmäßig verteilte Last) und entsprechend bemessen. Die Hinterrollen haben ein Gewicht von 10 000 kg. Nach der oben durchgeführten Rechnung hätten die Balken 7 und 8 ca. 20% davon aufzunehmen, also 2000 kg, die für die gleichmäßig verteilte Last berechneten Balken könnten somit ohne weiteres die konzentrierte Last aufnehmen. Der Randbalken hat ca. 26% der konzentrierten Last aufzunehmen, derselbe wird aber gleichzeitig durch die verkehrende Last beansprucht, dementsprechend werden dieselben um ca. 26% der konzentrierten Last mehr belastet als der Berechnung zugrunde gelegt worden ist. Die bereits erwähnten Risse sind darauf zurückzuführen. Auf diesen Umstand kommen wir noch zurück.

Für den zweiten Fall ist die Berechnung wie vorher durchzuführen, indem nur je die Hälfte des Brückenquerschnitts betrachtet wird.

Hierbei wird die Anzahl Balken $n = 4$ und das das Trägheitsmoment $J = 2 F (6,3^{-2} + 19,2^{-2}) = 816,66 F \text{ dcm.}^4$ Ähnlich wie im ersten Fall lassen sich die Anteile der Last, die ein jeder Balken aufzunehmen hat, wie folgt bestimmen:

$$P_1 = P \left(0,25 - \frac{10 \times 19,2}{816,66} \right) = 0,015 P$$

$$\begin{aligned}
 P_2 &= P \left(0,25 + \frac{10 \times 6,3}{816,66} \right) = 0,077 P \\
 P_3 &= P \left(0,25 + \frac{10 \times 6,3}{816,66} \right) = 0,327 P \\
 P_4 &= P \left(0,25 + \frac{10 \times 19,2}{816,66} \right) = 0,485 P \\
 \Sigma^4 P &= 1,0 P
 \end{aligned}$$

Die mittleren Balken haben somit ~ 50% der Rollenlast aufzunehmen, dieselben müßten 5000 kg aufnehmen und könnten nach der Berechnung nur 3800 kg aufnehmen. Für die Dimensionierung der Balken müßte also eine konzentrierte Last von 1200 kg berücksichtigt werden. Der Fall 1 ist für die Randbalken, der Fall 2 für die Straßenbalken am ungünstigsten. Aus diesen zwei Grenzfällen lassen sich die Anteile genau festsetzen und kann die Bemessung der Balken entsprechend vorgenommen werden.

Mit der eigentlichen Ausführung der Brücke konnte erst dann begonnen werden, nachdem der Eckertsbach murraufwärts auf 72,5 m verlegt wurde. Für die Vermittlung des Verkehres während der Ausführung der Brücke wurde 10 m oberhalb derselben eine 30,5 m lange, 5,0 m breite hölzerne Notbrücke erstellt. Dieselbe wurde auf Pfahljoche gesetzt (Abb. 56 und 57), die in Entfernungen von ca. 5,85 m voneinander angenommen wurden. Die Joche bestehen aus je fünf Pfählen, auf welchen sechs Tragbalken ihre Stützung finden. Die Notbrücke war für Höchstlasten von 4000 kg vorgesehen und betragen die Herstellungskosten ca. 3000 M.

Der Abbruch der alten Brücke konnte in Angriff genommen werden, wobei der Mittelpfeiler bis auf eine Tiefe von 1,50 m unter N.W. vollständig entfernt werden mußte; ferner durfte das Abbruchmaterial aus selbstverständlichen Gründen unter keinen Umständen im Flußbett bleiben. Für das linke Widerlager war felsiger Boden, für das rechte Widerlager waren Grundpfähle vorausbestimmt. Nach Abbruch der alten Brücke konnte man die Rüstung der neuen herstellen.

Die Verschalung war so stark zu halten und die Rüstung so fest zu unterstützen, daß keine Ausweichungen oder Formänderungen jeglicher Art beim Aufbau des Betons eintreten durften. Die Rüstung und Verschalung ist ferner so herzustellen, daß dieselben gefahrlos und mit Leichtigkeit entfernt werden können (Abb. 6 Tafel 1).

Immerhin werden stets federnde Bewegungen auftreten, die nur gute Folgen mit sich bringen. Nämlich durch dieses Federn kann die Zementmilch durch den Beton sickern und die Eiseneinlagen mit einer feinen Zementhaut überdecken, wodurch die Adhäsion beträchtlich erhöht wird. Auch kleine bleibende Druckbiegungen der Schalung, währenddem der Beton eingestampft wird, schaden keineswegs, indem dadurch die Stärke der Platte oder des Balkens um diesen Betrag erhöht wird. Es sollen aber Senkungen, Durchbiegungen während der Abbindezeit vermieden werden, denn andernfalls verliert der Beton vollkommen seine Festigkeitseigenschaften.

Es ist ferner darauf zu achten, daß das Eigengewicht der Konstruktion die Rüstung beansprucht und der Ver-

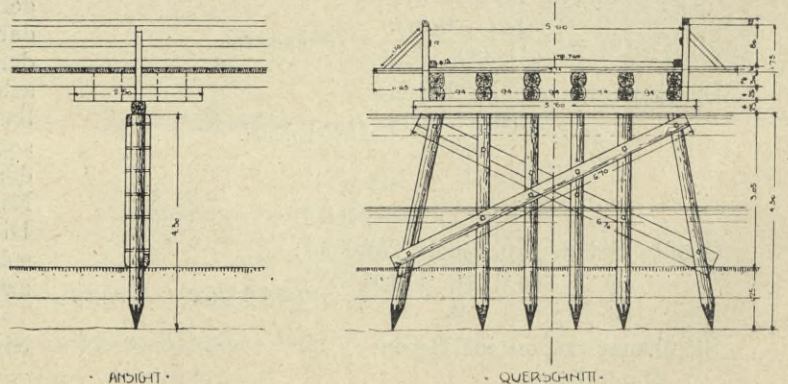


Abb 56

• NOTBRÜCKE ÜBER DIE MURR IM ETTER BACHNANG •

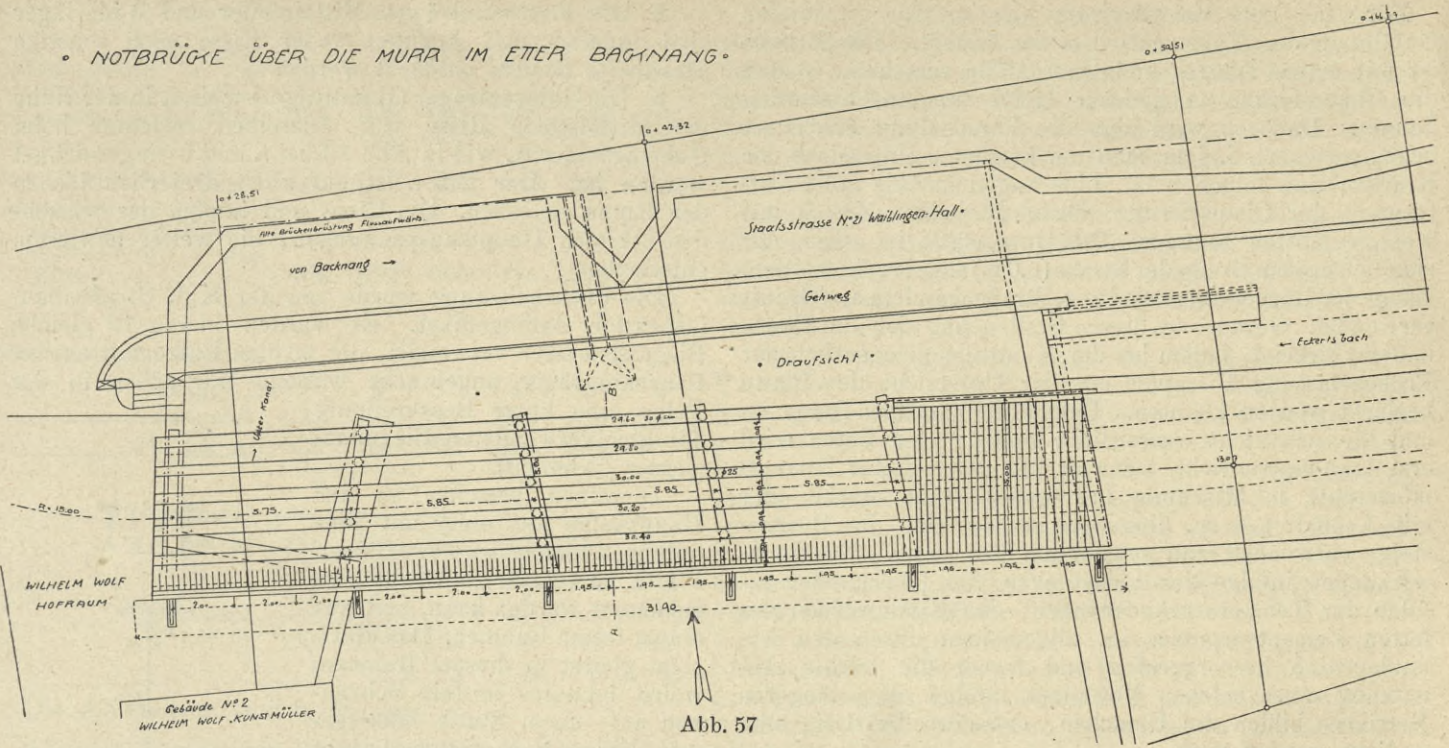


Abb. 57

schalung eine Durchbiegung verleiht. Es empfiehlt sich daher, der letzteren eine Ueberhöhung zu geben, die für die Mitte mit etwa $\frac{1}{1000}$ der Spannweite bemessen werden kann.

Nach der eingetretenen Durchbiegung wird die Brücke etwa in der gewünschten Lage zu liegen kommen. Bei großen Spannweiten ist es vorzuziehen, die Balken mit einem Stich nach oben, der auch nach der Herstellung sichtbar bleiben darf, zu versehen.

Zur Herstellung der Fundierung des Mittelpfeilers konnte man selbstverständlich mit der Eisenbetonplatte nicht tief hinuntergehen, weil man dieselbe unter Wasser kaum herstellen kann. In trockener Baugrube, auf die richtige Tiefe gelangt, wurde ein Betonklotz fertiggestellt, darauf sitzt unser Pfeiler mit der nach beiden Seiten ausragenden Eisenbetonplatte (Abb. 2 Seite 6). Für die Gründung ist der Beton im Mischungsverhältnis 1:3:6, für die Widerlager 1:2 $\frac{1}{2}$:5 verwendet worden. Für die Fahrbahn sind 300 kg Zement auf 1 cm³ Mischung verbraucht worden. In der Abb. 3 Tafel 1 geben wir die Einzelkonstruktionen der Fahrbahn wieder, woraus die genaue Lage der Eiseneinlagen nebst Abmessungen der Teile entnommen werden können. Der zur Herstellung des Betons nötige Schotter wurde an Ort und Stelle mittels einer doppelt wirkenden Steinbrechmaschine, Bauart Velten, gebrochen.

Die Fahrbahn mußte laut Vertrag gleichzeitig in ihrer ganzen Breite (9,00 m) und nicht in einzelnen Teilen hergestellt werden. Diese Bedingung ist ja nicht notwendig, vielleicht noch schädlich infolge der Querspannungen, die durch den Abbindeprozeß hervorgerufen werden. Es sind ja schon öfters solche Brücken und auch Bogenbrücken aus zwei und drei Teilen ausgeführt worden, ohne daß die Festigkeit oder Stabilität darunter zu leiden hatte.

Nach Fertigstellung der Schalung wurden zuerst die Eiseneinlagen der Balken ersetzt, um daraufhin die ganze Eiseneinlage zu verlegen (Abb. 58). Die Montierung der Einlagen geschah nach dem bei Verwendung von Obergurteisen in den Balken bekannten Verfahren. Hierbei wird genaue Lage

der Eisenbügel mit Leichtigkeit erzielt, wodurch den Festigkeitseigenschaften des Verbundes gut entsprochen werden kann.

Die Einlagen der Balken, wie sie aus der Abb. 4 Tafel 1 zu ersehen sind, werden gegen die Mittelpfeiler hin nach der oberen Faser und durch eine Abbiegung in das benachbarte Feld geführt und so den negativen Momenten entsprochen. Die Bügel dienen auch dazu, die Endstücke festzuhalten, und hindern, daß sich dieselben nach oben bewegen. Trotzdem diese Einlagen verwendet worden sind, haben sich Haarrisse in den Randbalken bei der Untersuchung während der Probelastung bald festlegen lassen.

Nach Verlegung der Eiseneinlagen konnte die ganze Fahrbahn mit kleinen Unterbrechungen durchwegs betoniert werden. Die Fahrbahnoberfläche wurde glatt abgerieben, darauf wurde eine 2 cm starke Asphalttschicht zwecks Isolierung verwendet. Die Fahrbahn ist mit 16 cm hohen Granitsteinen gepflastert, die auf einem 5 cm starken Sandbett verlegt wurden.

Die sichtbaren Flächen über dem niedrigen Wasserstand sind mit einem 2 cm starken Glattstrich 1:1 $\frac{1}{2}$, wobei reiner Sand verwendet wurde, glattgeschliffen. Der Mörtel hierzu mußte mit möglichst wenig Wasser angerührt werden. Nach Erhärtung wurden die sichtbaren Flächen mit dem Stockhammer sauber bearbeitet.

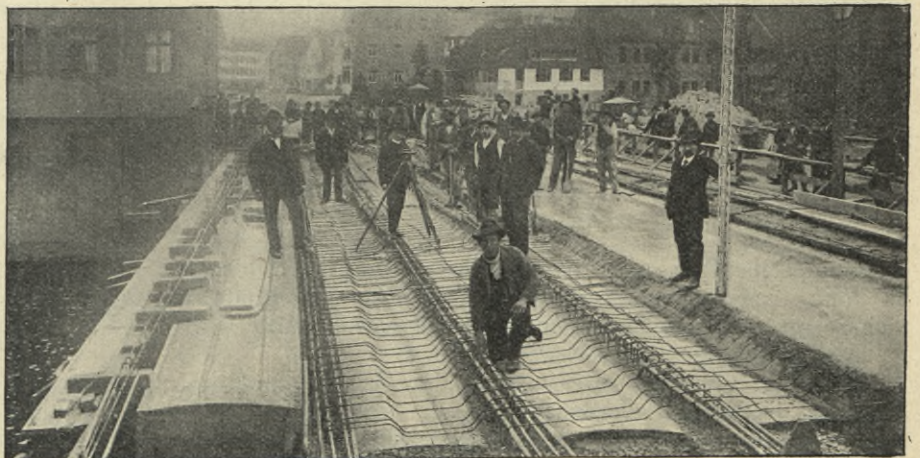


Abb. 58

Für eine gute Entwässerung der Brücke wurde das Gefälle in der Konstruktion selbst verlegt. Die Brücke ist mit einem Längs- und Quergefälle versehen, so daß die Chaussierung in gleicher Höhe angebracht werden konnte. Dadurch wird aber die Verschalung erschwert bzw. verteuert, indem man der krummen Untersicht der Konstruktion folgen muß. Eine ungleichmäßig hohe Auftragung der Chaussierung würde demselben Zweck mit weniger Kosten genügen. Das Quergefälle ist wegen der ziemlich großen Breite der Straße (6,0 m) angebracht worden. Längs der Bürgersteige sind sog. Straßenkandeln aus Granit verwendet. Gerade an diesen Stellen hat sich die Platte undicht gezeigt, indem bei der Kontrolle gelegentlich der Probelastung Eiszapfen an der Untersicht der Platte bemerkt werden konnten. Bekanntlich ist der Beton an und für sich nicht wasserdicht genug. Der Beton wird erst dann wasserdicht, wenn er mit einem fetten Zementmörtelputz in Mischung 1:2 und 2–3 cm Stärke oder mit Asphalt u. s. w. überzogen wird. Für die Bürgersteige verwendet man gewöhnlich das erste. Die Stoßwirkungen infolge der Belastungen, die Bewegungen infolge der Temperaturänderungen, das Rissigwerden des fetten Zementverputzes im allgemeinen durch den Abbindeprozeß hervorgerufen und ferner die leichte Abnutzung eines solchen Verputzes infolge eines längeren Betriebes bilden die Ursachen, daß derselbe rissig oder undicht werden muß.

Zementverputze sind daher für wichtigere Brücken nicht empfehlenswert. Gußasphalt entspricht den Anforderungen besser. In unserm Falle kommt noch folgendes in Betracht. Der Asphaltüberzug der Straße reicht gerade bis zu den Kandeln, so daß eine Fuge offen bleibt, durch welche allein schon das Wasser durchsickern kann.

Es empfiehlt sich daher, den Asphaltüberzug der Straßen mit einer kleinen Neigung in die Trottoirkonstruktion hinüberzuführen. Trotzdem die genaue Untersuchung der Brücke keine schadhafte Stellen gezeigt hatte, ist es zu vermeiden, daß solche undichte Stellen entstehen, um so mehr, weil solche Umstände mit Leichtigkeit entfernt werden können. Als Isoliermaterialien müssen solche gewählt werden, die zähe genug sind, um allen Bewegungen folgen zu können; gleichzeitig müssen dieselben feste sein, um nicht so schnell abgenutzt zu werden. Asphaltplatten, Gußasphalt mit oder ohne Bleieinlagen, haben sich in solchen Fällen stets gut bewährt.

Die Probelastung.

