

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

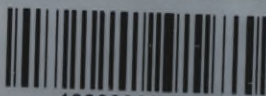
BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

15733

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298914

xxx
399

KRITISCHE BETRACHTUNGEN
ÜBER DIE
VERSUCHE MIT BALKEN AUS EISENBETON,

VON DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE ZU BERLIN ZUR ERLANGUNG
DER WÜRDE EINES DOKTOR-INGENIEURS GENEHMIGTE

DISSERTATION

VON

CARL WIENECKE

AUS KYRITZ.

REFERENT: PROFESSOR BOOST,
KORREFERENT: GEHEIMER REGIERUNGSRAT PROF. Dr.-Ing. MÜLLER-BRESLAU.

Nr. 27921



BERLIN 1908 · WILHELM ERNST & SOHN.

xxx
399

ALS MANUSKRIFT GEDRUCKT.

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKOW**

III15733

Akc. Nr. 3363 149

DEM ANDENKEN MEINES VATERS GEWIDMET.

Inhaltsangabe.

	Seite
A. Überblick über die Entwicklung der Versuchsforschung	1
1. Gustav Adolf Wayss. 2. Die Zeit der Rechnungsversuche 3. Considère und die Neueren. 4. Einteilung der Versuche.	
B. Die Versuche und die Folgerungen	2
I. Festigkeitsprüfungen	2
a) Platten	2
1. Einzelversuche	2
5. Wayss' erste Schauproben. 6. Seine Erklärung vom Verbund. 7. Seine Ansicht von der zulässigen Beanspruchung beider Bestandteile: Eisenzug und Betondruck. 8. Urteil der Anwesenden. 9. Bauschingers Versuche: Hervorhebung der Adhäsionsgrenze. 10. Versuche mit besonders geformten Einlagen. 11. Folgerungen über den Aufbau. 12. Annahmen über die elastischen Vorgänge. 13. Melans Versuch mit Überschreitung der Adhäsion. 14. Einfluß von Wärmeschwankungen auf die Herstellung.	
2. Versuchsreihen von Tutein Noltenius	5
15. Anlage. 16. Beobachtungsweise. 17. Einfluß von Querstäben, 18. des Eisenquerschnittes, 19. der Plattendicke, 20. des Mischungsverhältnisses des Betons und 21. des Alters. 22. Ableitung der Gebrauchslast als Teilwert der Bruchlast.	
3. Versuchsreihen von Sanders	7
23. Anlage. 24. Beobachtungen. 25. Verhältnis zwischen Einlagegröße und Betongüte. 26. Einfluß des Alters, 27. der Betonmischung. 28. Elastisches Verhalten. 29. Haftung der Einlagen.	
4. Versuchsreihen der französischen Regierungskommission	12
30. Anlage. 31. Beobachtungen. 32. Ergebnis im Hinblick auf die Einlage. 33. Ergebnis im Hinblick auf den Beton: Wasserzusatz, Zementgehalt, Alter. 34. Erkenntnis der inneren Vorgänge aus den Durchbiegungen.	
5. Versuchsreihen von Möller	16
35. Anlage. 36. Beobachtungen. 37. Zweck der Versuche für Plattenbau und 38. für Beurteilung von Rechnungsverfahren. 39. Zerstörungsvorgang, Beziehungen zwischen Haftfestigkeit und Betonhülle. 40. Bruch einer Platte ohne Einlage. 41. Einfluß des Betonzuges auf die Bruchlast. 42. Einfluß der Zunahme des Eisengehaltes, 43. der Verschwächung des Druckgurtes, 44. der Längsform der Einlagen. 45. Wirkung von Ziegelbeton gegenüber Gabbrobeton und 46. von Stahl gegenüber Eisen. 47. Abhängigkeit der Festigkeit und der Steifigkeit.	
b) Decken und Balken	23
1. Einzelversuche	23
48. Schauproben. 49. Mängel der Ausführung. 50. Brucherscheinungen bei Balken. 51. Gesetze von Rabut. 52. v. Empergers Biegungssätze. 53. Entlastende Wirkung gegenseitig verspannter Träger. 54. Umgekehrte Momente an den Auflagern. 55. Ver-	

suche über die Verstärkung des Obergurtes an Auflagerquerschnitten von Sanders und 56. bei der Untergrundbahn in Berlin. 57. Versuche über die Wirkung von Einlagen im Obergurt einfacher Balken.	
2. Versuchsreihen von Feret	31
58. Beobachtungsweise. 59. Anlage der Versuche an kleinen Körpern. 60. Zweck der Beobachtungen. 61. Verschiedenheit der Gleitsicherheit der Einlagen. 62. Einfluß einer größeren Zahl gleicher Einlagen, 63. der Verdickung der einzelnen Einlage, 64. der Höhenlage der Eisen, 65. des Alters. 66. Äußere und innere Brucherscheinungen. 67. Übertragung der Ergebnisse auf große Balken. 68. Versuche mit größeren Körpern, ihre Anlage. 69. Ergebnisse: Berechtigung der Auslegungsweise, Höhenlage der Eisen, Wirkung von Querstäben, Vermehrung der Einlagen, Verdickung der Einlagen, Teilung des Gesamtquerschnittes der Einlagen, elastisches Verhalten.	
3. Die Wirkung der Schubspannungen	38
70. Bruchzeichen und Entstehung der Schubspannungen. 71. Ihre Zusammenwirkung mit den Längsspannungen in der Betonmasse. 72. Die Schubspannungen an der Einlage. 73. Rechnerische Größe beider. 74. Hilfsmittel zu ihrer Entlastung.	
4. Versuchsreihen der französischen Regierungskommission	40
75. Anlage. 76. Beobachtungszweck im Hinblick auf Bügeleinlegung. 77. Brucherscheinungen. 78. Wirkung der Bügel nach dem Bruchvorgang, 79. nach der inneren Formänderung, 80. nach dem Vergleich mit Scherversuchen und 81. nach den äußeren Formänderungen. 82. Wert von Bruchversuchen. 83. Anordnung der Bügel. 84. Urteil der Kommission. 85. Schlußurteil.	
5. Die Gleitsicherheit	47
86. Begriff. 87. Chemische Entstehung nach Breuille, 88. mechanische Entstehung. 89. Zerstörung. 90. Einheitsbegriff in Abhängigkeit von der äußeren Erregung.	
6. Versuchsreihen von Probst	50
91. Aufbau. 92. Auslegungsweise. 93. Einfluß der unteren Betonstärke, 94. des Rostes, 95. der Verteilung der Einlage, 96. der Gestalt der Querschnitte. 97. Zulässige Spannung.	
7. Versuchsreihen von v. Bach	54
98. Anlage. 99. Größe des Gleitwiderstandes. 100. Vergleich mit Zugversuchen im Hinblick auf die Einheitsgröße, 101. im Hinblick auf die Bedingungen.	
8. Versuchsreihen von v. Emperger	56
102. Versuchsbegriff. 103. Anlage. 104. Versuchszweck. 105. Versuchsergebnisse im Hinblick auf die Erhöhung der Bruchlast und 105. die Erhöhung der Einheit der zulässigen Haftfestigkeit.	
9. Versuchsreihen von Mörsch	64
107. Zweck und Anlage. 108. Wirkung vermehrten Betonquerschnittes und 109. der Sonderformen der Längseinlage. 110. Schlußfolgerung über die Wirkung der Einlage zweiter Ordnung.	
II. Formänderungsuntersuchungen	69
a) Die Dehnungs- und Spannungsfähigkeit des eisenbewehrten Betons	69
1. Versuche von Considère	69
111. Versuchsfrage. 112. Anlage. 113. Dehnung des eisenfreien Betons, 114. des bewehrten Betons als Zwanzigfaches. 116. Erklärung der größeren Dehnungsfähigkeit unter Biegung und in der Verbindung mit Eisen, 115. der Spannungsfähigkeit aus der Beobachtung und 117. aus einer Rechnung. 118. Considères Sätze.	
2. Versuche der französischen Regierungskommission	74
119. Anlage der Zugversuche. 120. Dehnungsmessung beim Bruch. 121. Befund des Gefüges nach dem Versuch. 122. Ergebnis 1,35 mm auf 1 m Dehnung. 123. Rechnungsbeweis. 124. Die Ansicht der Kommission. 125 und 126. Biegungsversuche. 127. Considères Urteil.	