Die Brücke wurde im August 1904 fertiggestellt und dem Verkehr übergeben. Die Probelastung und genaue Untersuchung über den Befund der Brücke wurden im Dezember 1905 vorgenommen. Die anderthalb Jahre nach der Herstellung vorgenommene Belastungsprobe und Uebernahme der Brücke gewinnt dadurch an Interesse, indem man hierdurch einen besseren Einblick gewann, inwiefern sich die Bauweise bewährt hat. Gewiß können über den

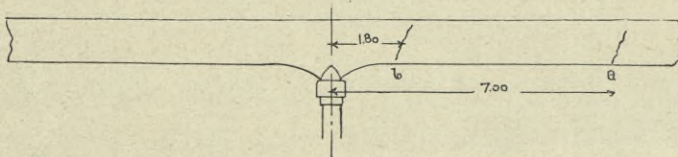


Abb. 59

Verbund selbst keine wichtigen Schlüsse gezogen werden, es kann aber festgelegt werden, inwiefern Mißstände sich zeigen und wie man manches verbessern kann.

A. Befund der Brücke.

Bei einer näheren Untersuchung der Brücke konnte folgendes beobachtet werden:

1. Auf der Untersicht der Platte, zwischen Rand- und Straßenkandelträger, waren Eiszapfen zu sehen. Dieser Umstand wurde bereits besprochen.

2. Die Fahrbahnträger, Mittelpfeiler und Widerlager sind tadellos und konnten weder Risse noch sonstige schadhafte Stellen entdeckt werden.

3. Die Gehwegträger (Randträger) weisen in der Nähe der Mittelstütze Risse auf. Dieselben verlaufen beim Gehwegträger A, wie in Abb. 59 bei a und b eingezeichnet worden ist. Der Riß a ist auf allen drei Sichtflächen der Rippe zu sehen. Die Risse sind infolge der wirkenden schiefen Hauptzugspannungen, wie weiter bewiesen, entstanden.

Die Probelastung wurde von der Kgl. Straßenbauinspektion durchgeführt. Es wurden hierzu 12 gleiche Biegunsmesser verwendet, die an den Balkenmitten der Fahrbahnträger angebracht waren. Wir geben in der Folge eine kurze Beschreibung der hier verwendeten Biegunsmesser (Abb. 60).

Dieselben bestehen in der Hauptsache aus einer mit Einteilungen versehenen beweglichen Platte, an welcher ein Draht festgeklemmt werden kann, und aus einem festen Rahmen. Das Plättchen gleitet in diesem Rahmen, welches letzteres mittels Schrauben auf einem Stativ oder gewöhnlichen Bock festgeschraubt werden kann. An dem Rahmen ist ein Nonius angebracht, der Ablesungen von $\frac{1}{10}$ mm noch gestattet. Der Draht, an welchem ein 10 kg schweres Gewicht angehängt wird, ist an den Balken mittels einer speziellen Klammer befestigt. Es sei hier bemerkt, daß das leider eingebürgerte Verfahren, den Draht an Holzdübel, welche in ein vorher gemachtes Loch eingeschlagen werden, anzuhängen, ganz verwerflich ist. Hierdurch

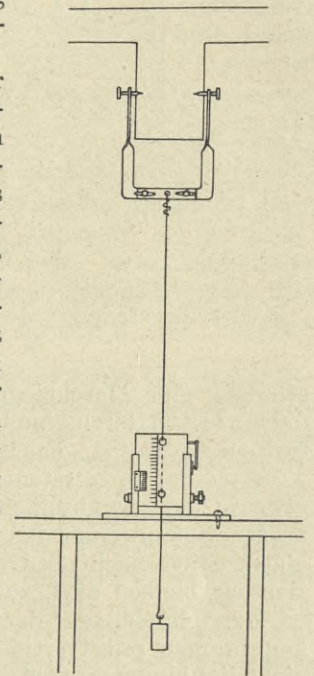


Abb. 60

wird oft gerade in den ungünstig beanspruchten Stellen, der Anlaß zu Risseerscheinungen gegeben, indem an diesen Stellen eine Verschwächung und Verletzung des Balkens vorgenommen wird. An dem festen Rahmen ist ferner ein um einen Punkt drehbarer Stift angebracht, welcher auf einem Blatte Papier, das an das bewegliche Plättchen befestigt wird, die Bewegung des letzteren, somit die des zu beobachtenden Punktes, aufzeichnet. Mit Hilfe dieses Stiftes sind die in Abb. 10 Tafel 1 angegebenen Durchbiegungsdiagramme aufgezeichnet.

Diese von L. Tesdorpf-Stuttgart hergestellte Durchbiegunsmesser sind nur dann zuverlässig, wenn während der Messung die Temperatur annähernd konstant bleibt. Müssen aber lange Drähte verwendet werden und ändert sich die Lufttemperatur während der Messung, so werden die Drähte verkürzt bzw. verlängert, und das oft nur teilweise, z. B. wenn die Sonnenstrahlen eine Brückenseite erwärmen. In solchen Fällen erhält man unrichtige Ergebnisse. Man könnte aber den Draht entsprechend wählen (Inwar), um diesem Mißstande entgegenzuwirken.

Brücke in Backnang.

Ergebnisse der Probelastung:

Durchbiegungen bei ruhender Belastung.

Linksseitige Oeffnung I:

Träger Nr.	1	2	3	4	5	6
Unbelastet	064	070	054	130	121	136
a) Dampfwalze am Straßenkandel flüßaufwärts, Hinterrolle in der Mitte	069	076	059	133	122	136
	5	6	5	3	1	0

Träger Nr.	1	2	3	4	5	6
Unbelastet	—	—	—	—	—	—
b) Dampfwalze in der Fahrbahnmitte, Hin- terräder in der Mitte	065	078	061	136	124	137
	1	3	7	6	3	1
Unbelastet	064	070	056	130	121	136
c) Dampfwalze am Stras- senkandel fußabwärts, Hinterrollen in der Mitte	064	072	060	135	125	139
	0	2	4	5	4	3

Rechtsseitige Oeffnung II:

Träger Nr.	1'	2'	3'	4'	5'	6'
Unbelastet	232	253,5	235	095	206	306
wie bei a)	238	260	241	098	208	307
	6	6,5	6	3	2	1
Unbelastet	—	—	—	—	—	—
wie bei b)	236	258	242	101,5	211	308
	4	4,5	7	6,5	5	2
Unbelastet	—	—	—	—	—	—
wie bei c)	233	255	238	101	213	312
	1	1,5	3	6	7	6

Die Ablesungen sind in $\frac{1}{10}$ mm.

Aus den Ergebnissen der Probelastung, die in der vorhergehenden Tabelle eingetragen sind, ist zu entnehmen, daß bei verschiedenen Laststellungen und unmittelbarer Belastung je drei Balken etwa gleich stark in Mitleidenchaft gezogen wurden.

Die Mitarbeit ist proportional zur Entfernung des Balkens von der Last. Wir sehen, daß in beiden Belastungsfällen die unmittelbar belasteten Balken ziemlich (bis auf $\frac{1}{10}$ mm) die gleiche Durchbiegung angenommen haben, von da an nimmt die Mitarbeit ab, und zwar im Verhältnis der Entfernung. Für beide Oeffnungen stimmen die Ergebnisse überein. Bei Belastung der mittleren Balken nimmt die Durchbiegung von 6 auf 3 auf 1 ab, bei Belastung der äußeren Balken nimmt dieselbe von 6 auf 3 auf 2 auf 1 bis 0 ab. Vergleicht man diese gemessenen Durchbiegungen mit den Ergebnissen unsrer Berechnung für die Mitarbeit der Balken, so erhält man eine genügende Uebereinstimmung. Durch die Anordnung von Querrippen wird eine gleichmäßige Inanspruchnahme der ganzen Konstruktion im Falle einer teilweisen Belastung erreicht. Es zeigt sich, daß die Fahrbahnkonstruktion sich als ein elastisches Ganzes verhält.

Werden somit die Balken so berechnet, daß dieselben allein die unmittelbar darauf ruhende Belastung aufzunehmen haben, so kann um diesen Betrag die aufzutragende Last ohne weitere Verstärkungen, also ohne Mehrkosten erhöht werden. Brücken, die für eine Nutzlast von 400 kg/qm berechnet sind, können somit ohne welche Verstärkungen eine gewöhnliche Trambahn aufnehmen, sobald genügende Querrippen vorgesehen sind. Diese Last kann annähernd mit $\frac{2r}{0,25}$ bis $\frac{2r}{0,35}$ Tonnen angenommen werden, wobei r die Entfernung von M zu M der Rippen bedeutet.

Die in der Tabelle angeführten Durchbiegungen wurden bei den verschiedenen Laststellungen der Dampfwalze im Ruhezustande derselben gemessen. Will man aber die Bewegung dieser Punkte bei wandernder Last verfolgen, so können mit Hilfe des genannten Biegunsmessers die Diagramme (Abb. 10 Tafel 1) gezeichnet werden. Der mittlere Kreisbogen stellt die Ruhelage dar (unbelastet); beim Befahren der Brücke wird der Stift in der einen und gleichen Richtung leicht bewegt. Die so entstehende Kurve stellt dann die Höhenlagen der beobachteten Punkte bei verschiedener Lage der bewegten Dampfwalze dar. Der Schnittpunkt der Kreisbogen gibt den Zeitpunkt, in welchem die Dampfwalze den Pfeiler erreicht.

Zipkes, Kontinuierliche Balkenbrücken aus Eisenbeton

Aus den verschiedenen Diagrammen ist die Art der Bewegung dieser Punkte genau zu entnehmen. Der Einfluß der belasteten auf die nicht belastete Oeffnung ist stark erkennbar und erhält der Balken je nach Lage der Last positive und negative Durchbiegungen, die natürlich den jeweils wirkenden Biegunsmomenten gleichkommen.

Auch hier kann beobachtet werden, inwiefern alle Balken diese Bewegung mitmachen, und ein Vergleich der wiedergegebenen Diagramme zeigt, daß auch hier eine Mitarbeit der ganzen Fahrbahnkonstruktion beobachtet werden kann.

Die Belastungsprobe zeigt zur Genüge, daß die Theorie der kontinuierlichen Balken aus homogenem Materiale auf Grund der allgemein gemachten Annahmen auch für den Verbundkörper ihre volle Gültigkeit — insofern es durch direkte Beobachtung festgelegt werden kann — bewahrt, d. h., es darf angenommen werden, daß das Verbundmaterial innerhalb der Grenzbeanspruchungen (bei ca. vierfacher Sicherheit) einen elastischen Körper bildet und dass die auf Grund der allgemeinen Elastizitätstheorie der homogenen Körper ermittelten äußeren angreifenden Schnittkräften und Biegunsmomenten mittels der bekannten Annahmen über die Verteilung der inneren Kräfte, auch für den Verbund, praktisch vollkommene Gültigkeit haben.

Beobachtung der Pfeiler.

Zur Beobachtung des Pfeilers während des Befahrens der Brücke mit der Dampfwalze wurde ein Theodolit in etwa 40 m Entfernung aufgestellt und eine am Pfeiler angebrachte Marke visiert. Die zu groß gewählte Entfernung gestattete nicht, die durchaus kleinen Verschiebungen festzulegen. Dieselben konnten nur wahrgenommen werden. Der Theodolit wurde daraufhin näher aufgestellt auf ca. 10 m Entfernung. Die Schwankungen aus der Vertikale betragen 0 bis 0,1 mm.

Auf dem Pfeiler wirkt somit ein Biegunsmoment von $M = Q_{\max} \times a = 33000 \times 0.01 = 330 \text{ kg/cm}$ für einen vertikalen Pfeilerstreifen von 120 cm. Diese Annäherungsberechnung zeigt, daß die auftretenden Spannungen infolge dieser durch die zufällige Last hervorgerufenen Bewegungen unbedeutend sind.

Der Vollständigkeit halber sollen noch die infolge der Temperaturänderungen auftretenden Spannungen in dem Pfeiler berücksichtigt werden. Dieselben betragen (siehe S. 21)

$$\sigma = \frac{3 E \alpha \cdot t \cdot l \cdot d}{p^2} = 1,22 \text{ kg/qcm}$$

und das wirkende Moment beträgt:

$$M = \frac{\tau J}{e} = 40992 \text{ kg/cm.}$$

Auch diese Beanspruchung des Pfeilers ist unbedeutend.

2. Kabelbrücke über den Mühlgrünkanal in Cannstatt (Stuttgart)

(Hierzu Tafel 2)

Für die neue Umformerstation des Elektrizitätswerkes in Cannstatt mußten Kabeltrommeln und Maschinen, über den das Inselland mit der Kanalstraße verbindenden hölzernen Steg transportiert werden. Da aber der bestehende, sehr primitiv in Holz hergestellte Steg diesen Lasten nicht gewachsen war, entschloß man sich, den Mühlgrünkanal mit einer eisernen, tragfähigen Brücke zu überspannen. Hierzu sind neben den Vorschlägen, welche die Ausführung einer eisernen Brücke vorgesehen haben, auch zwei solche aus Eisenbeton vorgelegt worden. Zu Vergleichszwecken geben wir auch den Vorschlag für eine eiserne Brücke wieder (Abb. 61). Aus ökonomischen

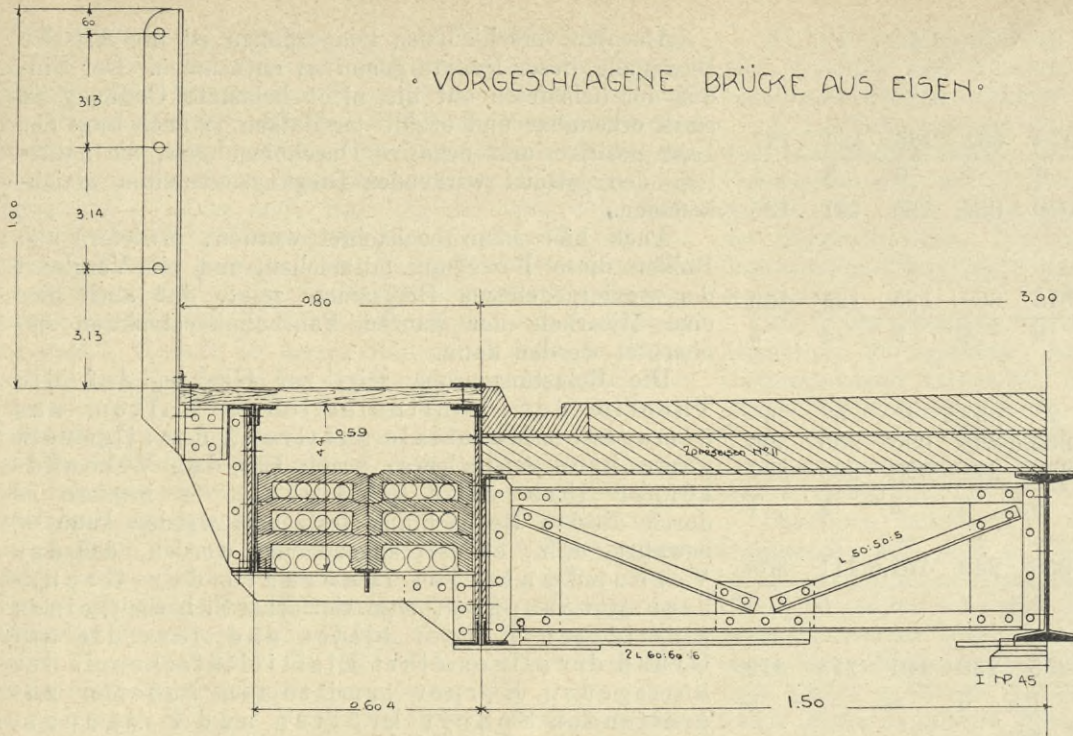


Abb. 61

Gründen — die Eisenbetonbrücke war billiger veranschlagt als die eiserne — wie auch mit Rücksicht auf die nahe bevorstehenden Kabelverlegungsarbeiten, die nur Offerten mit kurz bemessenen Lieferfristen verlangte, entschloß man sich zur Ausführung einer Eisenbetonbrücke, die diesen Forderungen entsprechen zu können versicherte. Dies traf auch zu.

Der Kanal wird durch eine Mittelwand zum Zwecke der Kraftgewinnung getrennt, wodurch man für die neue Brücke eine ungewünschte Mittelstütze erhielt. Es wurde demnach ein Projekt für eine Eisenbetonbrücke ausgearbeitet, wobei der Kanal mit einer Oeffnung überspannt vorausgesehen war. Dieses Projekt, das wir als Variante auf Tafel 2 wiedergeben, wurde von den in Frage kommenden Behörden für zu kühn gehalten, und erhielt eine Brücke mit zwei Oeffnungen den Vorzug (s. Ansicht Tafel 2). Die zur Ausführung genehmigte Brücke weist 2 Oeffnungen von je 5,16 und 9,12 m bei einer Gesamtlänge von 17,08 m auf. Die Fahrbahnbreite beträgt 3 m und ist zu beiden Seiten mit Laufstegen von je 0,80 m versehen. Unter diesen befinden sich in speziell hierzu hergestellten Kästen die Kabeln. Die Brücke besteht aus sechs durchlaufenden, gleich tief gelegten gerippten Plattenbalken; vier davon sind mit oberliegender Platte verbunden, welche dann die Fahrbahn bilden. Unter den Laufstegen wurde die Platte als Boden, der zur Tragung der Kabel dient, ausgebildet, so daß die zwei äußersten Rippen mittels untenliegenden Platten verbunden sind. Zur leichteren Zugänglichkeit dieser Kabel wurden die gerippten Plattenbalken mittels frei aufliegenden, leicht hebbaren Platten von 70 cm Breite und 1 m Länge und mit Muschelgriffe versehen, überdeckt. Längs der gerippten Plattenbalken wurden eiserne Schienen (Winkelseisen) eingebettet.