	Seite
3. Versuche von Schüle	78
128. Anlage. 129. Beobachtungsweise. 130. Zugdehnung bis 1,38 mm auf 1 m. 131. Verlauf der Dehnungen. 132. Bleibende Dehnungen.	
4. Versuche von Rudeloff	81
133. Versuchskörper. 134. Zugdehnung von Eisenbetonprismen 0,0932 mm auf 1 m. 135. Dehnung der Einlage und 136. der Betonhüllen. 137. Änderung der Dehnungs- fähigkeit des Eisenbetons gegenüber Beton und 138. Kraftverteilung im Verbund.	
5. Versuche von Kleinogel	83
139. Anlage. 140. Beobachtungsweise. 141. Biegungsdehnung bis 0,195 mm auf 1 m. 142. Considères Stellung.	
6. Versuche von Mörsch mit Wayss und Freytag	86
143. Anlage. 144. Biegungsdehnung bis 0,5 mm für 1 m.	
7. Versuche von Feret	87
145. Anlage. 146. Feuchte Flecke, Last bei ihrem Eintritt an verstärkten und 147. Bruchlast bei unbewehrten Prismen. 148. Considères Stellung.	
8. Versuche von Talbot und Turneaure	88
149. Anlage. 150. Vier Abschnitte in der Dehnungslinie nach Talbot. 151. Turneaures Versuche. 152. Beziehung der Wasserflecke zum Dehnungsverlauf. Größte Dehnung 0,54 m für 1 m.	
9. Versuche von v. Bach	90
153. Brucherscheinungen. 154. Beziehung der Wasserflecke zur Betonzerstörung. 155. Dehnung des reinen gleich der des bewehrten Betons. 156. Ein Beispiel. 157. Keine Erhaltung der Spannungsfähigkeit. 158. Unterschied von Zug- und Biegungsdehnung. Einfluß der Verteilung der Einlage. 159. Einfluß der Abbindung.	
10. Versuche von Labes	100
160. Abhängigkeit der Dehnungsfähigkeit und der Unterhaltung.	
b) Formänderungen unter Biegung im Balken als Ganzes in Richtung der Längsachse	101
1. Bedingungen für die Gestaltung der Querschnitte	101
161. Für homogene Körper. 162. Für Eisenbeton bei reiner Biegung. 163. Beim Hin- zutritt von Querkraften und 164. im Hinblick auf das Betongefüge. 165. Ergebnis.	
2. Versuche von Schüle	102
166. Anlage. 167. Keine geradlinige Formänderung der Seitenflächen bis zur Bruchlast.	
3. Versuche von Talbot	103
168. Anlage. 169. Geradlinige Formänderung für höhere Laststufen.	
4. Versuche der französischen Regierungskommission	103
170. Geradlinige Formänderung aus Mittelwerten. 171. Abweichungen der einzelnen Zahlen. 172. Plattenbalken.	
5. Die Lage der Nullachse.	104
173. Voraussetzungen der Ableitung. 174. Änderungen der Höhenlage mit steigender Last und auf der ganzen Balkenlänge.	
6. Versuche von Talbot	104
175. Verlauf im Vergleich mit den Dehnungen. 176. Formel für die feste Höhe unter größeren Lasten.	
7. Versuche von Mörsch	105
177. Dauernde Steigung.	
8. Versuche von v. Bach	106
178. Dauernde Steigung mit Knickpunkt.	
9. Versuche der französischen Regierungskommission	106
179. Die gleiche Beobachtung. 180. Formel für höhere Lasten bei rechteckigen Balken und 181. bei Plattenbalken.	
10. Versuche von Schüle an Plattenbalken	106
182. Anlage. 183. Beobachtungsweise. 184. Lage der Nullachse. 185. Folgerung.	

	Seite
11. Die bleibenden Formänderungen	109
186. Bei Zug. 187. Bei Biegung.	
12. Die Gleitung des Eisens	111
188. Versuche von v. Emperger und 189. von v. Bach. 190. Beobachtungen der französischen Kommission an den Enden und 191. im Innern.	
c) Die Formänderungen geneigter Strecken	112
192. Lotrechte Strecken. 193. Unter 45° geneigte Strecken. 194. Dehnung einer Einlage zweiter Ordnung.	
C. Zusammenfassung. 195	113
<hr/>	
Quellenverzeichnis	117

A. Überblick über die Entwicklung der Versuchsforschung.

1. Versuch und Theorie geleiteten gemeinsam den Eisenbetonbau bei seiner Einführung in die weitere deutsche Bauwelt. Gustav Adolf Wayss, der das Recht der Verwendung des Monierpatentes für Deutschland gekauft hatte und der erst den fruchtbaren Gedanken des Eisenbetonbaues — das Eisen so zu legen, daß es die Zugseite des Betons verstärkt — fand, verbreitete im Jahre 1887 eine unter Mitwirkung anderer verfaßte Schrift über „das System Monier in seiner Anwendung auf das gesamte Bauwesen“. Sie enthielt Rechnungsgänge für Balken- und Bogenbauweisen nach der von M. Koenen aufgestellten Theorie, schilderte Eigenschaften und Anwendungsart der neuen Bauweise und führte ihre Tragfähigkeit an einer Reihe von Versuchen vor, die sich auf Platten, Bögen und Röhren erstreckten. Bei den Versuchen wurde die Bildung von Rissen, die Bruchlast und die äußere Formänderung in Gestalt der Durchbiegung der Platten und der Verdrückung der Bögen verfolgt.

2. Diesen Versuchen folgten bald weitere. Sie beschränkten sich im wesentlichen auf die Beobachtung der äußeren Erscheinungen bis zum Bruch und förderten aus der nachdenklichen Betrachtung der Zerstörungsvorgänge und dem Vergleich der Bruchlasten manche Anregung, aber länger als ein Jahrzehnt wurde die Erkenntnis durch Erweiterung der Beobachtungspunkte nicht gefördert. Zwar wurden im Jahre 1894 bei Versuchen, die de Mollins mit Hennebiquebalken in Lausanne ausführte, die Dehnungen des Eisens an Spannungsmessern abgelesen, die an den zu dem Zwecke bloßgelegten Einlagen angebracht waren, jedoch ein bewußter Ausbau der beobachtenden Forschung über das elastische Verhalten der beiden Materialien bei ihrer Vereinigung im Verbundkörper, über die Aufnahme der äußeren Kräfte und die Verteilung der inneren Spannungen fand nicht statt.

Vielmehr wuchs das Bemühen, die Erkenntnis auch der inneren Vorgänge auf dem Wege der Rechnung zu heben, indem auf deduktivem Wege in Anlehnung an die Ergebnisse der Lehre von der Festigkeit homogener Körper abgeleitete Formeln auf ihre Zuverlässigkeit und auf die Richtigkeit ihrer Voraussetzungen an den erreichten Bruchlasten oder an dem Verlauf der Durchbiegungen geprüft wurden, mit der Hoffnung, sie bestätigt zu finden und mit ihnen unter Einstellung eines Sicherheitsgrades allgemeine Rechnungsunterlagen für die neue Bauart geben zu können.

Wohl erhoben sich Stimmen, die meinten, daß die Wechselbeziehungen zwischen Beton und Eisen nicht auf Grund von Annahmen durch Überlegung und durch bloß mathematische Rechnungen klargestellt werden könnten, und daß nur auf einer durch eingehende Versuche gewonnenen Grundlage die analytisch-mechanische Behandlung einsetzen und Formeln entwickeln könne, die das Wesen der inneren Kräfte in mathematischen Zeichen zum Ausdruck brächten. Auch wurde betont, daß manche der angestellten Versuche nur einen beschränkten Vergleichwert hätten und nur wenig Stoff zur allgemeinen theoretischen Erkenntnis der Verbundkörper böten. Die Ursachen davon lägen teilweise in der Beschaffenheit des Betons und in der wesentlichen Abhängig-

keit seiner Eigenschaften — wie Festigkeit auf Zug und Druck, Raummaßänderung, Zusammenhang mit dem Eisen — von der Beschaffenheit des Zements, des Sandes und Schotters, der Menge des Wassers, der Stampfung und manchem anderen. Die Schwankungen in diesen Eigenschaften seien so groß, daß es den Anschein haben könnte, als wäre die Festsetzung allgemein gültiger Werte der maßgebenden Größen kaum möglich.