Die Belastung besteht aus einer gleichmäßig verteilten Verkehrslast von 360 kg/qm und einer konzentrierten Last von ca. 5 t, herrührend von einer Kabeltrommel oder einem Wagengewicht von 8 t.

Die beiderseitigen Laufstege sind für die Aufnahme von 16 Stück Starkstromkabeln zu berechnen. Die Kabel werden in der Breite etwa 7—8 Stück in sogenannte Kabelschutzsteine eingelegt, die zu 3 Stück übereinander angeordnet werden. Als Gesamtbelastung durch die Kabel kommt für die ganze Länge jedes Laufsteiges je ein Gewicht von 3000 kg in Betracht, das als gleichmäßig verteilte Last über die Gesamtlänge je eines

Laufsteiges wirkt. Hierzu kommt noch die Belastung durch die Kabelsteine, die pro Laufsteg eine Gesamtlast von 3200 kg ergeben, die ebenfalls wieder auf die Länge jedes Laufsteiges als gleichmäßig verteilte Last in die Berechnung eingesetzt wurde. Es ergibt sich eine gleichmäßig verteilte Belastung von ca. $\frac{3000 + 3200}{15} = 413 \text{ kg/lfdm.}$

Für diese wurde der Boden der Kabelkasten berechnet.

Da man mit verhältnismäßig sehr kleinen Spannweiten zu tun hatte, wurden keine Querträger verwendet. Die Platte allein sichert ja genügend das Zusammenarbeiten der ganzen Konstruktion, was durch die vorgenommene Probelastung nachgewiesen werden konnte.

Die Platten sind als in den Rippen fest eingespannt angesehen worden und wie

im vorigen Kapitel angegeben berechnet. Die Berechnung wird in der Folge auf Grund der bereits angeführten Berechnungsmethoden durchgeführt.

Berechnung der Fahrbahnplatte.

Spannweite der Deckenfelder 0,75 m.

Die Belastungen sind für 1 qm Fahrbahntafel:

Chaussierung	0,09 × 2400 = 216 kg
Asphaltbelag	0,04 × 500 = 60 "
Platte	300 "
Gesamteigengewicht	576 kg
Menschenlast	360 kg/qm.

Biegemoment von der gleichmäßig verteilten Belastung:

$$M_m = \frac{576 \times 0,76^2}{24} = 13,86 \text{ kg/cm.}$$

$$M_a = \frac{576 \times 0,76^2}{12} = 27,72 \text{ kg/cm.}$$

Biegemoment für die konzentrierte Belastung:

Die konzentrierte Belastung besteht aus einem Wagengewicht von 8 t, der Raddruck beträgt somit 2 t. Für den Raddruck wird die Annahme gemacht, daß sich derselbe unter einem Böschungswinkel von 45° durch die Chaussierung bis zur Decke fortpflanzt. Das Rad hat eine Felgenbreite von 10 cm und drückt sich im Asphalt auf einer Länge ein, die mit 10 cm bemessen wird. Der Raddruck verteilt sich auf einen Streifen von $2(9 \times 4) \times 10 = 36 \text{ cm.}$

Für einen Streifen von 100 cm Breite beträgt die Last $P = \frac{2000}{36} = 5555 \text{ kg,}$ und das entsprechende Biegemoment

$$M_c = \frac{5555 \times 0,75}{8} = \pm 520,725 \text{ kg/cm.}$$

Die dynamische Inanspruchnahme der Platte durch die konzentrierte Belastung wird insofern berücksichtigt, als das errechnete Biegemoment um 20 v. H. erhöht wird, somit $M_c = \pm 624,86 \text{ kg/cm.}$

Die angenommene Verteilung der konzentrierten Last ist sehr ungünstig und dürfte in der Tatsache günstiger ausfallen.

Die Annahme, die Last pflanze sich nach einer Richtung hin, rührt von der Verwendung einer Eiseneinlage, die ebenfalls nach einer Richtung geführt ist.

Gesamtbiegemomente:

$$M_m = + 13,86 + 624,86 = 638,72 \text{ kg/cm,}$$

$$M_a = - 27,72 - 624,86 = - 652,58 \text{ kg/cm.}$$

Innere Spannungen in der Plattenmitte.

Nach Methode Ritter:

$$\begin{array}{l} 120 \times 6 = 720 \times 8 = 5760 \\ 11,85 \times 10 = 118,5 \times 10 = 1185 \\ F = 131,85 \text{ cm}^2 \quad S = 838,5 \text{ cm}^3 \quad J_0 = 6945 \text{ cm}^4 \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad F_{s_0}^2 = 5321 \end{array}$$

$$S_0 = \frac{S}{F} = 6,35 \text{ cm.} \quad J_s = J_0 - F_{s_0}^2 = 1624 \text{ cm}^4 \\ z = 7,89 \text{ cm.}$$

Größte Druckbeanspruchung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{6387,2 \times 6,35}{1624} = 24,96 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{6387,2}{7,89 \times 0,79} = 1024 \text{ kg/qcm.}$$

Nach den deutschen Leitsätzen:

Entfernung der neutralen Achse von Oberkante:

$$X = \frac{11,85}{10} \left\{ \sqrt{1 + \frac{20(12-2)}{11,85}} - 1 \right\} \\ X = 3,81 \text{ cm.}$$

Größte Druckbeanspruchung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{2 \times 6387,2}{38,1 \times 8,73} = 38,4 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{6387,2}{0,79 \times 8,73} = 927 \text{ kg/qcm.}$$

Spannungen am Auflager.

Nach Methode Ritter:

$$\begin{array}{l} 200 \times 10 = 2000 \times 13,3 = 26600 \\ 11,85 \times 18 = 213,3 \times 18 = 3839,4 \\ F = 211,85 \text{ cm}^2 \quad S_0 = 2213,3 \text{ cm}^3 \quad J_0 = 30439,4 \text{ cm}^4 \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad F_{s_0}^2 = 23106,8 \end{array}$$

$$S_0 = \frac{S}{F} = 10,44 \text{ cm.} \quad J_s = J_0 - F_{s_0}^2 = 7332,6 \text{ cm}^4 \\ z = 14,52 \text{ cm.}$$

Größte Druckbeanspruchung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{6525,8 \times 10,44}{7332,6} = 9,3 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{6525,8}{0,79 \times 14,52} = 572 \text{ kg/qcm.}$$

Nach den deutschen Leitsätzen:

Entfernung der Neutralachse von Oberkante:

$$X = 1,185 \left\{ \sqrt{1 + \frac{30,20}{11,85}} - 1 \right\} \\ X = 5,38 \text{ cm.}$$

Größte Druckbeanspruchung im Beton:

$$\sigma_b = \frac{6525,8 \times 2}{53,8(18-1,79)} = 14,9 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{6525,8}{0,79 \times 16,21} = 509,8 \text{ kg/qcm.}$$

Schubspannungen:

$$\text{Querkraft von Eigengewicht } Q_e = \frac{576 \times 0,75}{2} = 216,0 \text{ kg} \\ \text{„ „ der konzentrierten Last } Q_c = 5555 \text{ kg} \\ \text{Gesamtquerkraft } Q_\tau = 5771 \text{ kg.}$$

Schubspannungen im Beton, wenn derselbe allein die totale Querkraft aufzunehmen hätte:

$$\tau_b = \frac{5771}{16,21 \times 100} = 3,6 \text{ kg/qcm.}$$

Die gerippten Plattenbalken.

Unter Zugrundelegung der angegebenen Belastungen ist die Berechnung der gerippten Plattenbalken auf graphischem Wege durchgeführt worden (s. Tafel 2). Für die konzentrierte Belastung sind Einflußlinien gezeichnet worden. Die maximalen Biegemomente und Querkräfte sind tabellarisch zusammengestellt worden (Tafel 2).

In der Folge geben wir die Belastungen und die Berechnung der inneren Spannungen an.

Die Belastungen sind pro laufenden Meter Balken:

$$\begin{array}{l} \text{Chaussierung} \quad 0,09 \quad \times 2400 = 216 \\ \text{Asphaltbelag} \quad 0,04 \quad \times 1500 = 60 \\ \text{Eigengewicht der Decke} \quad 0,12 \quad \times 2500 = 300 \\ \text{Eigengewicht der Rippe} \quad 0,25 \times 0,7 \times 2500 = 437 \\ \text{Gesamteigengewicht} \quad 1013 \text{ kg.} \end{array}$$

Berechnung der inneren Spannungen in der Oeffnung mit 9,7 m Spannweite, Balkenmitte.

Nach Methode Ritter:

$$\begin{array}{l} 76 \times 12 = 912 \times 6 = 5472 \times 8 = 43776 \\ 50 \times 25 = 1250 \times 25 = 31250 \times 33,3 = 1040625 \\ \quad \quad \quad 636 \times 45 = 28620 \times 45 = 1287900 \\ \quad \quad \quad 94,2 \times 3 = 282,6 \times 3 = 847,8 \end{array}$$

$$F = 2892,2 \text{ cm}^2 \quad S_0 = 65624,6 \text{ cm}^3 \quad J_0 = 2373148,8 \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad F_{s_0}^2 = 1489902,2$$

$$S_0 = \frac{S}{F} = 22,69 \text{ cm.} \quad J_s = J_0 - F_{s_0}^2 = 883246,6 \text{ cm}^4.$$

Größte Druckbeanspruchung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{1520000 \times 22,69}{883246,6} = 39,026 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{1520000}{37,4 \times 42,41} = 962 \text{ kg/qcm.}$$

Nach den deutschen Leitsätzen:

Entfernung der Neutralachse von Oberkante:

$$x = 45 \times 636 \times \frac{100 \times 12^{-2}}{2} \\ \frac{100 \times 12 \times 636}{144} = 19,5 \text{ cm.}$$

$$y = 19,5 - 6 + \frac{144}{6(39,0 - 12)} = 14,39 \text{ cm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e(h-a-x+y)} = \frac{1520000}{42,41(45-5,11)} \\ \sigma_e = 900 \text{ kg/qcm.}$$

Druckspannungen im Beton:

$$\sigma_b = 900 \times \frac{19,5}{15(45-19,5)} = 45,8 \text{ kg/qcm.}$$

Hierbei sind die Obergurteisen unberücksichtigt geblieben.

Spannungen am Auflager (Schnitt a—b, s. Tafel 2):

$$\begin{array}{l} 76 \times 12 = 912 \times 6 = 5472 \times 8 = 43776 \\ 25 \times 100 = 2500 \times 50 = 125000 \times 66,6 = 8325000 \\ \quad \quad \quad 671 \times 6 = 4026 \times 6 = 24156 \\ \quad \quad \quad 530 \times 94 = 49820 \times 94 = 4683080 \end{array}$$

$$F = 4613 \text{ cm}^2 \quad S_0 = 184318 \text{ cm}^3 \quad J_0 = 13076012 \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad F_{s_0}^2 = 7354288,2$$

$$S_0 = \frac{S}{F} = 39,9 \text{ cm.} \quad J_s = J_0 - F_{s_0}^2 = 5721723,8 \text{ cm}^4.$$

$$S_1 = 100 - 39,9 = 60,1 \text{ cm.}$$

Größte Druckbeanspruchung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{1682000 \times 60,1}{5721723,8} = 17,6 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{1682000}{44,76 \times 74} = 517,2 \text{ kg/qcm.}$$

Nach den deutschen Leitsätzen:

Entfernung der Neutralachse von Oberkante:

$$x = \frac{671,3}{25} \left\{ -1 + \sqrt{1 + \frac{50 \times 94}{671,3}} \right\} = 49,135 \text{ cm.}$$

Größte Druckbeanspruchung des Betons:

$$\sigma_b = \frac{3364000}{25 \times 49,135(94-16,4)} = 35,28 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen:

$$\sigma_e = \frac{1682000}{77,6 \times 44,76} = 484,2 \text{ kg/qcm.}$$

Von der unteren Einlage wurde abgesehen.

Schubspannungen.

Die Querkraft beträgt 8100 kg.

Sollte die Aufnahme der auftretenden Schubkraft dem Beton allein zugemutet werden, so berechnet sich die Schubspannung zu:

1. Nach Ritter:

$$\tau_b = \frac{8100}{25 \times 74} = 4,38 \text{ kg/qcm.}$$

2. Nach den deutschen Leitsätzen:

$$\tau_b = \frac{8100}{25 \times 77,6} = 4,17 \text{ kg/cm.}$$

Schubspannungen in den Bügeln, wenn dieselben allein die auftretende Schubkraft aufnehmen.

1. Nach Ritter:

$$\tau_e = \frac{8100 \times 12}{2,01 \times 74} = 653,48 \text{ kg/qcm.}$$

2. Nach den deutschen Leitsätzen:

$$\tau_e = \frac{8100 \times 12}{2,01 \times 77,6} = 623,19 \text{ kg/qcm.}$$

Adhäsionsspannungen.

Dieselben betragen an den drei untenliegenden Runden von je 30 mm Durchmesser:

$$1. \tau'_e = \frac{4,38 \times 25}{9,4 \times 3} = 3,88 \text{ kg/qcm.}$$

$$2. \tau'_e = \frac{4,17 \times 25}{9,4 \times 3} = 3,69 \text{ kg/qcm.}$$

Von dieser Annahme ausgehend, wurde die Einteilung der Bügelentfernungen bestimmt (s. Tafel 2, graphische Berechnung).

Die noch so genaue Durchführung der statischen Berechnung kann für die Festigkeit von Eisenbetonkonstruktionen nicht allein maßgebend sein. Schon dadurch, daß die

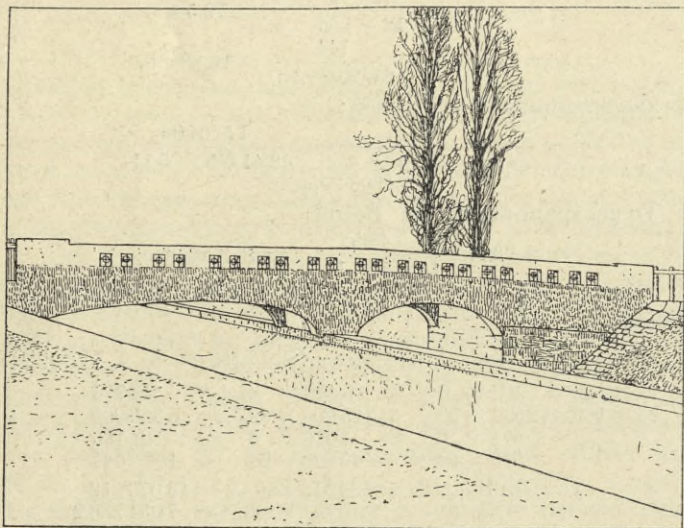


Abb. 62

wirkenden Lasten und statischen Verhältnisse nur selten genau ermittelt werden können, ist die sogenannte Genauigkeit hinfällig. Die Art und Weise der Ausführung aber und die praktische Gestaltung der Konstruktion kann insofern maßgebend werden, als dieselben dem Verbundkörper alle diejenigen Eigenschaften verleihen und alle die Annahmen bestätigen können, welche der Berechnung zugrunde gelegt werden.

Bei kleineren Spannweiten haben wir bei Verbundkörper in der Hauptsache mit zwei Arten von Eiseneinlagen zu tun.

Es werden Längseisen als Ober- und Untergurt, und Quereisen, welche Bügel genannt werden, zur Verbindung derselben verwendet. Die Längseisen haben Scher-, Druck- und in der Hauptsache Zugspannungen, die Bügel in der Hauptsache Schubspannungen aufzunehmen. Das Material eines solchen Balkens wird bekanntlich nach allen Richtungen hin verschieden beansprucht, so daß die Einlagen durch einen entsprechenden Zusammenhang in sich und mit dem Beton dem entstandenen Verbundkörper diejenigen Eigenschaften verleihen, welche ihn in die Lage setzen, allen diesen nach allen Richtungen hin verschieden wirkenden Kräften wirksam zu widerstehen. Es sind somit nicht nur diejenigen Anstrengungen des Materials zu berücksichtigen, welche durch die gewöhnliche Ermittlung von gewissen Spannungen in gewissen Querschnitten bestimmt werden, wobei aber dieser innige Zusammenhang im strengen Sinne unberücksichtigt bleibt.

Das Vorhandensein dieses, erst durch die Praxis bestätigten Zusammenhanges hängt in erster Reihe von der Art und Weise ab, wie die Einlagen im einzelnen geführt werden und verteilt sind. Die sogenannten Bügel genügen allein zur wirksamen Aufnahme der Schubspannungen, sobald dieselben keine beträchtlichen Werte erreichen, in welchen Fällen andre Vorkehrungen zu treffen sind. Mit den Schubspannungen wachsen auch die Zugspannungen in der Richtung der Zugtrajektorien; dieselben werden zuerst gefährlich, indem Zugrisse entstehen können. Demgegenüber wird ein Teil der Untergurt oder Obergurt schief geführt. Diese schrägen Eisen haben dann die schiefen Zugspannungen und die Schubspannungen aufzunehmen. Sobald aber die in der Richtung der Zugtrajektorien auftretenden größten Zugspannungen aufgenommen sind, so werden von neuem die Schubspannungen gefährlich, in welchem Falle dann der Beton und eine Vermehrung der Bügel dieselben wirksam aufnehmen können. Die Bügel haben wichtige Funktionen zu erfüllen, und dieselben müssen genau ermittelt und bei der Ausführung genau berücksichtigt werden.

Je nachdem man einen der vorher angeführten Standpunkte einseitig einnimmt, wird man auf viele sogenannte Systeme geführt, welche meistens einer dieser Wirkungen in der Hauptsache Berücksichtigung schenken.

Was die architektonische Ausbildung anbetrifft, so ist stets davon auszugehen, den Eisenbeton als solchen ganz zur Wirkung gelangen zu lassen — ohne die Nachahmung fremder Materialien zu erstreben —, indem die Umgebung entsprechende Berücksichtigung finden muß. Die Anwendung einer vollen oder teilweise durch-

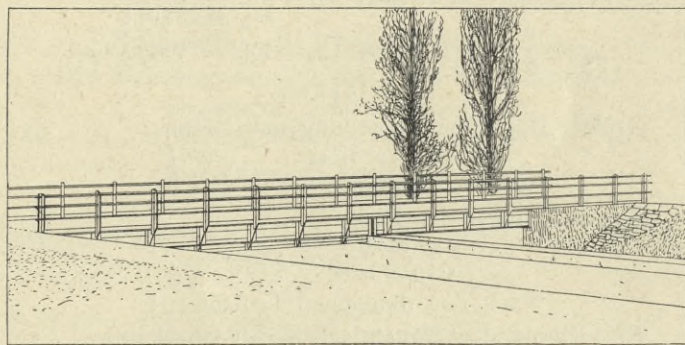


Abb. 63

brochenen Brüstung aus Eisenbeton dürfte in vielen Fällen von Vorteil sein. Es wird sehr oft die Ansicht vertreten, daß Eisenbetonkonstruktionen unbedingt schlanke Formen zeigen müssen, und man müsse mit der äußeren Ausstattung streng tektonisch vorgehen. Aus unsern zahlreichen Abbildungen von ausgeführten Bauwerken aus Eisenbeton dürfte es deutlich ersichtlich sein, inwiefern an dieser Anschauung festgehalten werden darf.

Es ist vielmehr eine Hauptbedingung, Neubauten, wenn auch Monumentalbauten, mit der Umgebung und den hier dominierenden Bauten, die eben das Gesamtbild charakterisieren, in Einklang zu bringen und dementsprechend künstlerisch zu gestalten. Sind die bestehenden Bauten einer solchen Anpassung unwürdig, dann hat die Zweckmäßigkeit und das freie künstlerische Schaffen zu walten, an die sich dann die künftige Umgebung anzupassen hat.

Fachleute sind heute noch der Ansicht, daß sich der Verbund als solcher zu einer künstlerischen Behandlung gar nicht eignet, und wird ihm in diesem Sinne jeder Wert abgesprochen. In Architektenkreisen wird noch jetzt vielfach von einer künstlerischen Behandlung des Eisenbetons ganz abgesehen. Trotzdem ist es schon bei unbedeutenden Bauten zu ersehen, daß in ästhetischer Hinsicht der Verbund dem Eisen jedenfalls überlegen ist. Ein Vergleich der Abbildungen 62 und 63 zeigt, mit was für einfachen Mitteln der Verbund zu wirken vermag.

Die Fahrbahn wurde in der Längsrichtung ins Gefälle gelegt. Die Wölbung der Straßenbahn wurde durch eine Aufschüttung von magerem Beton gebildet. Darauf wurde ein Asphaltplattenbelag verlegt. Die Asphaltplatten bilden auch bei stärkerem Verkehre eine sehr gute Abdeckung, die sich auch in ökonomischer Hinsicht befriedigend stellt. Das Wasser wird durch die gewölbte Fahrbahn den Straßenkandeln und von hier den Widerlagern hin zugeführt.

Die Hauptbalken erhielten ihre Stützung auf der mittleren Wand, die zu diesem Zwecke mit Hausteinen erhöht wurde, und auf den bestehenden Widerlagern, die nur verbessert werden mußten. Die Brückenlänge ist unbedeutend und lagen keine Bedenken vor hinsichtlich der Formänderungen infolge der Lasten- und Temperaturänderungen. Die Balken sind daher ohne irgendwelche Auflagerungsvorrichtung auf die mit Zement ausgeglichene Widerlagsfläche aufgelegt. Die Hauptbalken sind schwach gebogen. Der Einfluß der ungleichen Trägheitsmomente wurde unberücksichtigt gelassen.

Nachdem der alte, von 35 cm starken Rundhölzern getragene Steg mittels Pferden weggezogen wurde, konnte man mit der Einrüstung der neuen Brücke beginnen. Die Ausführung wurde ohne Unterbrechung und nach den gleichen Grundsätzen wie die bereits beschriebene zu Ende geführt. Die Tragkonstruktion wurde mit einem ziemlich groben Verputz (Wurf) versehen. Die Brüstung, die mit kleinen quadratischen Durchbrechungen versehen ist, wurde glatt verputzt.

Die Probelastung wurde mit dem gleichen Biegemesser — wie bereits beschrieben — durchgeführt. Es haben sich fast unmerkliche Einsenkungen gezeigt. Die Ergebnisse derselben sind in einer Tabelle (Tafel 2) zusammengefaßt und lassen auf die bereits gezogenen Schlüsse keinen Zweifel übrig. Als Belastung wurde ein Wagen, der mit Eisenstücken beladen war und ein Gewicht von 8600 kg aufwies, verwendet.

Diesen zwei ausführlich wiedergegebenen kontinuierlichen Balkenbrücken fügen wir die Ergebnisse der Probelastung eines über den Poschiavinofluß (Italien) ausgeführte Brücke nebst entsprechenden Erläuterungen bei.

3. Brücke über den Poschiavino, Provinz Sondrio (Italien)

Die Brücke besitzt zwei Oeffnungen von je 20,0 und 15,50 m, gehört somit zu den mit größten derartig ausgeführten Spannweiten. Dieselbe ist nach der Bauweise Luipold ausgeführt und sind alle Einzelheiten aus den Zeichnungen (Abb. 64) ersichtlich. Die Ansicht ist in Abb. 44 wiedergegeben.

Die Fahrbahn besteht aus drei gleich hohen gerippten

Plattenbalken in Entfernungen von 2,42 m von *M* zu *M*, die mittels einer 10 cm starken Platte verbunden sind. Die Platte erhielt eine kreuzweise Einlage, in der Haupt- richtung 13 mm Durchmesser in Entfernungen von 10 cm, in der Querrichtung 8 mm Durchmesser alle 12,5 cm.

Die Hauptbalken sind über drei Stützen durchlaufend und haben einen Stich nach oben erhalten; sie sind somit kontinuierliche Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment. Dieselben sind entsprechend mit Längseisen versehen, von denen je ein Teil der Obergurt nach unten, der Untergurt nach oben geführt sind, zur besseren Verankerung derselben im Beton wie auch zur Aufnahme der erhöhten Schubspannungen und schiefen Hauptspannungen. Rundeisenbügel sind zahlreich vorhanden und versichern alle die Eigenschaften, welche dem Verbunde als solchem zugeschrieben werden. Zahlreiche Querbalken versichern ein gemeinsames Arbeiten der ganzen Fahrbahnkonstruktion.

Der Berechnung wurde eine gleichmäßig verteilte Verkehrs- last von 450 kg/qm und eine bewegliche Last von 6500 kg, herrührend von einem beladenen Lastwagen, zugrunde gelegt.

Der Bau wurde am 26. Mai 1902 begonnen, am 28. September desselben Jahres fand die Probelastung statt. Vertraglich durfte die aufzubringende Last bei der Probelastung um $\frac{1}{3}$ derjenigen, die der Berechnung zugrunde gelegt war, erhöht werden, hierbei sollte die Durchbiegung $\frac{1}{400}$ der Spannweite nicht übersteigen.

Die Belastungen wurden wie folgt aufgebracht:

1. Die beiden Oeffnungen auf der ganzen Breite der Brücke von 5 m wurden mit einer Kiesaufschüttung von 50 cm Höhe belastet, die bei einem spezifischen Gewichte von 2 t pro Kubikmeter einer Nutzlast von 1000 kg/qm entspricht.

2. Die bewegliche Belastung wurde, ohne die Kiesaufschüttung zu entfernen, durchgeführt. Ein zweirädriger Karren mit einem Gewichte von ca. 1,6 t, der mit 6,063 t Backsteinen beladen war, stellte die Gesamtlast von 8 t, gemäß Feststellung bei der Abwiegung auf der öffentlichen Wage, dar.

Bei der Durchfahrt des Karrens über die kleine Oeffnung der Brücke wurde sowohl in der Mitte, wie auch auf der ganzen Länge an den aufgestellten Meßinstrumenten gar keine Durchbiegung bemerkbar. Zufälligerweise war in der Mitte der Hauptöffnung von 20 m der Karren stehen geblieben und senkte sich beinahe bis auf die Tiefe der Deckenplatte ein, ohne dabei die geringste Durchbiegung, weder Risse noch Beschädigungen irgendwelcher Art hervorzurufen, woraus sich ergab, daß die große Oeffnung die gleiche Widerstandsfähigkeit aufweist wie die kleine von 15 5 m.

BRÜCKE ÜBER DEN POSCHIAVINO BEI SONDRIO.

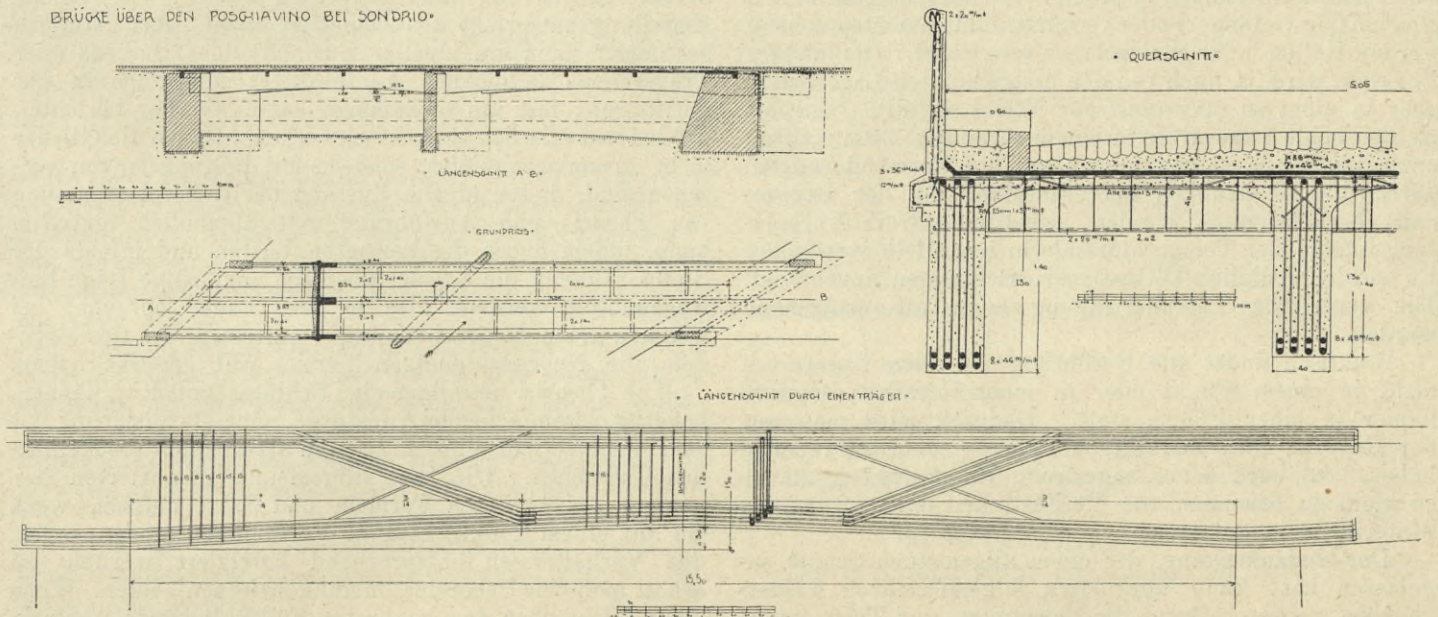


Abb. 64

Die Auflagerung von Eisenbetonkonstruktionen

Bei der Berechnung von Balken u. s. w. geht man im allgemeinen von der Annahme aus, der Angriffspunkt der Stützenreaktionen sei genau bekannt. Um diese Annahme praktisch zu erfüllen, werden besondere Vorrichtungen, sogenannte Lager, verwendet, welche den Angriffspunkt der Reaktionen genau bestimmen oder denselben innerhalb kleiner Grenzen einschließen. Die Lager haben die Funktion, einerseits eine zentrische Lastübertragung zu bewirken, andererseits gewisse Konstruktionsgebilde statisch zu vereinfachen oder statisch bestimmt zu machen. Auch für gewöhnliche einfache Balken aus Eisenbeton im Hoch- und Brückenbau sind besondere Auflagerungen vorgeschlagen und ausgeführt worden. Die Anwendung von besonderen eisernen Platten, von eisernen Gleit- oder Rollenlagern hat sich somit aus theoretischen Betrachtungen ergeben, indem erwogen wurde, ob es nicht vorteilhaft sei, den durch die Lasten und Temperaturänderungen hervorgerufenen Deformationen so entgegen zu kommen, daß dieselben zu jeder Zeit vor sich gehen können, ohne weitere als die gewöhnlich berechneten Anstrengungen des Materials zu verursachen. Das heißt, man wollte die sogenannten Nebenspannungen ausschließen oder dieselben auf ein kleinstes Maß reduzieren. Aus diesen Gründen sind Kugel- oder Zapfenlager, d. h. Punkt- oder Linienlager, je nachdem die Berührung theoretisch in einem Punkte oder in einer Geraden stattfindet, verwendet worden. Solche Lager versichern die zentrische Kraftübertragung, wenn infolge von Lasten ein Teil der Balkenfasern sich verlängern bzw. verkürzen, wodurch ein Kippen der Lager hervorgerufen wird. Infolge von Temperaturänderungen werden die Balken gewöhnlich gleichmäßig verlängert oder verkürzt, und dementsprechend werden Rollen- oder Stelzenlager verwendet. Die letztere Funktion wird ja auch von den erstgenannten Lagerarten, aber in nicht so einwandfreier Weise, erfüllt. Sehr oft werden beide Lagerarten in einem vereinbart. Bei statisch unbestimmten Konstruktionen, wo die Formänderungen, durch die Belastungen hervorgerufen, bei der Berechnung berücksichtigt werden, wird eine freie Auflagerung infolge der Temperaturänderungen allein verwendet. Es werden lediglich Dilatationsvorrichtungen angebracht. Die zentrische Lastübertragung kann oft maßgebend werden.

Praktisch findet die Berührung bei allen Lagerarten nicht in einem Punkt oder in einer Geraden, sondern immer in einer Fläche statt. Dadurch wird man mit der Reibung zwischen diesen Flächen stets zu rechnen haben. Es wird daher angestrebt, die Berührungsfläche so klein zu bemessen, als die Festigkeit der verwendeten Materialien es zulassen.

Der Gedankengang, der einen allgemeinen Schluß zugelassen hat, kann kurz etwa folgendermaßen wiedergegeben werden. Durch die Belastungs- und Temperatur-

änderungen entstehen Änderungen in der gegenseitigen Lage der kleinsten Materialteilchen, die sich durch eine Bewegung, Verlängerung oder Verkürzung des Gesamtkörpers äußern. Die freie Auflagerung ermöglicht solche Bewegungen — bis zu gewissen Grenzen — ohne äußere Hindernisse, d. h. ohne innere Anstrengungen zu bewirken. Aus dieser Auffassung ist die ganze Reihe theoretischer Abhandlungen entstanden, die eine große Anzahl einfacher, leicht faßlicher Berechnungsarten der Tragkonstruktionen zeitigten. So sind die verwickelten Aufgaben der Statik auf einfachere oder direkt auf statisch bestimmte Fälle zurückgeführt worden. Da aber die Erfüllung der theoretischen Annahmen durch die Praxis nicht möglich war, wurden Ergänzungsberechnungen aufgestellt, welche die tatsächlich eintretenden Widerstände u. s. w., die infolge einer unvollkommenen oder gar keiner Beweglichkeit hervorgerufen, zu berücksichtigen, versuchten. So konnte die Ungereimtheit zwischen Theorie und Ausführung wesentlich vermindert werden, indem die nachträglich angestellten Ergänzungsrechnungen eine bessere Uebereinstimmung zwischen den durch die Berechnung und direkte Messung ermittelten Materialanstrengungen brachten.

Die Schwierigkeit wurde hierdurch keineswegs entfernt, sondern nur verschoben. Die Berechnung wird dadurch sehr verwickelt und vielfach verunmöglicht. Will man von Anfang an die auftretenden Kräfte im Innern der Tragkonstruktion genauer berücksichtigen, so kann eine Einteilung der letzteren in statisch bestimmten und statisch unbestimmten Konstruktionen (Systemen), in praktischer Hinsicht als fiktiv angesehen werden. Eine solche Einteilung entspricht der Tatsachen nicht. Als „statisch bestimmt“ kann ein ideeller Zustand eines Balkens oder Tragsystems bezeichnet werden, der allerdings in der Ausführung fast nie vorkommen kann. Gerber berichtet, daß bei metallischen Gelenkfachwerken, also wo die Glieder nicht zusammengenietet, sondern mit Bolzengelenken versehen sind, dieser ideelle Zustand der Uebereinstimmung von Theorie und Ausführung erst allmählich eintreten kann, indem durch die bewegten Lasten und infolge der Stoßwirkungen die Glieder über die ungünstige Lage hinweggeholfen werden, also in jene Lage gebracht, bei welcher keine Nebenspannungen auftreten . . . dies nachdem die Nebenspannungen bereits voll gewirkt haben.