3. Im Jahre 1899 veröffentlichte Considère eine neue aus Versuchen hergeleitete Ansicht über die Dehnungs- und Spannungsfähigkeit des mit Eisen verbundenen Betons, und seitdem hat im neuen Jahrhundert die Versuchsforschung den inneren Formänderungen erhöhte Aufmerksamkeit zugewandt, während auch die Festigkeitsprüfungen insbesondere in vergleichenden Versuchen über die Wirkung der verschiedenen Anordnung von wagerechten, senkrechten und schrägen Eiseneinlagen der und jener Gestalt fortschritten.

Neben den Einzelforschern, die ihre Mittel und ihre Arbeit in den Dienst der Sache stellten, haben zuletzt die Beiträge dreier öffentlicher Körperschaften die Erkenntnis gefördert. Im Jahre 1906 sind Versuche veröffentlicht worden, die in der Schweiz in der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt in Zürich angestellt wurden; im Jahre 1907 hat die in drei Untergruppen gegliederte Kommission ihre Arbeiten der Öffentlichkeit übergeben, welche von dem französischen Minister der öffentlichen Arbeiten eingesetzt war, um die Fragen zu untersuchen, die mit der Anwendung von armiertem Beton verbunden seien, und um Versuche vorzunehmen und Regeln als Unterlage für die Verwendung dieser Bauart im öffentlichen Baudienste aufzustellen. Endlich ist seit dem Jahre 1905 ein Teil der Arbeiten erledigt worden, für welche die Verwaltung der bei der Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule in Berlin gespendeten Festgabe der deutschen Industrie Mittel bereitgestellt hatte, um die wissenschaftliche Forschung auf dem Gebiete des Eisenbetons in planvoller Weise aufzunehmen, und zwar unter Würdigung der bis jetzt auf diesem Gebiete durchgeführten Versuche sowie unter Berücksichtigung der Bedürfnisse der ausführenden Technik.

4. Überblickt man die ganze Reihe der vorhandenen Versuche, so gliedern sie sich — ohne daß eine strenge Scheidung möglich ist — ähnlich ihrer zeitlichen Folge in zwei Gruppen, die jedoch in manchem sich berühren: einmal Festigkeitsprüfungen, welche die Feststellung der Tragfähigkeit des Versuchskörpers an sich oder im Vergleich zu anderen zum Ziele hatten, und weiter Formänderungsuntersuchungen, die der Aufklärung der elastischen und mechanischen Vorgänge im Innern des Körpers unter der Belastung dienen sollten.

B. Versuche.

I. Festigkeitsprüfungen.

a) Platten.

1. Einzelversuche.

5. Der Zweck der ersten Versuche war lediglich der Nachweis der erhöhten Tragkraft von Zementmischungen mit Eiseneinlagen gegenüber solchen ohne Verstärkung. So wurde als Hauptergebnis der Versuche, die G. A. Wayss im Jahre 1886 in Berlin ausführen ließ, angegeben, daß bei gleicher Dicke, gleichem Zementmaterial und gleicher Spannweite eine etwa 1 m freitragende ebene Zementplatte ohne Einlage bei einer gleichmäßigen Belastung von 517,5 kg für 1 m² brach, während bei der gleichen Platte mit Eiseneinlage der Bruch des Zements erst bei 2763,3 kg für 1 m² erfolgte, und das Geflecht dann noch diese Last weiter mit 13 mm Durchbiegung dauernd trug.

Die Eiseneinlage bildeten in der Längsrichtung Rundeisen von 6 mm Durchmesser in je 10 cm Abstand, über die quer 5 mm starke Rundeisen in der gleichen Entfernung gelegt und an der Kreuzungsstelle durch Drahtumbindung mit den Längsstäben befestigt waren.

6. Bereits bei diesen ersten Versuchen wurde aber versucht, der Ursache der erhöhten Tragfähigkeit nachzugehen. Sie wurde in dem Zusammenwirken des Eisens mit dem Zement infolge einer bisher nicht vermuteten großen „Adhäsion“ zwischen voll erhärtetem Zement und Eisen gefunden. Diese Adhäsion war an Versuchen erkannt worden, bei denen es zweimal mißlang, einen 7 mm starken Eisendraht, der also $0,38 \text{ cm}^2$ Querschnitt und 2,2 cm Oberflächenumfang hatte, aus einem 12 Jahre alten wettererprobten Zementbaluster herauszuziehen. Das erstemal verbog sich der angreifende Hebelarm unter dem aufgehängten absoluten Gewicht von 1350 kg; das zweitemal brach an demselben Versuchskörper bei einem Zuge von rund 1300 kg das unten nicht von Zement umhüllte Ende des Eisenstabes ab.

Wayss wollte schließen, daß bei dem chemischen Prozeß der Zementmörtelerhärtung zwischen der Oberfläche des Eisens und dem Mörtel sich eine höchst haltbare Legierung bilde, nicht aber, daß die Widerstandsfähigkeit des Eisens gegen Herausziehen dadurch entstände, daß bei dem Abbindungsprozeß das eingebettete Eisen besonders fest eingepreßt werde. Damals wurden also schon die Möglichkeiten für die Entstehung der Festigkeit zwischen Beton und Eisen erkannt, die neuerdings wieder zur Erörterung gekommen sind, als es sich um die Wahl eines treffenden Begriffs an Stelle des aufgegebenen Wortes Adhäsion — ob Haftfestigkeit oder Gleitwiderstand — und um die Klarstellung seiner Entstehung — ob mehr auf mechanischem oder auf chemischem Wege — handelte.

7. Als Gedanke des Eisenbetonbaues schwebt Wayss vor, die hohe Druckfestigkeit des Zements und die vortreffliche Zähigkeit des Eisens durch Anwendung jedes dieser Stoffe an der rechten Stelle zu gemeinsamer Wirkung zu vereinigen. Er glaubt, daß die gemeinschaftliche Wirkung beider Bestandteile da ihre Grenze habe, wo die Beanspruchung des einen nicht mehr im richtigen Verhältnisse mit der des anderen stände. An dieser Grenze träte die Zerstörung des stärker beanspruchten Teiles ein, während der andere noch weiter wirke. Zugfestigkeit des Eisens und Druckfestigkeit des Betons waren also die beiden Eigenschaften, die nach den ersten Versuchen für die Festigkeit der Eisenbetonbauten als bestimmend angesehen wurden, wenn auch schon der Zusammenhang zwischen Zement und Eisen, Adhäsion damals genannt, mit in Betracht gezogen wurde.

8. Daneben spielte bei diesen Proben die Feuersicherheit der ganzen Konstruktion, ihre Widerstandsfähigkeit gegen Stöße und die Rostbeständigkeit der Eiseneinlagen eine Rolle. Die durch die Versuche gewonnenen Ergebnisse wurden von den bei der Probe Anwesenden, worunter sich eine große Zahl geladener Architekten und Ingenieure befand, als derartig überzeugend erachtet, daß das Urteil allgemein dahin abgegeben werden konnte, daß die Moniersche Bauweise in höchstem Maße beachtenswert und nach den verschiedensten Richtungen hin — in vorläufig noch unabsehbarer Weise — nutzbringend zu verwerten sei.