Die Theorie, um allgemeine Schlüsse ziehen zu können, benötigt vereinfachende Annahmen, eine Idealisierung der sonst sehr verwickelten und selten als Element erscheinenden Tatsachen. Die, aus allgemeinen idealisierten Annahmen, abgeleiteten Formeln und Sätze müssen, wenn sie auf einem konkreten Fall Verwendung finden sollen, den Verhältnissen entsprechend korrigiert werden; so erhält man eine Uebereinstimmung zwischen beiden. Wenn auch solche über den konkreten Fällen liegende Abstrak-

tionen — die eine Allgemeinheit von einzelnen Fällen gewissermaßen in sich aufnehmen — der Wissenschaft unermesslich viel gedient haben, so muß aber nie vergessen werden, daß bei der Uebersetzung dieser allgemeinen Formeln in der Ausführung noch alle die Umstände — welche durch die Abstraktion im Interesse des allgemeinen Falles weggelassen wurden — sehr erwogen und genügende Berücksichtigung finden müssen.

Die statische Bestimmtheit hört auf, sobald wir die Deformationen der Körper und Systeme ins Auge fassen, und nur mit solchen hat der Ingenieur zu tun. Wir haben somit in erster Reihe gleichzeitig wirkende Kräfte (Lasten) und dadurch hervorgerufene Deformationen; in zweiter Reihe mit Temperaturkräften und deren entsprechenden Deformationen zu tun. Bei statisch unbestimmten, lösbaren Systemen werden die ersteren berücksichtigt und bleiben nur die letzteren übrig. Verhindert man eine Beweglichkeit der Systeme, so hat man die inneren auftretenden Kräfte zu berücksichtigen. Berücksichtigt man diese Formänderung dermaßen, daß keine inneren Anstrengungen erscheinen, so wird die Stabilität des Systems beeinträchtigt. Die Temperaturkräfte können je nach dem vorgehenden Falle die Konstruktion oder deren Elemente be- oder entlasten. Ein auf einheitliche Art — Druck oder Zug — beanspruchtes Glied wird durch die Temperatur belastet oder entlastet. Die auf beiden Arten zugleich (Fall der Biegung) beanspruchten Konstruktionsteile werden zu-

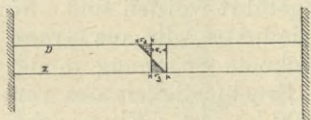


Abb. 65

gleich be- und entlastet (Abb. 65). Betrachtet man den letzteren Fall, so entstehen infolge des Eigengewichts Zug- und Druckspannungen. Eine Erhöhung der Temperatur mag die Spannung σ_t hervorrufen. Es ist dies eine Druckspannung. Offenbar werden die oberen Fasern belastet, die unteren entlastet u. s. w. Die Temperaturkräfte werden sehr oft als künstlicher Faktor benutzt. Es fragt sich, ob es nicht vorteilhafter sei, diese Nebenspannungen durch Verstärkungen der Konstruktion aufzunehmen, als Trennungen, freie Auflagerungen u. s. w., welche die Stabilität vermindern, für die Praxis zu verwenden.

Inwiefern die Tragfähigkeit und Stabilität der Konstruktionssysteme durch das Anbringen von freien Auflagerungen oder Gelenken beeinflusst werden, sind bis zurzeit wenige Untersuchungen gemacht worden.

Im Jahre 1901 hat die Firma Locher & Cie. in Zürich Versuche, die einen Schluß in dieser Richtung zulassen, durchgeführt. Es sind dabei durchlaufende Eisenbetonbalken auf drei Stützen geprüft worden, die

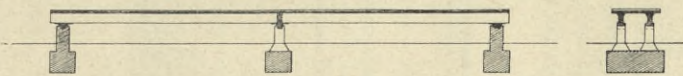


Abb. 66

einen nach Maßgabe der Abb. 66, wo eine freie Auflagerung, Gleitlager, vorgesehen waren, die andern wie gewöhnlich in Stützen — es waren gewöhnliche Säulen — fest eingespannt. Die ersteren ließen eine vierfache Last, die letzteren eine sechsfache Last als die der Berechnung zugrunde gelegte zu. Die erhöhte Tragfähigkeit ist auf den Umstand zurückzuführen, daß im letzteren Falle keine freie Auflagerung vorgesehen war.¹⁾ Die große, oft unerwartete Tragfähigkeit wie auch die kleinen Durchbiegungen von Eisenbetonkonstruktionen können auf den Umstand zurückgeführt werden, weil hier fast immer eine teilweise oder feste Einspannung vorhanden ist. Die oben

¹⁾ Hier ist wahrscheinlich der Grund zu suchen, warum bedeutende Statiker der Verwendung von Gelenken jeder Art entschieden entgegentraten.

gestellte Frage wird durch diesen Versuch bejaht. Man könnte der Vermutung Raum geben, dies gelte, sobald kleine Abmessungen in Frage kommen. Bei großen Spannweiten wäre dies keineswegs ausschlaggebend. Tatsache ist, daß bei Eisenbetonkonstruktionen, sobald dieselben auf Mauerwerk ohne jede Verankerung aufliegen, eine Trennung — eine Fuge — zwischen beiden oft sichtbar wird. Das entscheidende Wort wird auch hier erst die Praxis geben können.

Soll besonders Gewicht darauf gelegt werden, die Pfeiler nicht auf Biegung, sondern nur auf Druck zu

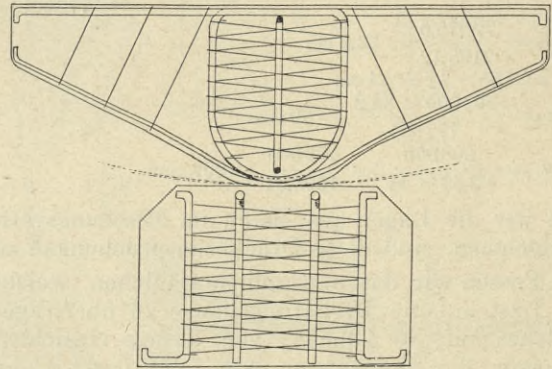


Abb. 67

beanspruchen, so können sogenannte Punktlager Verwendung finden. Die Lasten werden in diesem Falle durch die Balken zentrisch über den Mittelpfeiler oder Widerlager übertragen und der Boden gleichmäßig belastet.

Es lassen sich solche Lager aus Verbundmaterial (Abb. 67) genau so wie aus Eisen ausführen. Die Berechnung hierzu ist gleich derjenigen der Steingelenke, die für Bogenbrücken Verwendung gefunden haben. Die Biegezugfestigkeit kommt hier aber mehr in Frage; der Verbund ist solchen Beanspruchungen gewachsen.

Ein solches Lager wird zuerst ähnlich wie die eisernen berechnet. Die Arme oder Konsolen haben die Balkenlast zu übertragen und werden auf Biegung beansprucht. Sobald dieser Teil bemessen ist, sind dann die Druckspannungen in den Kontaktflächen zu ermitteln. Diese Berechnung ist wie diejenige der Steingelenke, die gewöhnlich für Bogenbrücken Verwendung finden, durchzuführen. Hierzu werden die von Prof. Barkhausen abgeleiteten Formeln angewendet. Um ein Spalten solcher Lager zu verhindern, sind sie entsprechend zu umschnüren.

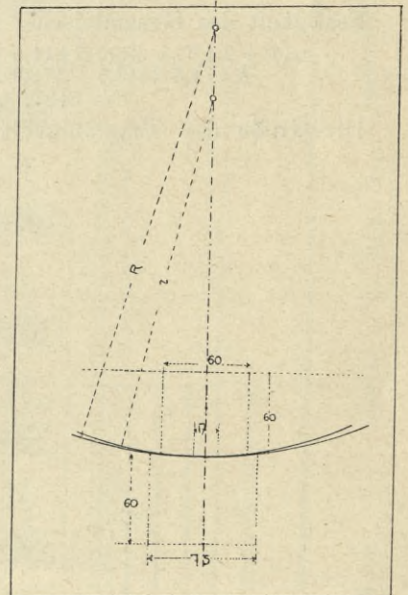


Abb. 68

Für die Kontaktfläche sind die Spannungen nach den von Prof. Barkhausen ermittelten Formeln maßgebend. Für das ausgebildete umschnüerte Säulchen sind die Spannungen entsprechend wie für Säulen zu ermitteln. Aus diesem Gesichtspunkte ist die Berechnung folgendermaßen durchzuführen.

a) Berechnung der Arme.

Die Belastung durch den Balken betrage:

$$P = 40400 \text{ kg}$$

Der spezifische Druck:

$$\sigma = \frac{40400}{30 \times 1,80} = 7,48 \text{ kg/cm}$$

Das wirkende Moment beträgt somit:

$$M = 20200 \times 45 = 909000 \text{ kg/cm}$$

Innere Spannungen.

60 × 30 = 1800	× 30 = 54000	× 40 = 2160000
342,12 =	342,12 × 55 = 18816,6	× 55 = 1034913
53 × 3 = 159	× 3 = 477	
2195,12	72975,6	3195390
		2422789
		772601

$$s = \frac{72975,6}{2195,12} = 33,2 \text{ cm}$$

$$z = 55 - 11 = 44 \text{ cm}$$

$$\sigma_d = \frac{909000 \times 33,2}{772601} = 39 \text{ ccm}$$

$$\sigma_e = \frac{909000}{22,81 \times 44} = \frac{909000}{1003,04} = 909 \text{ ccm}$$

Da wir die Lager aus Beton im Mischungsverhältnis 1:3 annehmen, sind diese Druckbeanspruchungen zulässig.

b) Fassen wir das entstandene Säulchen, welches die totale Last auf die Berührungsfläche zu übertragen hat, als solches auf, so können, von diesem Gesichtspunkte ausgehend, die Spannungen wie folgt (nach Considère) ermittelt werden.

Rechnungselemente.

$$P = 40,4 \text{ t}$$

$$F = 35 \text{ cm, (Querschnitt des Zylinders)}$$

$$k = 150 \text{ kg/qcm Bruchfestigkeit des gew. Betons ohne Einlage.}$$

$$f = \text{Querschnitt der Längsstangen, 8 Stück von 15 mm } \Phi \text{ Spule 5 mm } \Phi$$

$$\sigma_e = \text{Streckgrenze des Eisens}$$

$$K = 1,5 k F + \sigma_e (f + 2,4 f')$$

$$f' = \frac{\pi \times d \times s}{h \times 8} \times s^2 \frac{\pi}{4} \gamma = \frac{\pi d \times s^2}{s} \frac{\pi}{4}$$

$$s = 4 \text{ cm}$$

$$f' = \frac{109,9 \times 19}{5} = 2,18 \times 1,9 = 4,14$$

$$F = 962,11$$

Betonfestigkeit:

$$k \times F = 962,1 \times 150 = 144315 \text{ kg}$$

Festigkeit des Gesamteisens:

$$\sigma_e (f + 2,4 f') = 2400 (14,14 + 2,4 \times 4,14) = 57888$$

$$K = 1,5 \times 144315 + 57888 = 274360 \text{ kg}$$

$$P = 54872 \text{ kg}$$

Die Größe der Tragfähigkeit solcher Säulen wurde

durch Considère auf dem Wege des Versuches nachgewiesen.

c) Wenden wir für die Berechnung der Gelenke die von Prof. Barkhausen eingeschlagene Methode unter der Annahme folgender Größen an (s. Abb. 68):

$$R = 300 \text{ cm, } r = 250 \text{ cm, } h = 60 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm, } t = 30 \text{ cm, } E = 200000 \text{ cm.}$$

$$\sigma = \text{Druckspannung auf der Hinterfläche der Gelenke}$$

und Verwendung der Formeln:

$$1. \alpha \left(\frac{s}{\sigma} - \frac{c}{3} \alpha^2 \right) = \frac{b}{2r} \quad 2. c = \frac{r E b \left(1 - \frac{\gamma}{R} \right)}{4 P t}$$

$$3. r = \frac{R}{2} + \sqrt{\frac{R^2}{4} - \frac{4 P R t \log. nat. \left(1 + \frac{s}{\sigma} \right)}{E b \alpha^2}}$$

so erhält man:

$$P = 1346,6 \text{ kg, und: } \sigma = 22,4 \text{ kg/qcm}$$

ferner aus 1 und 3:

$$\alpha = 0,035 \text{ und } s = 107,29 \text{ kg/qcm.}$$

Die Kontaktfläche beträgt:

$$3 \alpha r = 17,5 \text{ cm.}$$

Hierdurch ist der Nachweis erbracht, daß solche Lager genau wie die Bogengelenke zu arbeiten haben, und kann aus Vergleichen festgesetzt werden, daß die hier berechneten Spannungen von 107,29 kg/qcm ohne weiteres zulässig sind.

Es sei erwähnt, daß wiederholte Male Versuche mit Granit- und Betongelenken durchgeführt worden sind. So für die Gelenke des Chemnitztalviaduktes, die aus Granit erstellt wurden, beträgt die berechnete Spannung in der Kontaktfläche 300 kg/qcm. Die Bruchfestigkeit des verwendeten Granites betrug ca. 2000 kg/qcm. Eine sechs-fache Sicherheit ist vorhanden.

Nun sind Versuche mit Eisenbetonsäulen durchgeführt worden von Bach. Es hat sich gezeigt, daß der Verbund eine höhere Festigkeit erhält als die Summe der Festigkeiten beider Materialien. Für eine Säule von 25/25 cm Querschnitt, mit 7,07 qcm Eisen versehen, bei einer Bügelentfernung von 6,5 cm, erhielt v. Bach die Bruchlast zu 126600 kg. Nimmt man die Druckfestigkeit des Eisens mit 3800 kg/qcm an, so bleibt für den Beton eine solche von 200 kg/qcm übrig. Die Würfelfestigkeit des Betons betrug 141 kg/qcm.

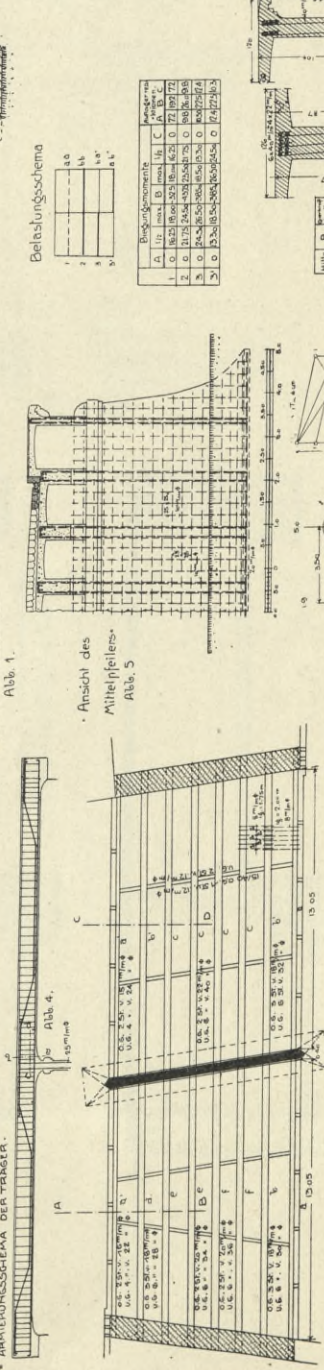
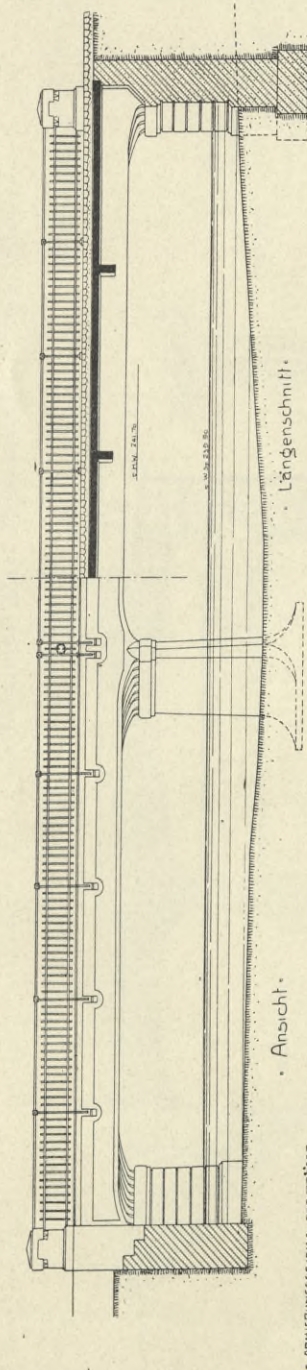
Die oben ermittelte Beanspruchung, die nur auf einer kleinen Fläche vorhanden ist und mit dem Verhalten des Materials bei gleichmäßiger Verteilung der Spannungen nicht verglichen werden kann, ist ohne weiteres zulässig.

Kontinuierliche Balkenbrücken aus Eisenbeton

von S. Zipkes

Brücke über die Murr in Backnang (Württemberg)

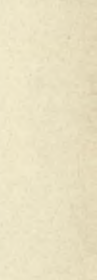
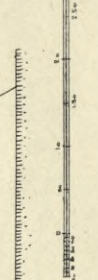
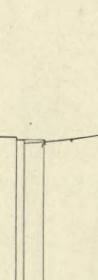
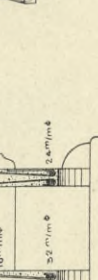
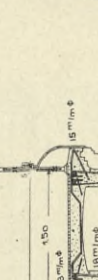
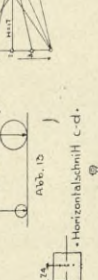
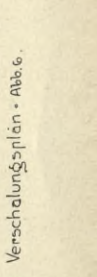
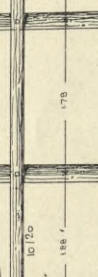
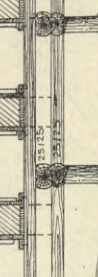
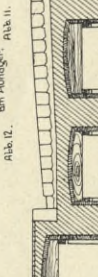
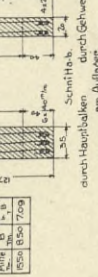
• TAFEL 1 •



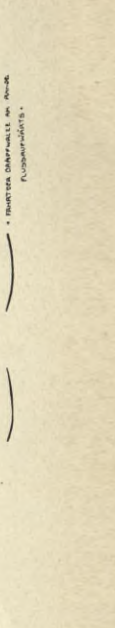
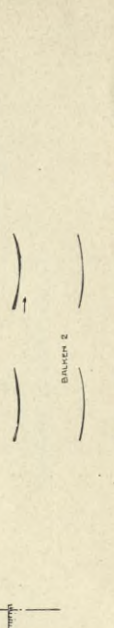
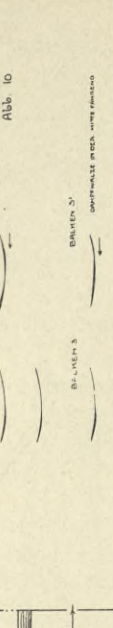
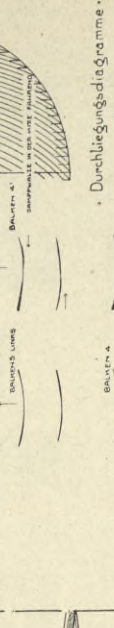
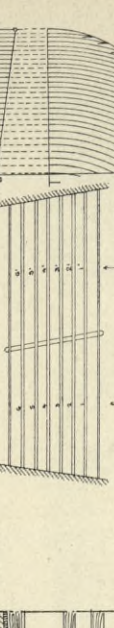
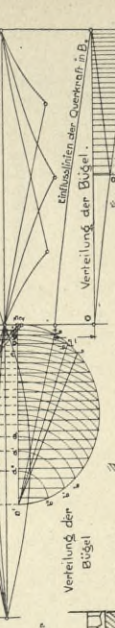
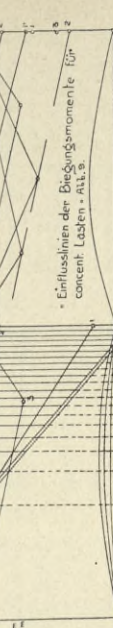
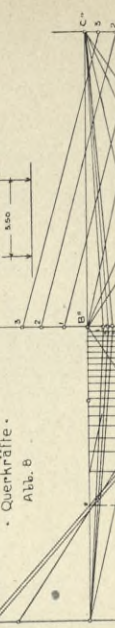
Belastungsschema

1	a	b
2	b	c
3	c	d
4	d	e

Belastungsschema	1	2	3	4
A	10,0	10,0	10,0	10,0
B	10,0	10,0	10,0	10,0
C	10,0	10,0	10,0	10,0
D	10,0	10,0	10,0	10,0
E	10,0	10,0	10,0	10,0
F	10,0	10,0	10,0	10,0



• Graphostatische Berechnung •



• Einflusslinie der Biegemomente für concent. Lasten •
Abb. 5

• Verteilung der Biegel •
Abb. 10

• Durchbiegungsdiagramme •
Abb. 10

• Einflusslinie der Biegemomente für concent. Lasten •
Abb. 5

• Verteilung der Biegel •
Abb. 10

• Durchbiegungsdiagramme •
Abb. 10

• Einflusslinie der Biegemomente für concent. Lasten •
Abb. 5

• Verteilung der Biegel •
Abb. 10

• Durchbiegungsdiagramme •
Abb. 10

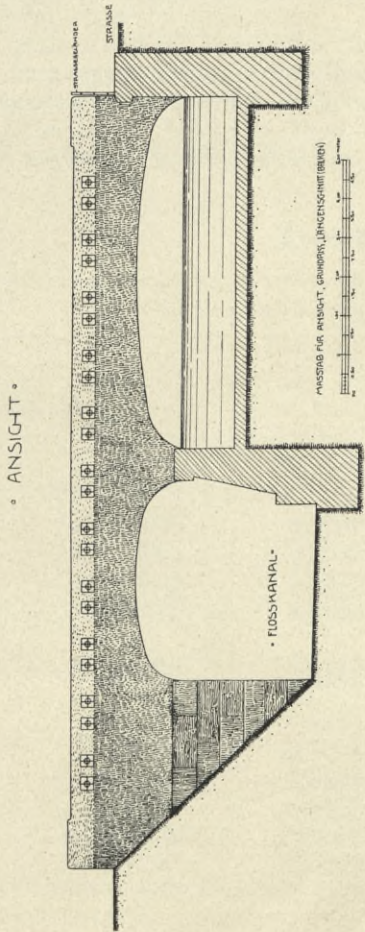
• Einflusslinie der Biegemomente für concent. Lasten •
Abb. 5

• Verteilung der Biegel •
Abb. 10

• Durchbiegungsdiagramme •
Abb. 10

• KONTINUIERLICHE BALKENBRÜCKEN AUS EISENBETON •
 • VON S. ZIPKES •
 • BRÜCKE ÜBER DEN MÜHLGRÜN: KANAL-CANSTATT •

• ANSICHT •

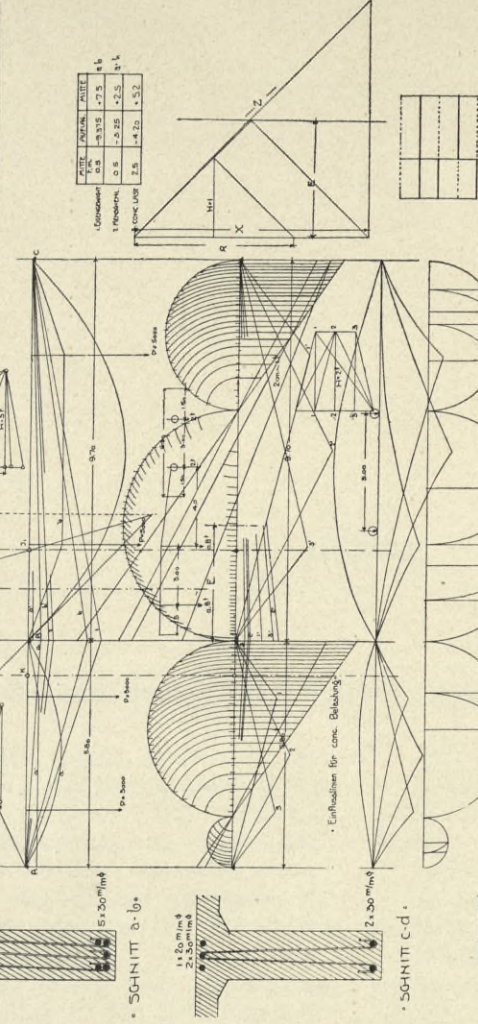


• GRAPHO-STATISCHE • BERECHNUNG •

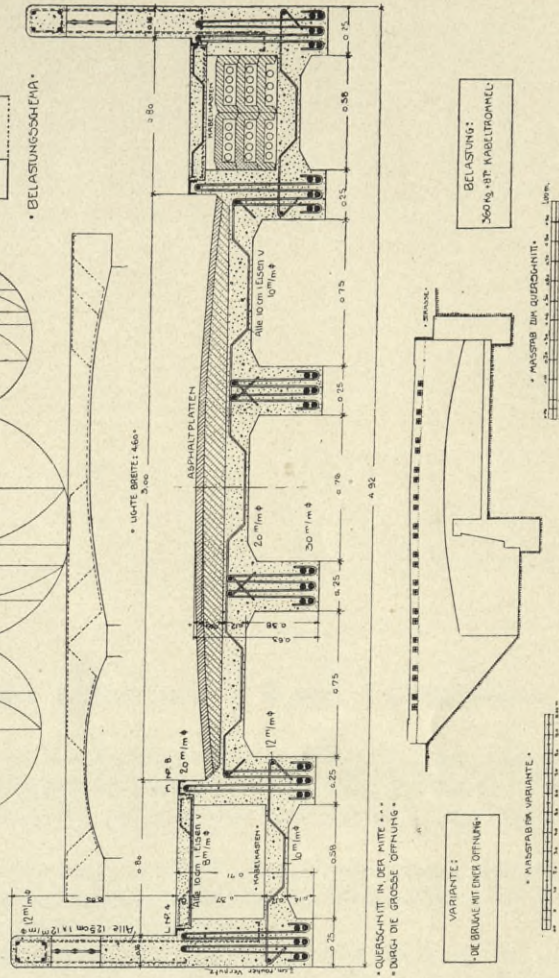
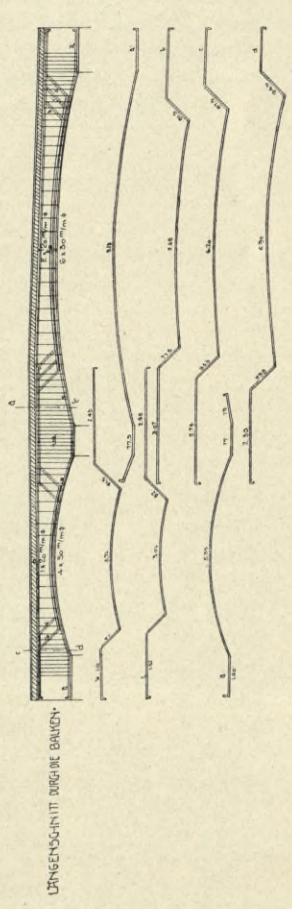
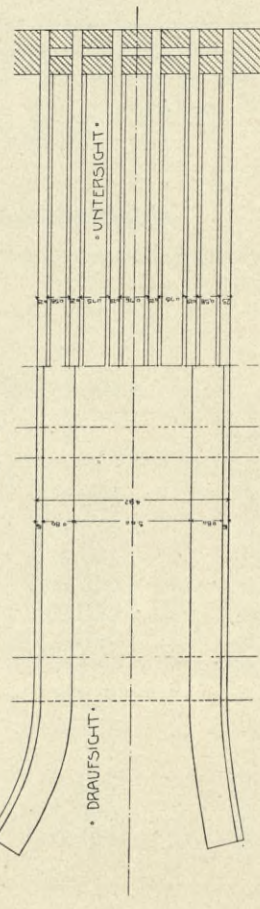
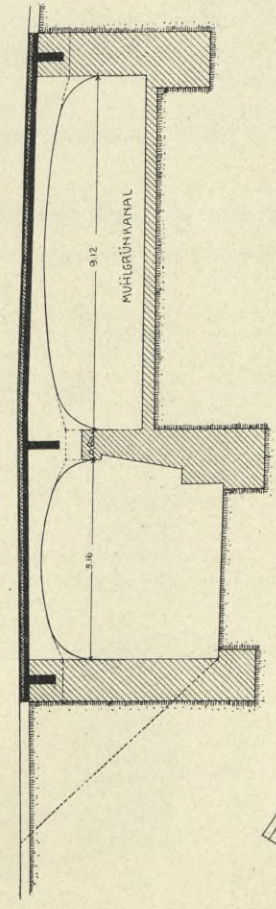
ERGEBNIS DER BELASTUNGSPROBE •

DAUERBELASTUNG BEI NUTZLICHEN BELASTUNG

BELASTUNG IN DER MITTE	TABELLE IN %			
	1	2	3	4
UNBELASTET	0	0	0	0
WÄRECH IN DER MITTE	2,01	2,02	2,01	2,01
UNBELASTET	0	0	0	0
BRÜCKE IM NUTZLICHEN BELASTUNG	2,02	2,03	2,01	2,01
BRÜCKE IM NUTZLICHEN BELASTUNG	2,01	2,015	2,02	2,015



• LÄNGENSCHNITT •



Anhang

1. Die Biegemomente und Querkräfte kontinuierlicher Balken mit 2, 3 und 4 Oeffnungen

Wir lassen einige Tabellen folgen, welche die Biegemomente und Querkräfte kontinuierlicher Balken mit 2, 3 und 4 Oeffnungen enthalten. Die Oeffnungen werden verschieden groß angenommen, in jedem Falle wird aber eine symmetrische Einteilung derselben vorausgesetzt. Für die Ermittlung der in den folgenden Tabellen enthaltenen Zahlenwerte wurden wie gewöhnlich folgende Annahmen zugrunde gelegt:

- a) Freie Auflagerung der Balken über alle Stützen, d. h. eine Einspannung der Balken in den Zwischen- oder Widerlagspfeiler ist nicht vorhanden.
- b) Der Balken besitzt konstantes Trägheitsmoment.
- c) Die Biegemomente in den Querschnitten über den Widerlagsstützen sind gleich Null und
- d) Ein Abheben der Balken von den Stützen wird auch für den Fall negativer Stützenreaktionen ausgeschlossen.

Die in den Tafeln benutzten Bezeichnungen bedeuten:
 g , Eigengewicht, oder eine über alle Oeffnungen gleichzeitig wirkende, gleichmäßig verteilte Last pro laufenden Meter,

p , gleichmäßig verteilte Verkehrslast pro laufenden Meter, λ , das arithmetische Mittel der Spannweiten im Falle ungleich großer Oeffnungen.

Solche Tafeln für kontinuierliche Balken, die zum erstenmal und sehr umfangreich von Winkler veröffentlicht wurden, eignen sich für einfache Fälle und für Ueberschlagsrechnungen. Im Fall einer unsymmetrischen Einteilung der Oeffnungen oder beim Vorhandensein von Einzellasten müssen Einflußlinien u. s. w. gezeichnet werden. Es empfiehlt sich daher in solchen Fällen, die ganze Berechnung auf graphischem Wege durchzuführen. (Siehe Tafel 1 und 2.)

Kontinuierliche Balken mit 2 Oeffnungen

Biegemomente				Querkräfte		
$l_0 = l_1$						
Einfluß von g		Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p	
Entfernung X	M	$max(+M)$	$max(-M)$	Q	$max(+Q)$	$max(-Q)$
0,0	0,0000	0,00000	0,00000	+ 0,375	0,4375	0,0625
0,1	+ 0,0325	0,03875	0,00625	+ 0,275	0,3437	0,0687
0,2	+ 0,0550	0,06750	0,01250	+ 0,175	0,2624	0,0874
0,3	+ 0,0675	0,08625	0,01875	+ 0,075	0,1932	0,1182
0,375	—	—	—	0,000	0,1491	0,1491
0,4	+ 0,0700	0,09500	0,02500	— 0,025	0,1359	0,1609
0,5	+ 0,0625	0,09375	0,03125	— 0,125	0,0898	0,2148
0,6	+ 0,0450	0,08250	0,03750	— 0,225	0,0544	0,2794
0,7	+ 0,0175	0,06125	0,04375	— 0,325	0,0287	0,3537
0,75	+ 0,0000	0,04688	0,04688	—	—	—
0,8	— 0,0200	0,03000	0,05000	— 0,425	0,0119	0,4369
0,9	— 0,0675	0,00611	0,07361	— 0,525	0,0027	0,5277
1,0	— 0,1250	0,00000	0,12500	— 0,625	0,0000	0,6250
l	gl^2	pl^2	pl^2	gl	pl	pl

Schubkräfte $\begin{cases} max Q_0 = 0,375 gl + 0,4375 pl \\ max Q_1 = 0,625 gl + 0,625 pl \end{cases}$

Reaktionen $\begin{cases} max A_0 = 0,375 gl + 0,4375 pl \\ max A_1 = 1,25 (g + p) l \end{cases}$

Kontinuierliche Balken mit 2 Öffnungen

Biegemomente				Querkräfte		
$l_1 = 0,9 l_0$						
Einfluß von g		Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p	
Entfernung X	M	$max(M)$	$max(-M)$	Q	$max(Q)$	$max(-Q)$
1. Öffnung						
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,3862	0,4342	0,0480
0,1	+ 0,0336	0,0384	0,0048	+ 0,2862	0,3405	0,0543
0,2	+ 0,0573	0,0668	0,0098	+ 0,1862	0,2593	0,0731
0,3	+ 0,0709	0,0853	0,0144	+ 0,0862	0,1905	0,1043
0,4	+ 0,0745	0,0937	0,0192	- 0,0138	0,1336	0,1474
0,5	+ 0,0681	0,0921	0,0240	- 0,1138	0,0880	0,2018
0,6	+ 0,0150	0,0805	0,0288	- 0,2138	0,0531	0,2669
0,7	+ 0,0254	0,0589	0,0336	- 0,3138	0,0279	0,3417
0,8	- 0,0110	0,0275	0,0385	- 0,4138	0,0115	0,4253
0,9	- 0,0574	0,0056	0,0630	- 0,5138	0,0026	0,5164
1,0	- 0,1138	0,0000	0,1138	- 0,6138	0,0000	0,6138
2. Öffnung						
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	- 0,3236	0,0731	0,3967
0,1	+ 0,0251	0,0317	0,0066	- 0,2336	0,0786	0,3122
0,2	+ 0,0421	0,0552	0,0131	- 0,1436	0,0953	0,2389
0,3	+ 0,0509	0,0706	0,0197	- 0,0536	0,1228	0,1764
0,4	+ 0,0517	0,0780	0,0263	+ 0,0364	0,1609	0,1245
0,5	+ 0,0444	0,0773	0,0329	+ 0,1264	0,2089	0,0825
0,6	+ 0,0290	0,0684	0,0394	+ 0,2164	0,2666	0,0502
0,7	+ 0,0054	0,0514	0,0460	+ 0,3064	0,3330	0,0266
0,8	- 0,0294	0,0238	0,0532	+ 0,3964	0,4074	0,0110
0,9	- 0,0659	0,0052	0,0711	+ 0,4864	0,4890	0,0026
1,0	- 0,1138	0,0000	0,1138	+ 0,5764	0,5764	0,0000
	gl_0^2	pl_0^2	pl_0^2	gl_0	pl_0	pl_0