9. Im folgenden Jahre — 1887 — nahm Bauschinger¹⁾ auf dem Bauplatze der Münchener Niederlassung von Wayss Versuche mit neun Platten vor, deren Spannweiten sich zwischen 1 und 3 m um je 50 cm unterschieden, und die mit Geflechteinlagen von 5 bis 6 cm Maschenweite aus 5 bis 6 mm dicken Eisenstäben versehen waren. In dem Ergebnis bemerkte er, daß es bei der Verwendung von Eisengerippen, welche im Beton

¹⁾ Versuche an verschiedenen nach dem System Monier hergestellten Objekten, München 1887.

eingebettet sind, wie es im Wesen der Monierschen Bauart liege, — abgesehen von den Fragen des Verhaltens der beiden Materialien bei wiederholtem Temperaturwechsel und der Möglichkeit der Zerstörung und Lockerung der Eiseneinlagen durch Rosten — hauptsächlich auf die Größe der Adhäsion des Betons am Eisen ankomme, die also damit neben der Druckfestigkeit des Betons und der Zugfestigkeit des Eisens zum Dritten als mögliche Bruchursache klarer erkannt wurde.

10. Eine Erhöhung der Festigkeit der Eisenbetonplatten wurde bald auf dem Wege der Sicherung des Verbandes zwischen Längs- und Querstäben und durch neue Formen von Eiseneinlagen gesucht. Bruchversuche, die mit Platten, bei denen die Einlage aus einem zusammenhängenden als Längseisen hin und her laufenden und sodann ebenso in der Querrichtung gewebeartig über und unter die Längsstäbe greifenden Eisen gebildet war, oder die mit einer Verstärkung durch ein aus Blech gestanztes, auseinandergezogenes Gitterwerk versehen waren, sollten die größere Tragfähigkeit solcher besonderen Bauweisen zeigen.

11. Diese und andere Einzelversuche sind gelegentlich in der Literatur vergleichend verwertet worden, wenn auch bei ihrer Verschiedenheit nur eine schmale gemeinsame und immerhin unsichere Grundlage gefunden werden konnte. Aus Gegenüberstellungen der Bruchlasten wurde erkannt — indem als Bruch der aufgenommenen größten Angriffsmomente und von gedachten, nach gewissen Voraussetzungen errechneten Widerstandsmomenten eine größte erdachte Biegungsspannung ermittelt wurde —, daß mit fetteren Betonmischungen gegenüber den mageren eine größere Tragfähigkeit zu erreichen sei, daß ebenso durch Mehrzugabe von Eisen die Festigkeit erhöht werde, und daß die günstigste Lage für die Eiseneinlagen möglichst nahe dem unteren Rande des Querschnittes sei, wobei jedoch zum Schutze der Eiseneinlagen gegen Verrosten und unvermittelte Temperaturschwankungen, sowie zur Erzielung einer genügenden Einhüllung des Eisens behufs möglichst innigen Verbandes und guter Spannungsübertragung ein gewisser, der jeweiligen Bestimmung entsprechender Abstand der Eiseneinlagen von dem Umfange unerläßlich sei.

12. Bei der Zerstörung zeigten sich in der Regel zuerst in der mittleren Gegend auf der Unterfläche der Platten Risse, die sich bei weiterer Belastung allmählich erweiterten, bis der Bruch unter Zerdrückung des Betons auf der oberen Seite langsam erfolgte. Die Beobachtung dieser Aufeinanderfolge der Brucherscheinungen führte zu einem Satze über das statische Verhalten von Beton und Eisen im Verbundkörper, den v. Emperger im Jahre 1897 dahin aussprach, daß die Monierplatte als ein Bauteil erkannt sei, der bei fortschreitender Belastung von 0 bis zur Bruchlast zwei abweichende statische Phasen zwischen drei wesentlich verschiedenen Bruchgrenzen durchmache.

Diese Reihenfolge sei folgende:

I. Phase der zulässigen Lasten bis zur Bruchgrenze 1: Zerreißen des Betons.

II. Phase der Bruchlasten bis zur Bruchgrenze $\left\{ \begin{array}{l} 2: \text{Zerdrücken des Betons.} \\ 3: \text{Zerreißen des Eisens.} \end{array} \right.$

Demgemäß wäre eine Monierplatte so zu bemessen, daß im Augenblicke des Bruches die Grenzen 2 und 3 zusammen eintreten würden, das heißt, das Eisen unten zerrissen und der Beton oben zerdrückt werde. Es wäre daher das Verhältnis des Querschnittes zwischen Beton und Eisen eine allen Phasen und Rechnungen eigene und maßgebende feste Zahl und als Grundlage der Berechnung vorzuschlagen. Unter Voraussetzung von Durchschnittswerten für die Festigkeit der beiden Bestandteile wurde angenommen, daß die zweckmäßigste Anordnung der Eisen- und Betonquerschnitte vorhanden sei, wenn sie sich wie 1:75 verhalten.

13. Erwähnenswert ist ein Versuch, den Melan¹⁾ im Jahre 1899 mit einer bewehrten Betonplatte unternahm. An ihrer Unterseite war ein \perp -Eisen, das 40 mm hoch, 40 mm breit und 6 mm stark war, so eingebettet, daß seine untere Begrenzung frei und eben mit der Plattenunterkante lag. Die Platte war 40 cm breit, 10 cm dick, 1,20 m lang und wurde mit steigender Einzellast in der Mitte über einer Stützweite von 1 m bis zum Bruche belastet. Sie sollte dem Vergleiche mit einer Anzahl gleicher, jedoch unbewehrter Betonplatten desselben Alters dienen, deren Prüfung zum Zwecke einer genaueren Erkenntnis der Elastizitätsverhältnisse des Betons erfolgte. Die verstärkte Platte zeigt ein etwa fünfmal größeres Tragevermögen als die aus reinem Beton gefertigten Platten. Der Bruch erfolgte — nachdem vorher an der Unterseite der Platte im Beton Risse bemerkt worden waren —, indem das Eisen nicht zerbrach, sondern nur gebogen und aus der einen Hälfte der in der Mitte gebrochenen Platte etwas herausgezogen wurde, ein Ergebnis, das auf die Frage der Zerstörung des Verbundes durch Gleiten oder Absprengung der Einlagen hinleiten konnte.

14. Über den Einfluß von Wärmeschwankungen während des Abbindens auf die Festigkeit sind Erfahrungen von Bedeutung, die bei Versuchen der preußischen Staatseisenbahnverwaltung von W. Platt²⁾, M. v. d. Bercken und dem Verfasser in Verbindung mit M. Koenen im Anfang des Jahres 1903 gemacht wurden. Bei Proben mit Monierplatten, die mit 85 cm Stützweite zwischen Eisenbetonböcken als Belag für die Bahnsteige der Berliner Stadtbahn dienen sollten, hatte sich mit einem vielfachen der in Rechnung gestellten Gebrauchslasten immer eine befriedigende Tragfähigkeit ergeben. Nach der Verlegung der Platten zeigte ein Teil unter der Verkehrslast Risse; es stellte sich heraus, daß dieser in den Wintermonaten während der Erhärtung Frostwirkungen ausgesetzt gewesen war. Dies Ergebnis erfordert Beachtung im Hinblick auf die bisweilen ausgesprochene Ansicht, daß der Frost zwar das Abbinden des Betons unterbreche, auf die endgültige Festigkeit dagegen keinen Einfluß ausübe.

2. Versuchsreihen von Tutein Noltenius (Holland).³⁾

15. Eine zusammenhängende Gruppe von Versuchen wurde von Tutein Noltenius, Ingenieur des holländischen Wasserbauamts, in den Jahren 1894 und 1895 ausgeführt, und zwar in drei Reihen, von denen die letzte etwas später folgte.

Die Reihe a umfaßte 13 Platten von 2 m Länge, 40 cm Breite und 5 cm Dicke. Sie wurden über einer Stützweite von 1,90 m mit zwei symmetrisch der Mitte in 25 cm Abstand liegenden Einzellasten belastet.

Reihe b: 15 Platten von 82 cm Länge, 47 cm Breite und 3 cm Dicke. Die Belastung griff wie bei der Reihe a jedoch mit 17 cm Lastabstand über einer Stützweite von 68 cm an.

Reihe c: 10 Platten von 2,10 m Länge, 40 cm Breite und 5 cm Dicke. Die Belastung erfolgte wie bei der Reihe a, jedoch über 2 m Stützweite.