Biegemomente				Querkräfte		
$l_1 = 0,8 l_0$						
Einfluß von g		Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p	
Entfernung X	M	$max(M)$	$max(-M)$	Q	$max(Q)$	$max(-Q)$
1. Öffnung						
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	+ 0,3950	0,4306	0,0356
0,1	+ 0,0345	0,0381	0,0036	+ 0,2950	0,3369	0,0419
0,2	+ 0,0590	0,0661	0,0071	+ 0,1950	0,2560	0,0610
0,3	+ 0,0735	0,0842	0,0107	+ 0,0950	0,1875	0,0925
0,4	+ 0,0780	0,0922	0,0142	- 0,0050	0,1310	0,1360
0,5	+ 0,0725	0,0903	0,0178	- 0,1050	0,0859	0,1909
0,6	+ 0,0570	0,0783	0,0213	- 0,2050	0,0516	0,2566
0,7	+ 0,0315	0,0564	0,0249	- 0,3050	0,0269	0,3319
0,8	- 0,0040	0,0250	0,0290	- 0,4050	0,0107	0,4157
0,9	- 0,0495	0,0048	0,0543	- 0,5050	0,0025	0,5075
1,0	- 0,1050	0,0000	0,1050	- 0,6050	0,0000	0,6050
2. Öffnung						
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	- 0,2687	0,0869	0,3556
0,1	+ 0,0198	0,0269	0,0071	- 0,1887	0,0917	0,2804
0,2	+ 0,0302	0,0441	0,0139	- 0,1087	0,1063	0,2150
0,3	+ 0,0357	0,0566	0,0209	- 0,0287	0,1305	0,1592
0,4	+ 0,0348	0,0626	0,0278	+ 0,0513	0,1639	0,1126
0,5	+ 0,0275	0,0623	0,0348	+ 0,1313	0,2063	0,0750
0,6	+ 0,0138	0,0555	0,0417	+ 0,2113	0,2571	0,0458
0,7	- 0,0063	0,0423	0,0486	+ 0,2913	0,3158	0,0245
0,8	- 0,0324	0,0228	0,0556	+ 0,3713	0,3815	0,0102
0,9	- 0,0657	0,0045	0,0702	+ 0,4513	0,4536	0,0023
1,0	- 0,1050	0,0000	0,1050	+ 0,5313	0,5313	0,0000
l_0	gl_0^2	pl_0^2	pl_0^2	gl_0	pl_0	pl_0

Kontinuierliche Balken mit 2 Öffnungen

Biegemomente				Querkräfte		
$l_1 = 0,6 l_0$						
Einfluß von g		Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p	
Entfernung X	M	$max(M)$	$max(-M)$	Q	$max(Q)$	$max(-Q)$
1. Öffnung						
0,0	+ 0,0000	0,0000	0,0000	+ 0,4050	0,4219	0,0169
0,1	+ 0,0335	0,0372	0,0017	+ 0,3050	0,3284	0,0234
0,2	+ 0,0610	0,0644	0,0034	+ 0,2050	0,2480	0,0430
0,3	+ 0,0765	0,0816	0,0051	+ 0,1050	0,1803	0,0753
0,4	+ 0,0820	0,0887	0,0067	+ 0,0050	0,1249	0,1199
0,5	+ 0,0775	0,0859	0,0084	- 0,0950	0,0811	0,1761
0,6	+ 0,0630	0,0731	0,0101	- 0,1950	0,0480	0,2430
0,7	+ 0,0385	0,0503	0,0118	- 0,2950	0,0247	0,3197
0,8	+ 0,0040	0,0202	0,0162	- 0,3950	0,0099	0,4049
0,9	- 0,0405	0,0040	0,0445	- 0,4950	0,0022	0,4972
1,0	- 0,0950	0,0000	0,0950	- 0,5950	0,0000	0,5950
2. Öffnung						
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	- 0,1417	0,1302	0,2719
0,1	+ 0,0067	0,0145	0,0078	- 0,0817	0,1337	0,2154
0,2	+ 0,0098	0,0254	0,0156	- 0,0217	0,1444	0,1661
0,3	+ 0,0093	0,0327	0,0234	+ 0,0383	0,1620	0,1237
0,4	+ 0,0052	0,0365	0,0313	+ 0,0983	0,1864	0,0881
0,5	- 0,0025	0,0366	0,0391	+ 0,1583	0,2175	0,0592
0,6	- 0,0138	0,0331	0,0469	+ 0,2183	0,2548	0,0365
0,7	- 0,0287	0,0260	0,0547	+ 0,2783	0,2980	0,0197
0,8	- 0,0472	0,0153	0,0625	+ 0,3383	0,3466	0,0083
0,9	- 0,0693	0,0035	0,0728	+ 0,3983	0,4033	0,0020
1,0	- 0,0950	0,0000	0,0950	+ 0,4583	0,4583	0,0000
l_0	gl_0^2	pl_0^2	pl_0^2	gl_0	pl_0	pl_0

Kontinuierliche Balken mit 3 Öffnungen

Biegemomente				Querkräfte		
$l_0 = l_1 = l_2$						
Einfluß von g		Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p	
Entfernung X	M	$max(-M)$	$max(+M)$	Q	$max(+Q)$	$max(-Q)$
1. Öffnung						
0,0	0	0	0	+ 0,4	0,4500	0,0500
0,1	+ 0,035	0,005	0,040	+ 0,3	0,3560	0,0563
0,2	+ 0,060	0,010	0,070	+ 0,2	0,2752	0,0752
0,3	+ 0,075	0,015	0,090	+ 0,1	0,2065	0,1065
0,4	+ 0,080	0,020	0,100	+ 0,0	0,1496	0,1496
0,5	+ 0,075	0,025	0,100	- 0,1	0,1042	0,2042
0,6	+ 0,060	0,030	0,090	- 0,2	0,0694	0,2694
0,7	+ 0,035	0,035	0,070	- 0,3	0,0443	0,3443
0,8	+ 0,000	0,040	0,0402	- 0,4	0,0280	0,4280
0,9	- 0,045	0,065	0,0204	- 0,5	0,0193	0,5191
1,0	- 0,100	0,11667	0,0167	- 0,6	0,0167	0,6167
2. Öffnung						
0,0	- 0,100	0,11667	0,0167	+ 0,5	0,5833	0,0833
0,1	- 0,055	0,0625	0,0075	+ 0,4	0,4870	0,0870
0,2	- 0,020	0,050	0,030	+ 0,3	0,3991	0,0991
0,3	+ 0,005	0,050	0,055	+ 0,2	0,3210	0,1210
0,4	+ 0,020	0,050	0,070	+ 0,1	0,2537	0,1537
0,5	+ 0,025	0,050	0,075	+ 0,0	0,1979	0,1979
l	gl^2	pl^2	pl^2	gl	pl	pl

Schubkräfte $\begin{cases} max Q_0 = 0,4 gl + 0,45 pl \\ max Q_1 = 0,6 gl + 0,6167 pl \\ min Q_0 = 0,4 gl - 0,05 pl \\ min Q_1 = 0,5 gl - 0,0833 pl \end{cases}$

Reaktionen $\begin{cases} max A_0 = 0,4 gl + 0,45 pl \\ max A_1 = 1,1 gl + 1,2 pl \\ min A_0 = 0,4 gl - 0,05 pl \\ min A_1 = 1,1 gl - 0,100 pl \end{cases}$

Kontinuierliche Balken mit 3 Oeffnungen

Bieugungsmomente				Querkräfte		
$l_1 = 1,2 l_0$						
Einfluß von g		Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p	
Entfernung X	M	$max(-M)$	$max(+M)$	Q	$max(+Q)$	$(-Q) max$
1. Oeffnung						
0,0	0	— 0	+ 0	+ 0,3546	0,4269	0,0723
0,1	+ 0,02885	0,00678	0,03563	+ 0,2608	0,3390	0,0782
0,2	+ 0,04890	0,01356	0,06246	+ 0,1671	0,2627	0,0956
0,3	+ 0,06017	0,02034	0,08051	+ 0,0733	0,1977	0,1244
0,4	+ 0,06265	0,02710	0,08975	— 0,0204	0,1438	0,1642
0,5	+ 0,05634	0,03390	0,09024	— 0,1142	0,1005	0,2147
0,6	+ 0,04124	0,04069	0,08193	— 0,2079	0,0671	0,2750
0,7	+ 0,01736	0,04746	0,06482	— 0,3017	0,0429	0,3446
0,8	— 0,01532	0,05424	0,03892	— 0,3954	0,0270	0,4242
0,9	— 0,05679	0,07558	0,01879	— 0,4892	0,0183	0,5075
1,0	— 0,10704	0,12176	0,01472	— 0,5829	0,0157	0,5986
2. Oeffnung						
0,0	— 0,10704	0,12176	0,01472	+ 0,5625	0,6235	0,0610
0,1	— 0,05009	0,06536	0,01527	+ 0,4500	0,5150	0,0650
0,2	— 0,00579	0,04039	0,03460	+ 0,3375	0,4156	0,0781
0,3	+ 0,02585	0,03923	0,06508	+ 0,2250	0,3274	0,1024
0,4	+ 0,04483	0,03923	0,08406	+ 0,1125	0,2514	0,1389
0,5	+ 0,05116	0,03923	0,09040	0	0,1885	0,1885
	$g\lambda^2$	$p\lambda^2$	$p\lambda^2$	$g\lambda$	$p\lambda$	$p\lambda$

Bieugungsmomente				Querkräfte		
$l_1 = 1,3 l_0$						
Einfluß von g		Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p	
Entfernung X	M	$max(-M)$	$max(+M)$	Q	$max(+Q)$	$max(-Q)$
1. Oeffnung						
0	0	— 0	+ 0	+ 0,3314	0,4160	0,0846
0,1	+ 0,02599	0,00769	0,03369	+ 0,2405	0,3307	0,0902
0,2	+ 0,04373	0,01539	0,05911	+ 0,1496	0,2566	0,1070
0,3	+ 0,05319	0,02308	0,07627	+ 0,0587	0,1934	0,1347
0,4	+ 0,05439	0,03077	0,08517	— 0,0322	0,1409	0,1731
0,5	+ 0,04733	0,03847	0,08580	— 0,1232	0,0986	0,2218
0,6	+ 0,03200	0,04616	0,07816	— 0,2141	0,0659	0,2800
0,7	+ 0,00841	0,05385	0,06226	— 0,3050	0,0421	0,3471
0,8	— 0,02341	0,06155	0,05609	— 0,3959	0,0264	0,4223
0,9	— 0,06356	0,08155	0,01799	— 0,4868	0,0178	0,5046
1,0	— 0,11196	0,12575	0,01380	— 0,5777	0,0152	0,5929
2. Oeffnung						
0	— 0,11196	0,12575	0,01380	+ 0,5909	0,6439	0,0530
0,1	— 0,04910	0,06433	0,01523	+ 0,4727	0,5298	0,0571
0,2	— 0,00022	0,03672	0,03650	+ 0,3545	0,4252	0,0707
0,3	+ 0,03469	0,03503	0,06972	+ 0,2364	0,3323	0,0959
0,4	+ 0,05566	0,03503	0,09069	+ 0,1182	0,2523	0,1341
0,5	+ 0,06264	0,03503	0,09767	0	0,1862	0,1862
	$g\lambda^2$	$p\lambda^2$	$p\lambda^2$	$g\lambda$	$p\lambda$	$p\lambda$

Kontinuierliche Balken mit 4 Öffnungen

Biegemomente				Querkräfte		
$l_0=l_1=l_2=l_3$						
Einfluß von g		Einfluß von p		Einfluß von g	Einfluß von p	
Entfernung X	M	$max(+M)$	$max(-M)$	Q	$max(+Q)$	$max(-Q)$
1. Öffnung						
0,0	0	0	0	+ 0,3929	0,4464	0,0535
0,1	+ 0,03429	0,03964	0,00536	+ 0,2929	0,3528	0,0599
0,2	+ 0,05857	0,06929	0,01071	+ 0,1929	0,2717	0,0788
0,3	+ 0,07286	0,08893	0,01607	+ 0,0929	0,2029	0,1101
0,4	+ 0,07714	0,09857	0,02143	- 0,0071	0,1461	0,1533
0,5	+ 0,07143	0,09822	0,02679	- 0,1071	0,1007	0,2079
0,6	+ 0,05572	0,08786	0,03214	- 0,2071	0,0660	0,2731
0,7	+ 0,03000	0,06750	0,03750	- 0,3071	0,0410	0,3481
0,8	- 0,00571	0,03738	0,04309	- 0,4071	0,0247	0,4319
0,9	- 0,05143	0,01629	0,06772	- 0,5071	0,0160	0,5231
1,0	- 0,10714	0,01340	0,12054	- 0,6071	0,0134	0,6205
2. Öffnung						
0	- 0,10714	0,01340	0,12054	+ 0,5357	0,6027	0,0670
0,1	- 0,05857	0,01455	0,07212	+ 0,4357	0,5064	0,0707
0,2	- 0,02000	0,03000	0,05000	+ 0,3357	0,4187	0,0830
0,3	+ 0,00857	0,05678	0,04821	+ 0,2357	0,3410	0,1153
0,4	+ 0,02714	0,07357	0,04643	+ 0,1357	0,2742	0,1385
0,5	+ 0,03572	0,08036	0,04464	+ 0,0357	0,2190	0,1833
0,6	+ 0,03429	0,07715	0,04286	- 0,0643	0,1755	0,2398
0,7	+ 0,02286	0,06393	0,04107	- 0,1643	0,1435	0,3078
0,8	+ 0,00143	0,04170	0,04027	- 0,2643	0,1222	0,3865
0,9	- 0,03000	0,03105	0,06105	- 0,3643	0,1106	0,4749
1,0	- 0,07143	0,03571	0,10714	- 0,4643	0,1071	0,5714
l	gl^2	pl^2	pl^2	gl	pl	pl
Schubkräfte	$\left\{ \begin{array}{l} max Q_0 = 0,3929 gl + 0,4464 pl \\ max Q_1 = 0,6071 gl + 0,6205 pl \\ max Q_2 = 0,4643 gl + 0,5714 pl \end{array} \right.$			Reaktionen	$\left\{ \begin{array}{l} max A_0 = 0,3929 gl + 0,4464 pl \\ max A_1 = 1,1428 gl + 1,2232 pl \\ max A_2 = 0,9286 gl + 1,1428 pl \end{array} \right.$	

2. Tabellen zur Berechnung von Verbundplatten

Folgende Tabellen enthalten diejenigen Größen, die zur Bemessung von Platten auf Grund der zwei Berechnungsmethoden, nämlich derjenigen von Prof. Dr. W. Ritter und derjenigen der Deutschen Leitsätze, erforderlich sind.

Den Tabellen für Eisenprofile ähnlich, sind hier die Plattenquerschnitte (Streifen von 10 cm Breite) eingereiht und mit den Zahlenwerten versehen, mit welchen rasch und übersichtlich für ein gegebenes Biegemoment oder Querkraft die inneren Spannungen ermittelt werden können.

Bei Brücken, wo immer kleine Plattenfelder und verhältnismäßig hohe Rippen angeordnet werden, ist eine Einspannung der Platten in den Rippen vorhanden; am Auflager sind die Querschnitte stärker zu bemessen. Aus praktischen Gründen muß aber die gleiche Einlage wie in der Plattenmitte auch am Auflager beibehalten werden. Dies berücksichtigend, sind die Tabellen, die „Querschnitte am Auflager“ enthaltend, besonders angeführt worden.

Auf Grund festgesetzter Spannungsgrößen können immer wirtschaftliche Querschnitte gewählt werden. Die Spannungen können einfach ermittelt werden. Eine Multiplikation verbunden mit einer Division ergeben die Druckspannung im Beton, eine Division die Zugspannungen im Eisen u. s. f.

Mit Hilfe solcher Tabellen geht bei der Durchführung der Berechnung der Einblick in dieselbe nicht verloren, die Rechnungselemente können immer kontrolliert und der Querschnitt mit Ueberlegung gewählt werden. Diese Tabellen sollen dem entwerfenden Ingenieur eine Erleichterung für die Bemessung der Konstruktionsteile geben und diejenigen, die sie gebrauchen, nicht zur Maschine ausbilden.

Ein Beispiel soll die Verwendung der Tabellen erläutern.

1. Das gesamte Biegemoment für einen 10 cm breiten Plattenstreifen sei zu $M = +4500$ kg/cm für die Mitte und $M_a = -9000$ kg/cm am Auflager ermittelt.

Innere Spannungen in der Mitte.

a) Nach Methode Ritter.

Querschnitt Nr. 8.

Größte Druckbeanspruchung des Betons

$$\sigma_b = \frac{M \cdot s}{J} = \frac{4500 \cdot 4,8}{668,5} = 33,02 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \cdot z} = \frac{4500}{4,266} = 1054 \text{ kg/qcm.}$$

b) Nach Deutsche Leitsätze.

Querschnitt Nr. 10.

Größte Druckbeanspruchung des Betons

$$\sigma_b = \frac{M}{m} = \frac{4500}{91,5} = 49,1 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen

$$\sigma_e = \frac{M}{p} = \frac{4500}{4,74} = 957,4 \text{ kg/qcm.}$$

Innere Spannungen am Auflager.

a) Nach Methode Ritter.

Querschnitt Nr. 9.

Größte Druckbeanspruchung des Betons

$$\sigma_b = \frac{M s_1}{J} = \frac{9000 \cdot 8,8}{4499,8} = 17,6 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannungen im Eisen

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \cdot z} = \frac{9000}{7,744} = 1162 \text{ kg/qcm.}$$

b) Nach Deutsche Leitsätze.
Querschnitt Nr. 9.