Die Verstärkung aller Platten bestand aus Rundeisen, die in der Längsrichtung mit 6 cm Abstand, bei einigen Platten noch näher aneinander verlegt wurden. Der Durchmesser der Einlagen schwankte zwischen 4 mm und 7 mm, die Entfernung ihrer Mitten von der Unterkante der Platten zwischen einem Achtel und einem Drittel der Plattendicke. Ein Teil der Platten der beiden ersten Reihen hatte außer den Längseisen in der Querrichtung 4 mm bis 5 mm starke Rundeisen, die teils lose auflagen, teils an

¹⁾ Melan: Über Biegebruchversuche mit Betonplatten, Brünn 1899.

²⁾ Platt: Die Erhöhung der Bahnsteige der Berliner Stadtbahn, Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1903.

³⁾ Zeitschrift d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1896/97.

den Kreuzungsstellen mit den Längsstäben durch dünnen Draht verbunden, teils abwechselnd über und unter die Längsstäbe greifend mit diesen gewebeartig verflochten waren. Die Maschen der aus den Längs- und den Quereisen entstehenden Netze waren teils quadratisch, teils hatten die Querstäbe nur 4 cm Abstand bei 6 cm Entfernung der Längsstäbe; die Maschenweite unterschied sich also nur wenig von der Trägerhöhe. Die in späteren Versuchen verwandten Platten der Reihe c waren auch an der oberen Seite mit einer Reihe von Eisenstäben versehen. Man wollte dadurch die Druckspannungen an der oberen Seite, wie die Zugspannungen an der unteren Seite, aufnehmen und so die Tragfähigkeit erhöhen. Die Stäbe an der oberen Seite lagen gleichlaufend zu den Hauptstäben, waren indessen kürzer, weil man schon beobachtet hatte, daß der Bruch stets nahe oder in der Mitte stattfand.

Der Beton enthielt 1 Teil Zement auf 1, 2 oder 3 Teile Sand. Die Belastung erfolgte 4 bis 5 Wochen nach der Herstellung, bei einer Platte nach einem Jahre.

16. Außer den Zerstörungserscheinungen wurden die Durchbiegungen beobachtet. Bei Aufbringung einer höheren Last vergrößerte sich die Durchbiegung; innerhalb der Grenzen der zulässigen Lasten kam der Zeiger des Durchbiegungsmessers jedoch nach einiger Zeit zur Ruhe, und sein Ausschlag vergrößerte sich nicht wesentlich mehr, auch wenn die Last eine Stunde und länger auf der Versuchsplatte liegen blieb. Wurde die Belastung eingestellt und entlastet, so ging die Einsenkung zurück, verschwand aber nicht ganz. Sobald die Bruchbelastung erreicht war, kam der Zeiger jedoch nicht mehr zum Stillstand, sondern bewegte sich gleichmäßig weiter, bis endlich eine Beschleunigung eintrat, die der Vorbote des Bruches war.

17. Aus der Gesamtzahl standen für den Vergleich einer Festigkeitsbedingung immer nur wenige ähnliche Versuchskörper zur Verfügung, da fast alle in manchem voneinander verschieden waren. Man fragte sich:

Welchen Einfluß üben die Querstäbe aus?

Die Anwendung von Quereisen und weiter ihre Anbindung an die Längsarmierung erhöhten die Bruchlasten nicht. Das Flechten der Stäbe erwies sich als nachteilig. Die Hauptstäbe verloren dadurch ihre gerade Richtung und bildeten Wellen, welche anscheinend weniger gut die Zugspannungen aufnehmen konnten und weiter verursachten, daß bei der durch die Belastung hervorgerufenen Ausdehnung der Beton zerbröckeln würde, wodurch dann die Adhäsion zwischen Eisen und Beton verloren ginge. Dabei ist wohl zu bedenken, daß in den Längseisen unter der Wirkung von Zugspannungen Biegemomente eintreten, die die Eisen gerade strecken wollen und dabei eine sprengende Wirkung auf den Beton ausüben.

18. Welchen Einfluß übt der Gesamtquerschnitt der Hauptstäbe aus?

Die Tragfähigkeit wuchs mit der Vermehrung des Eisens und zwar glaubte man, aus den ersten beiden Versuchsreihen schließen zu können, daß dies im Verhältnis der dritten Wurzel aus den Eisenquerschnitten geschähe, änderte diese Vermutung aber nach der dritten Versuchsreihe unter einer gleichzeitigen Gegenüberstellung anderer Versuche in den Satz ab, daß die Tragfähigkeit der Monierplatten im gleichen Verhältnis mit dem Gesamtquerschnitt der Hauptstäbe zunähme, und daß man Monierplatten von verschiedenen Abmessungen miteinander vergleichen könne, wenn das Verhältnis zwischen der Plattendicke und der Höhe einer Eisenschicht, die bei gleichmäßiger Verteilung aller Längseinlagen über die ganze Plattenbreite entstände, das gleiche sei.

Man glaubte, daß die Entfernung der Hauptstäbe nicht größer als 6 cm in der Praxis sein dürfe und schloß, daß das Verhältnis zwischen Eisen und Beton etwa 1:78 sein, also etwa 1,3 Hundertstel des ganzen Querschnitts ausmachen müsse.

Die Einlegung der oberen Stäbe bei den Platten c hatte weder hinsichtlich der Tragfähigkeit noch hinsichtlich der Durchbiegung nennenswerte Unterschiede gegen ähnliche Platten der Reihe b, die nur unten bewehrt waren, ergeben.

19. Welchen Einfluß übt die Betondicke aus?

Unter Betondicke wurde die ganze Plattendicke verstanden; es wurden also auch die Betonteile unterhalb der Eisen eingestellt, und es wurde die Höhenlage der Eisen innerhalb des Querschnittes nicht in Rechnung gezogen, obwohl einzelne Versuche die stärkende Wirkung eines geringeren Abstandes der Stäbe von der Unterkante andeuteten. Man meinte aus den Versuchen der Reihen a und b zu sehen, daß die Festigkeit im Quadrate der Plattendicke zunähme, und damit die Möglichkeit eines Vergleiches mit dem Verhalten homogener Körper eröffnen zu können. Mit Hilfe von Beobachtungen der Durchbiegungen, die schon bei den Reihen a und b eine große, beinahe bis zur Bruchbelastung anhaltende Elastizität mit viel größeren Einsenkungen ergeben hatten, als sie mit unbewehrten Betonplatten erreicht wurden, und für die man bei weiteren Versuchen der Reihe c zu erkennen glaubte, daß sie innerhalb gewisser, nahe dem Bruche liegender Grenzen, in gleichem Verhältnis wie die Belastung zunähmen, schloß man weiter, daß die Monierplatte, was Stärke und Durchbiegung anlangt, sich wie eine homogene Platte mit gleichen Elastizitätskoeffizienten für Zug und Druck verhalte, und daß innerhalb der für den Gebrauch genügenden Grenzen die gewöhnlichen Formeln für hölzerne Bohlen auf Tragfähigkeit und äußere Formänderung der Monierplatten Anwendung finden können.

20. Welchen Einfluß übt das Verhältnis zwischen Zement und Sand auf die Tragfähigkeit der Platten aus?

Während bei reinen Betonplatten die Tragfähigkeit mit dem größeren Zementzusatz stets zunähme, sei dies nach den Versuchen mit Monierplatten nicht der Fall, da von den verwandten drei Mischungen die mittlere mit einem Teile Zement und zwei Teilen Sand die größte Tragfähigkeit zeigte. Dagegen werde bei kräftigerer Mischung die Steifigkeit größer, da die Durchbiegungen der Platten mit einer Mischung 1:3 wesentlich größer seien, als die im Verhältnis 1:2 hergestellten, jedoch scheine auch dabei eine Grenze zu bestehen, da bei der Mischung zu gleichen Teilen die Durchbiegung nicht mehr kleiner werde als bei den im Verhältnis 1:2 gemischten Platten.

21. Über den Einfluß des Alters der Körper auf die Tragfähigkeit erlaubte die geringe Zahl der möglichen Vergleiche nur die Vermutung, daß die Festigkeit und die Steifigkeit mit der Zeit zunähme.

22. Welcher Sicherheitskoeffizient ist anzunehmen?

Unter der Voraussetzung der Verwendung der Platten in Bauten, die keiner oder nur geringer abwechselnder Belastung ausgesetzt seien, erschien es zulässig, für die Platten eine Gebrauchslast von einem Viertel der erzielten Bruchlast festzusetzen. Für die Platten der Reihen a und b waren nach der unter 19 entwickelten Rechnungsannahme aus der Teilung des Bruchmomentes durch das Widerstandsmoment des Plattenquerschnittes Randspannungen von 153 und 137 kg für 1 cm² bestimmt worden, so daß also die Berechnung der Monierplatten bei Innehaltung des vorgeschlagenen Verhältnisses der Eiseneinlage als homogener Balken mit etwa 35 kg zulässiger Beanspruchung für 1 cm² vorgeschlagen wurde. Diese Versuche haben heute nur geschichtlichen Wert.

3. Versuchsreihen von Sanders (Holland).¹⁾

23. 40 Platten sind von L. A. Sanders, Ingenieur der Amsterdamer Zement-Eisenwerke (Amsterdam), im Jahre 1901 untersucht worden. Es war ein Plan so aufgestellt

¹⁾ Beton u. Eisen 1902, Heft IV.

worden, daß in schärferer Form als früher aus Gruppen ein Urteil über den Einfluß des Alters, der verschiedenen Betonmischungen und des Wechsels der Armierungsverhältnisse gewonnen werden konnte. Die Bauart der Platten und die Art ihrer Belastung zeigen die Abb. 1 und die Zusammenstellung 1.

Zusammenstellung 1.

Nr.	Alter Tage	Breite cm	Einlage			Beton	Bruch- moment kgm	Rißbildung
			Anzahl der Rundeisen	Durch- messer mm	%			
1	28	15,2	3	9	1,39	1 : 2	3028	Zugseite
2	28	16,45	3	10	1,59	1 : 2	3302	"
3	28	17,1	3	11	1,86	1 : 2	3473	"
4	28	19,00	4	11	2,22	1 : 2	4190	Druckseite
5	28	15,2	6	9	2,78	1 : 2	4551	"
6	89	15,2	3	9	1,39	1 : 2	3400	Zugseite
7	89	15,45	3	10	1,59	1 : 2	3842	"
8	89	17,1	3	11	1,86	1 : 2	4209	"
9	89	19,00	4	11	2,22	1 : 2	4977	"
10	89	15,2	6	9	2,78	1 : 2	5702	"
11	31	15,9	3	9	1,39	1 : 2 : 2	3245	Zugseite
12	31	16,45	3	10	1,59	1 : 2 : 2	3463	"
13	31	17,1	3	11	1,86	1 : 2 : 2	3921	"
14	32	19,00	4	11	2,22	1 : 2 : 2	4462	"
15	32	15,2	6	9	2,78	1 : 2 : 2	5548	Druckseite
16	92	15,2	3	9	1,39	1 : 2 : 2	3573	Zugseite
17	92	16,45	3	10	1,59	1 : 2 : 2	3766	"
18	92	17,1	3	11	1,86	1 : 2 : 2	4365	"
19	105	19,00	4	11	2,22	1 : 2 : 2	4803	"
20	105	15,2	6	9	2,78	1 : 2 : 2	6270	Druckseite
21	31	15,2	3	9	1,39	1 : 3	2573	
22	31	16,45	3	10	1,59	1 : 3	2598	Zugseite
23	31	17,1	3	11	1,86	1 : 3	2445	Druckseite
24	31	19,00	4	11	2,22	1 : 3	2342	Scherrisse
25	31	15,2	6	9	2,78	1 : 3	2638	"
26	93	15,2	3	9	1,39	1 : 3	3392	Zugseite
27	93	16,45	3	10	1,59	1 : 3	3598	"
28	93	17,1	3	11	1,86	1 : 3	3758	Druckseite
29	93	19,00	4	11	2,22	1 : 3	3524	Scherrisse
30	94	15,2	6	9	2,78	1 : 3	3524	"
31	33	15,2	3	9	1,39	1 : 3 : 3	2911	(vor der Prüfung verletzt)
32	33	16,45	3	10	1,59	1 : 3 : 3	2820	Druckriß
33	34	17,1	3	11	1,86	1 : 3 : 3	3039	Scherriß
34	34	19,00	4	11	2,22	1 : 3 : 3	3510	"
35	34	15,2	6	9	2,78	1 : 3 : 3	3733	"
36	22	15,2	3	9	1,39	1 : 3 : 3	3683	Scherriß
37	22	16,45	3	8	1,01	1 : 3 : 3	2862	(Fehlversuch)
38	22	17,1	3	11	1,86	1 : 3 : 3	3623	Druckriß
39	22	19,00	4	11	2,22	1 : 3 : 3	3799	Scherriß
40	22	15,2	6	9	2,78	1 : 3 : 3	3832	"

Die Eiseneinlagen hatten eine Zugfestigkeit von 3600 bis 4000 kg für 1 cm². Sie bestanden aus Rundeisen von 9, 10 oder 11 mm Durchmesser, wiesen also in der

Stärke nur geringen Unterschied auf. Es blieb also für alle Proben annähernd das Verhältnis des Querschnittes und der eingebetteten Oberfläche, d. h. die Flächenbedingung für den Verbund zwischen den Eisen und dem Beton gleich.

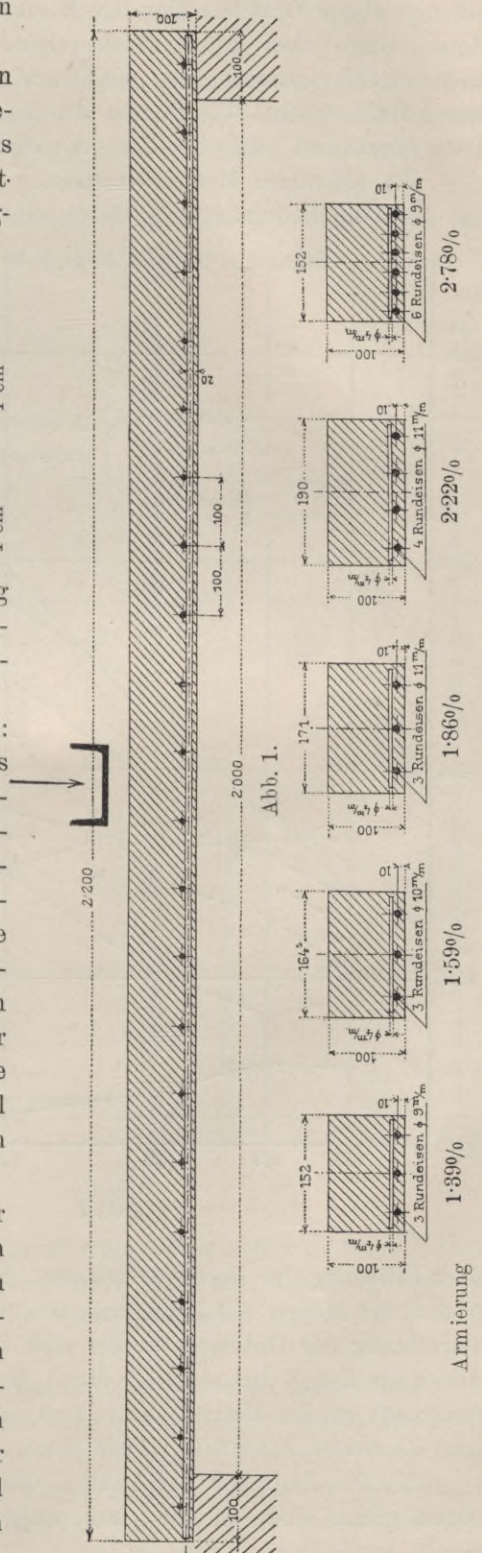
Die bei den Versuchsplatten verwendeten Betonmischungen waren von verschiedenem Zementgehalte, teils nur unter Zusatz von Sand, teils mit Beigabe von Sand und Schotter hergestellt. Zug- und Druckversuche ergaben für die Festigkeit in kg für 1 cm² folgende Mittelwerte:

	1:2		1:2:2		
bei dem Beton	Zug, Druck;		Zug, Druck;		
auf					
nach 1 Monat	36,9,	200;	27,7,	199;	} kg für 1 cm ²
nach 3 Monaten	40,6,	247;	32,2,	257,7;	
	1:3		1:3:3		
bei dem Beton	Zug, Druck;		Zug, Druck;		
auf					
nach 1 Monat	15,6,	75,3;	7,4,	70	} kg für 1 cm ²
nach 3 Monaten	18,8,	78,5;	15,3,	120,5	

24. Beobachtet wurden unter der Wirkung der in der Mitte angreifenden wachsenden Einzelast der Vorgang der Zerstörung und die Durchbiegungen.