Größte Druckbeanspruchung im Beton

$$\sigma_b = \frac{M}{m} = \frac{9000}{301,54} = 29,8 \text{ kg/qcm.}$$

Zugspannung im Eisen

$$\sigma_e = \frac{M}{p} = \frac{9000}{13,51} = 666,1 \text{ kg/qcm.}$$

Schubspannungen. Die Querkraft für einen 10 cm breiten Streifen: $Q = 1300 \text{ kg.}$

a) Nach Methode Ritter.

$$\tau_b = \frac{Q}{b \cdot z + n f_e} = \frac{1300}{121 + 9,54} = 9,9 \text{ kg/qcm.}$$

$$\tau_e = 15 \tau_b = 148,5 \text{ kg/qcm.}$$

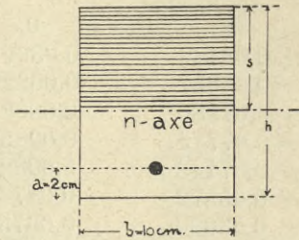
b) Nach Deutsche Leitsätze.

$$\tau_b = \frac{Q}{b \cdot z + n f_e} = \frac{1300}{135,1 + 9,54} = 8,9 \text{ kg/qcm.}$$

$$\tau_e = 15 \tau_b = 133,5 \text{ kg/qcm.}$$

Platten aus Eisenbeton

Die Plattenstreifen sind für alle Querschnitte gleich 10 cm breit.



$$n = \frac{E_e}{E_b} = 15$$

$$\sigma_b = \frac{Ms}{J}$$

$$\sigma_z \text{ Beton} = \mu \frac{Ms}{J}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Methode Ritter.

Nr.	Quer-schnitt	Höhe cm	Ein-lage Durch- messer mm	f_e %	Querschnitts- fläche $bh + n f_e$ cm ²	Statisches Moment cm ³	s cm	z cm	Trägheits- moment J_s cm ⁴	Widerstands- moment W_s cm ³	Produkt $z \cdot f_e$	Gewicht in Kilo- gramm pro qm	Quer- schnitt	Nr.
1	4/5	4	5	0,5	42,95	85,9	2	1,34	52,8	26,4	0,268	100	4/5	1
2	4/6	4	6	0,7	44,25	88,5	2	1,34	52,8	26,4	0,375	100	4/6	2
3	5/6	5	6	0,56	54,25	137,75	2,5	2,2	110,13	44,0	0,616	125	5/6	3
4	6/7	6	7	0,63	65,7	202,8	3,08	3	186,6	60,5	1,14	150	6/7	4
5	6/8	6	8	0,83	67,5	210,0	3,1	3	189,0	61,0	1,5	150	6/8	5
6	8/8	8	8	0,62	87,5	365,0	4,1	4,7	469,5	114,5	2,35	200	8/8	6
7	9/9	9	9	0,71	99,54	471,78	4,7	5,4	680,1	144,7	3,456	225	9/9	7
8	9/10	9	10	0,87	101,85	487,0	4,8	5,4	668,5	139,2	4,266	225	9/10	8
9	10/9	10	9	0,64	109,54	576,32	5,2	6,3	912,7	175,5	4,032	250	10/9	9
10	10/10	10	10	0,79	111,85	594,8	5,3	6,2	906,0	170,9	4,898	250	10/10	10
11	11/10	11	10	0,71	121,8	711,2	5,83	7,06	1244,1	213,4	5,5774	275	11/10	11
12	11/11	11	11	0,87	124,25	733,25	5,9	7,04	1246,58	211,2	6,7584	275	11/11	12
13	12/10	12	10	0,6	131,85	838,5	6,35	7,89	1624,0	255,7	6,2331	300	12/10	13
14	12/11	12	11	0,8	134,25	862,5	6,42	7,86	1648,0	256,6	7,5456	300	12/11	14
15	12/12	12	12	0,94	137,0	890,0	6,5	7,84	1675,0	257,7	8,8592	300	12/12	15
16	13/12	13	12	0,87	147,0	1032,0	7,0	8,69	2100,0	300,0	9,8197	325	13/12	16
17	14/11	14	11	0,69	154,25	1151,0	7,48	9,51	2576,2	344,4	9,1296	350	14/11	17
18	14/12	14	12	0,8	157,0	1184,0	7,54	9,49	2664,1	353,3	10,7237	350	14/12	18
19	15/12	15	12	0,75	167,0	1346,0	8,0	10,34	3355,0	419,37	11,6842	375	15/12	19
20	16/14	16	14	0,96	183,1	1603,4	8,7	11,1	4222,9	485,3	17,094	400	16/14	20
21	17/14	17	14	0,9	193,1	1791,5	9,2	11,94	5044,2	548,2	18,3876	425	17/14	21
22	18/15	18	15	0,97	206,5	2044,0	9,8	12,74	6092,8	621,7	22,4224	450	18/15	22
23	19/15	19	15	0,92	216,5	2255,5	10,4	13,54	6944,3	667,7	23,8304	475	19/15	23
24	20/16	20	16	1	230,16	2542,88	11	14,34	8460,16	769,1	28,8234	500	20/16	24

Querschnitte am Auflager.

$$\sigma_b = \frac{Ms}{J}; \sigma_e = \frac{M}{z f_e}; \sigma_{bzuz} = \mu \frac{Ms_1}{J}; \tau_b = \frac{Q}{z \cdot b + 15 f_e}$$

$$b = 10 \text{ cm, } a = 2 \text{ cm}$$

$$z = h - a - \frac{1}{3} s \quad n = 15$$

$$\tau_e = 15 \tau_b$$

Nr.	Quer-schnitt	Höhe h cm	Ein-lage Durch- messer mm	f_e %	Querschnitts- fläche $bh + n f_e$ cm ²	Statisches Moment cm ³	s cm	Z cm	Trägheits- moment cm ⁴	Widerstands- moment $W = \frac{J}{s}$ cm ³	Produkt $z f_e$	Quer- schnitt	Nr.
1	6/5	6	5	0,33	62,95	191,80	3	3	191,80	63,93	0,6	6/5	1
2	6/6	6	6	0,43	64,25	197,0	3	3	197,0	65,66	0,84	6/6	2
3	8/6	8	6	0,35	84,25	345,5	4,1	4,6	442,1	107,8	1,288	8/6	3
4	10/7	10	7	0,38	105,7	545,6	5,1	6,3	912,24	178,8	2,394	10/7	4
5	10/8	10	8	0,5	107,5	560,0	5,2	6,3	898,0	172,6	3,15	10/8	5
6	14/8	14	8	0,35	147,5	1070,0	7,2	9,6	2519,4	349,9	4,8	14/8	6
7	15/9	15	9	0,42	159,54	1249,02	7,8	10,4	3119,91	400,0	6,656	15/9	7
8	16/10	16	10	0,49	171,85	1445,9	8,4	11,2	3821,84	454,9	8,848	16/10	8
9	17/9	17	9	0,37	179,54	1588,1	8,8	12,1	4499,8	511,3	7,744	17/9	9
10	18/10	18	10	0,43	191,85	1809,6	9,4	12,9	5463,36	581,2	10,191	18/10	10
11	22/10	22	10	0,35	231,85	2657,0	11,4	16,2	9927,4	870,8	12,798	22/10	11
12	22/11	22	11	0,43	234,25	2705,0	11,5	16,2	10069,7	875,6	15,552	22/11	12
13	22/12	22	12	0,51	237,0	2760,0	11,6	16,1	10261,2	884,5	18,193	22/12	13
14	25/11	25	11	0,38	264,25	3452,75	13	18,7	14715	1131,9	17,952	25/11	14
15	25/12	25	12	0,45	267,0	3516,0	13,1	18,64	14995,9	1144,7	21,0632	25/12	15

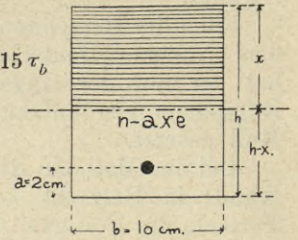
Platten aus Eisenbeton

$$n = \frac{E_e}{E_b} = 15 \quad x = \frac{n f_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{n f_e}} - 1 \right];$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{M}{m}; \quad a = 2 \text{ cm};$$

$$\tau_b = \frac{Q}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right) + 15 f_e}; \quad \tau_e = 15 \tau_b$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{M}{p}$$



Nach Deutsche Leitsätze.

Nr.	Querschnitt	Höhe cm	Einlage Durchmesser mm	x cm	$h - a - \frac{x}{3}$ cm	$m = \frac{2}{b x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$	$p = f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)$	Querschnitt	Nr.
1	4/5	4	5	0,826	1,73	7,145	0,346	4/5	1
2	4/6	4	6	1,160	1,62	9,396	0,454	4/6	2
3	5/6	5	6	1,224	2,60	15,962	0,728	5/6	3
4	6/6	6	6	1,470	3,51	25,798	0,983	6/6	4
5	6/7	6	7	1,63	3,45	28,260	1,313	6/7	5
6	6/8	6	8	1,80	3,40	30,727	1,700	6/8	6
7	7/7	7	7	1,88	4,38	41,172	1,664	7/7	7
8	8/8	8	8	2,34	5,22	61,074	2,610	8/8	8
9	9/9	9	9	2,86	6,05	86,510	3,872	9/9	9
10	9/10	9	10	3,05	6,0	91,5	4,74	9/10	10
11	10/9	10	9	3,05	7,0	106,75	4,48	10/9	11
12	10/10	10	10	3,31	6,9	114,15	5,451	10/10	12
13	11/10	11	10	3,55	7,85	139,3	6,20	11/10	13
14	11/11	11	11	3,81	7,73	147,256	7,42	11/11	14
15	12/10	12	10	3,79	8,74	165,623	6,90	12/10	15
16	12/11	12	11	4,08	8,64	176,255	8,29	12/11	16
17	12/12	12	12	4,35	8,55	185,960	9,66	12/12	17
18	13/10	13	10	4,42	9,53	210,1	7,528	13/10	18
19	13/12	13	12	4,62	9,46	218,525	10,680	13/12	19
20	14/11	14	11	4,58	10,48	239,99	10,060	14/11	20
21	14/12	14	12	4,89	10,37	253,855	11,71	14/12	21
22	15/11	15	11	4,84	11,39	275,638	10,934	15/11	22
23	15/12	15	12	5,13	11,29	289,588	12,75	15/12	23
24	16/12	16	12	5,44	12,19	331,55	13,77	16/12	24
25	16/13	16	13	5,72	12,1	346,06	16,093	16/13	25
26	16/14	16	14	6,05	12,0	363,—	18,48	16/14	26
27	17/12	17	12	5,64	13,12	369,95	14,80	17/12	27
28	17/14	17	14	6,28	12,91	405,374	19,88	17/14	28
29	18/13	18	13	5,8	14,07	408,03	18,71	18/13	29
30	18/15	18	15	6,89	13,71	472,309	24,129	18/15	30
31	19/15	19	15	7,18	14,61	524,499	25,714	19/15	31
32	20/13	20	13	6,70	15,77	528,25	20,974	20/13	32
33	20/16	20	16	7,81	15,4	601,37	30,954	20/16	33

Querschnitte am Auflager

Nr.	Querschnitt	Höhe cm	Einlage Durchmesser mm	x cm	$h - a - \frac{x}{3}$ cm	$m = \frac{2}{b x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$	$p = f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)$	Querschnitt	Nr.
1	6/5	6	5	1,26	3,58	22,55	3,58	6/5	1
2	6/6	6	6	1,46	3,51	25,62	3,51	6/6	2
3	8/6	8	6	1,87	5,38	50,30	5,38	8/6	3
4	10/7	10	7	2,50	7,17	89,62	7,17	10/7	4
5	10/8	10	8	2,79	7,07	98,62	7,07	10/8	5
6	14/8	14	8	3,56	10,81	192,42	10,81	14/8	6
7	15/9	15	9	4,10	11,63	238,41	11,63	15/9	7
8	16/10	16	10	4,69	12,44	291,72	12,44	16/10	8
9	17/9	17	9	4,46	13,51	301,54	13,51	17/9	9
10	18/10	18	10	5,09	14,31	364,54	14,31	18/10	10
11	22/10	22	10	5,80	18,1	525,44	18,1	22/10	11
12	22/11	22	11	6,24	17,92	559,10	17,92	22/11	12
13	22/12	22	12	6,71	17,76	596,36	17,76	22/12	13
14	25/11	25	11	6,76	20,75	702,18	20,75	25/11	14
15	25/12	25	12	7,29	20,57	750,04	20,57	25/12	15

Auf die hier vorgeführten Berechnungsmethoden kann nicht mehr eingegangen werden; es sei nur folgendes erwähnt.

Nach der Berechnungsmethode, die schlechterdings mit dem Namen „Deutsche Methode“ gekennzeichnet wird, hat der auf der Zugseite sich befindende Beton keine Zugspannungen aufzunehmen; dieselben werden gleich Null gesetzt.

Bei der Methode Ritter, bei welcher ein ideeller Querschnitt in Betracht kommt, werden die gewöhnlichen Formeln der Festigkeitslehre für auf Biegung beanspruchte homogene Körper sinngemäß verwendet. Die Druckspannung im Beton ergibt sich aus $\sigma_b = \frac{M \cdot s}{J}$. Die Zugspannung im Beton ergibt sich aus der gleichen Formel; es muß nur $h - s$ an Stelle von s gesetzt werden; somit $\sigma_{b,z} = \frac{M(h-s)}{J}$, wobei h die Höhe des Querschnittes, s die Entfernung der Neutralachse von der Querschnittsoberkante und J das Trägheitsmoment bezüglich der Neutralachse bedeutet. Diese theoretisch ermittelte Zugspannung ist natürlich zu hoch, weil hierbei jetzt vom Eisen abgesehen wurde, gerade so wie bei der Ermittlung der Zugspannungen im Eisen vom umgebenden Beton abgesehen wird. Diese so im Beton ermittelte Zugspannung würde etwa dann möglich sein, wenn keine Eiseneinlagen vorhanden wären, was mit der Wirklichkeit nicht übereins timmt. Eine Verteilung der inneren Kräfte muß naturgemäß auch in der Zugzone stattfinden, dergestalt, daß der Beton einen gewissen Teil der Zugkraft aufnimmt, wodurch die Eiseneinlagen dementsprechend entlastet werden. Unleugbare Tatsache ist es, daß der auf der Zugseite sich befindende Beton die Dehnung mitmacht und eine Zugkraft aufnehmen muß. Alle vorgenommenen Versuche haben die Tatsache bestätigt, daß die im Eisen tatsächlich auftretenden Zugspannungen unter den berechneten liegen. Der Ueberschuß dieser Zugkraft wird unleugbar vom Beton aufgenommen.

Soll dieser scheinbare Widerspruch zwischen Rechnung und Versuch aufgehoben werden, ohne aber willkürliche Annahmen zu machen, so zum Beispiel, daß die Zugspannungen im Beton gleich Null sind, so kann, um ein genaueres Maß für die Beurteilung der im Beton herrschenden Zugspannungen zu haben, folgender Weg eingeschlagen werden.

Ein Koeffizient μ , der aus Versuchen erst ermittelt werden muß, wird eingeführt. Nach der obengenannten Methode ist

$$\sigma_b = \frac{M \cdot s}{J} \quad (1)$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \cdot z} \quad (2)$$

und

$$\sigma_{b,z} = \mu \cdot \frac{M(h-s)}{J} \quad (3)$$

Es sei $h - s = s$.

$$\text{Aus (1) ist} \quad M = \frac{J \sigma_b}{s}$$

$$\text{Aus (3) ist} \quad M = \frac{J \cdot \sigma_{b,z}}{\mu \cdot s}$$

Es sei ferner σ'_z die effektive Zugspannung im Eisen, $\sigma_{b,z}$ die effektive Zugspannung im Beton, es folgt dann

$$M = f_e \sigma'_z \cdot z + \xi \quad (4)$$

Aus (3) und (4) folgt

$$\mu = \frac{J \sigma_b \cdot z}{s_1 (f_e \cdot \sigma'_z \cdot z + \xi)}$$

wobei ξ die Differenz zwischen der berechneten und der gemessenen Zugspannung im Eisen darstellt.

Ferner aus (1) und (2)

$$\mu = \frac{\sigma_{b,z}}{s_1 \sigma_b}$$

μ würde von der Einlageart und allen denjenigen Erscheinungen, die beim Verbundmaterial maßgebend sind, abhängig sein.

Die Frage der herrschenden Zugspannungen im Beton bei auf Biegung beanspruchten Körpern hat für solche Bauten, die durch erschütternde Beanspruchungen in Arbeit versetzt werden, so im Eisenbahnbrückenbau, eine sehr große Bedeutung. In gewissen Staaten sah man sich infolge der obwaltenden Unsicherheit veranlaßt, die Bestimmungen für die Ausführung solcher Bauten zu verschärfen und die Sicherheitszahlen zu erhöhen. Manche neuere Vorschriften verlangen sogar die Angabe über die im Beton wirkenden Zugspannungen, um bloß ein Vergleichsmaß zu haben; die einfache Annahme, die Zugspannungen im Beton seien Null, genügt also nicht mehr, weil sie auch den Tatsachen nicht entspricht. Aus diesen Gründen würde die Bestimmung des Koeffizienten μ mit Hilfe diesbezüglicher vorzunehmender Versuche einem Bedürfnisse entsprechen.

1961



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

III 18216
L. inw.

Druk. U. J. Zap. 356. 10.000.

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300877