Die Brucherscheinungen waren verschieden: teils Risse im unteren, teils Zerdrückung des Betons im oberen Teile, teils Risse in den Seitenflächen, die auf Wirkung von Scherkräften zurückgeführt wurden. Sie sind in der Zusammenstellung 1 verzeichnet. Dort sind auch die Angriffsmomente angegeben, die im Augenblicke des Bruches vorhanden waren, und zwar umgerechnet auf eine einheitliche Plattenbreite von 1 m. Ihr Vergleich ermöglicht ein Urteil über die Einflüsse der wechselnden Größen auf die Tragfähigkeit, wenn die Versuchsergebnisse wohl auch hier und da Unregelmäßigkeiten in sich bergen.

25. Die Momente sind als Höhen unter Kennzeichnung der Bruchvorgänge aufgetragen und lassen in den Linienzügen der Abb. 2 den Einfluß der Verstärkung der Einlage bei Anwendung einer gleichen Betonmischung und in der Abb. 3 den Einfluß einer besseren Betonmischung bei Festhaltung ein und derselben Eiseneinlage erkennen. Als Längen sind in der Abb. 2 die Verhältniswerte des Eisengehaltes und in der Abb. 3 die Druckfestigkeit der Betonarten in den beiden Altersstufen angenommen.



Es zeigt sich, daß bei ärmeren Betonarten durch die Vermehrung der Eisen-
einlagen nur eine geringere Erhöhung der Tragfähigkeit erzielt wird und nur bis zu
einer gewissen Grenze. Der Bruch erfolgt, je stärker die Einlage und je geringer der
Beton, desto eher unter weitgreifenden Zerstörungen im Beton. Ebenso wird bei
kleineren Eisenquerschnitten die Bruchlast durch Verbesserung des Betons nur in min-
derem Maße erhöht. Die Platten wurden, je besser der Beton und je kleiner das Eisen,
desto eher durch einfache Risse von der gezogenen Seite aus zerstört.

Die günstigste Materialausnutzung nach dem Gesichtspunkt der Tragfähigkeit wird
also für jede Betonmischung durch eine bestimmte Menge Eisen gegeben; wird diese

überschritten, so folgt die Erhöhung der Tragfähigkeit nicht mehr mit
gleichem Schritt. Die Grenze zeigen die Punkte
an, die in der Abb. 2 den
Übergang von den nach
oben zu den nach unten
geöffneten Bogenzügen
bilden. Nach den Ver-
suchsergebnissen hätte
für den Beton 1:3 die
Grenze der günstigsten
Ausnutzung der Eisen-
einlage zwischen 1,59 und
1,86 % , für die Mischung
1:3:3 und 1:2 zwischen
1,86 und 2,22 % gelegen,
während für den Beton
1:2:2 abzuwarten ge-
wesen wäre, ob bei einer
Steigerung der Einlage
über 2,78 % sich die
Linie der ertragenen
Momente mit geringerem
oder größerem Neigungs-
winkel fortgesetzt hätte.

26. Der Einfluß des
Alters machte sich bei
sonst gleichen Platten in

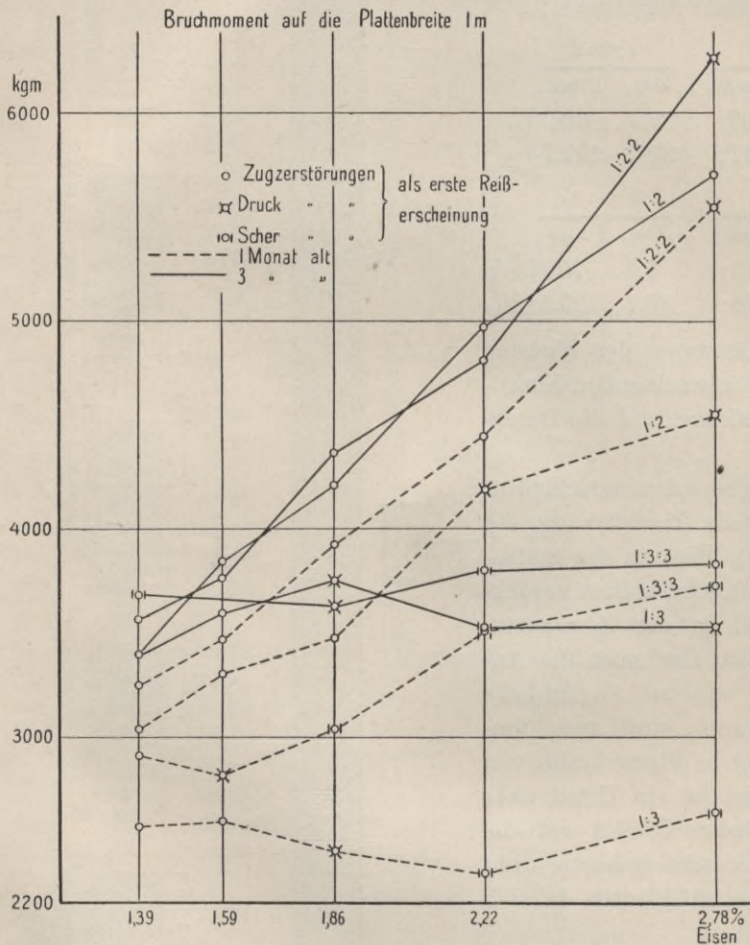


Abb. 2.

einer Erhöhung der Festigkeit geltend. Diese Erhöhung scheint desto größer zu sein, je
größer die Menge des Zementzusatzes im Verhältnisse zur Gesamtmasse ist, denn die
Betrachtung der Ordinaten in der Abb. 2 zeigt, daß die Abstände zwischen den Bruch-
momenten der 3 Monate und der 1 Monat alten Probekörper (also die Erhöhung der
Festigkeit) bei den Mischungen 1:3:3 und 1:2:2 geringer sind als bei denen mit einem
Teile Zement auf 3 oder 2 Teile Sand.

27. Die Festigkeit der Platten, die mit verschiedenen Betonarten hergestellt, sonst
jedoch gleich sind, ist nicht nur von der in dem Beton enthaltenen Zementmenge ab-
hängig, sondern auch von der Zusammensetzung der Beigabe. Die Mischung von Zement

und Sand ergab nach der Abb. 2 im allgemeinen Platten von geringeren Bruchlasten, als wenn diesem Mörtel aus Zement und Sand noch eine dem Sandzusatz gleiche Menge Schotters zugegeben wird und daraus Platten hergestellt werden: Die Eisenbetonbalken aus Beton 1:3:3 waren tragfähiger als die aus 1:3, und die mit 1:2:2 im allgemeinen tragfähiger als die mit 1:2. Nach dem gleichen Gesetze verhielten sich die Druckfestigkeiten der 3 Monate alten nichtarmierten Probekörper (s. die Zusammenstellung im Abschnitt 23), wohingegen die Zugfestigkeit bei Zusatz von Schotter bei allen unbewehrten Proben sank.

28. Zur Kennzeichnung des elastischen Verhaltens sind die Durchbiegungen nach den von Sanders angegebenen Zahlen für die einen Monat alten aus Beton 1:2:2 gefertigten Platten verschiedener Armierung

und für die Platten mit 2,22% Eiseneinlage und verschiedener Betonmischung für beide Altersstufen in den Abb. 4 und 5 als Längen zu den Lasten als Höhen aufgetragen. Es ist zu erkennen, daß mit der Tragfähigkeit auch die Steifigkeit zunimmt, denn die Einsenkungen werden mit wachsender Eiseneinlage kleiner. Ebenso nehmen sie bei der Verwendung druckfesteren Mörtels und mit höherem Alter ab. Die Durchbiegungen wachsen nicht im selben Verhältnis mit den Lasten, wie es Tutein Noltenius noch angenommen hatte, sondern sie wachsen schneller als die Lasten.

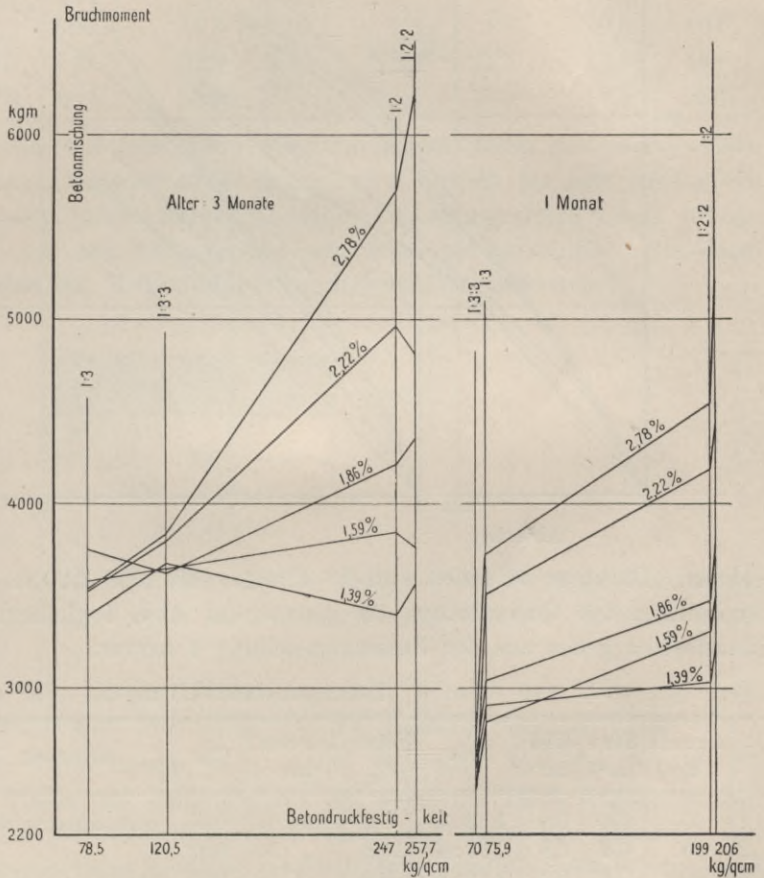


Abb. 3.

Die ersten Risse wurden meist unter der Bruchlast oder wenig vorher entdeckt. Dieser Umstand und auch der im einzelnen unregelmäßige Verlauf der Durchbiegungen läßt vermuten, daß die bei den Versuchen zur Verfügung stehenden Hilfsmittel noch unvollkommen waren.

29. Es war eingangs bemerkt, daß die Beziehungen zwischen gezogener und anhaftender Eisenfläche hier bei allen Balken annähernd gleich liegen. Außer der haftenden Eisenfläche kommt aber für den Verbund auch noch die Breite der Betonschicht in Höhe der Einlagen in Betracht. Diese ist hier besonders bei den am stärksten bewehrten Platten weitaus geringer. Das wirkt bei der Entstehung der gerade bei diesen Platten vorhandenen Querrisse mit.

4. Versuchsreihen der französischen Regierungskommission (Paris).¹⁾

30. Die zweite Untergruppe der französischen Regierungskommission stand unter dem Vorsitz von Considère; ihre Versuche wurden von Mesnager und Mercier aus-

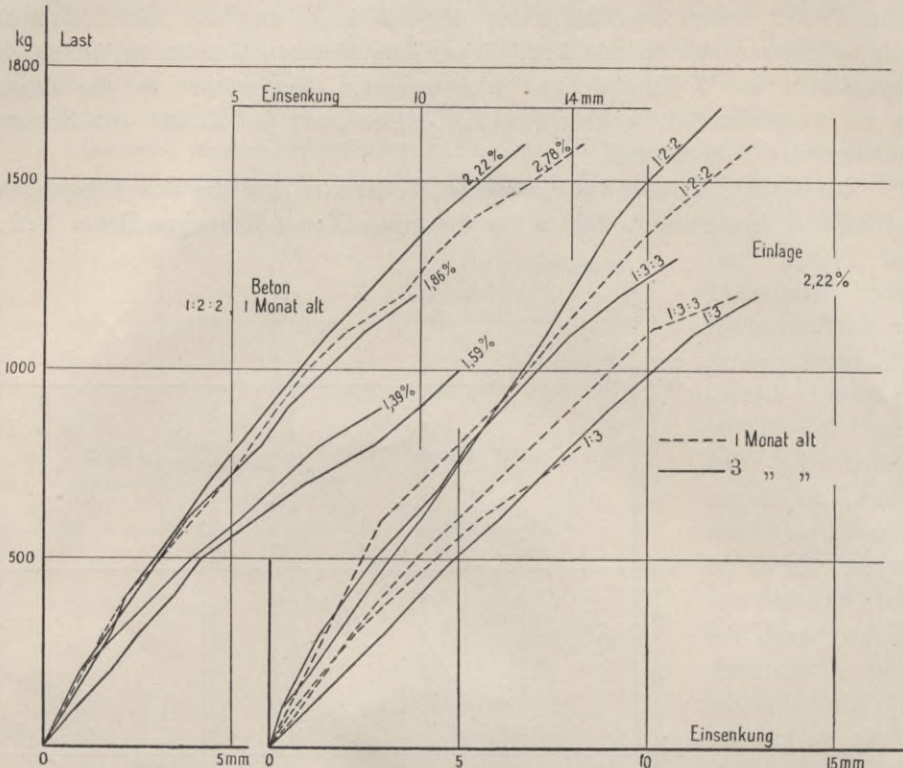


Abb. 4.

Abb. 5.

geführt. Darunter befanden sich 13 Platten, die alle 2,20 m lang waren und in der Anordnung des Querschnittes im ganzen der Abb. 6 glichen. Die unterscheidenden Einzelheiten gehen aus der Zusammenstellung 2 hervor.

Zusammenstellung 2.

Nr.	Zement kg	Sand m ³	Kies m ³	Teile	Wasser %	Durchm. mm	%	Endigung	Alter	erst. Riß kg	Bruch kg
1	300	0,4	0,8	1 : 2 : 4	8,2	Stahl 10	0,63	glatt abgeschnitten	2 Monate	1120	3120
2	300	0,4	0,8	1 : 2 : 4	10,8	" 10	0,63	"	"	720	2720
3	300	0,4	0,8	1 : 2 : 4	8,2	" 10	0,63	gabelartig aufgebogen	"	1120	2920
4	300	0,2	1,0	1 : 1 : 5	8,1	" 10	0,63	glatt abgeschnitten	"	1120	2920
5	300	0,6	0,6	1 : 3 : 3	8,3	" 10	0,63	"	"	920	2920
6	300	0,4	0,8	1 : 2 : 4	10,0	" 10	0,63	"	"	720	2920
8	400	0,4	0,8	1 : 1,5 : 4	9,0	" 10	0,63	"	"	1320	2920
9	250	0,4	0,8	1 : 2,5 : 5	8,2	" 10	0,63	"	"	920	2720
10	300	0,4	0,8	1 : 2 : 4	8,2	" 15	1,41	"	"	1120	5920
11	300	0,4	0,8	1 : 2 : 4	8,2	Eisen 5	0,16	"	"	720	920
12	300	0,4	0,8	1 : 2 : 4	8,2	Stahl 10	0,63	"	15 Tage	920	2720
13	300	0,4	0,8	1 : 2 : 4	8,2	" 10	0,63	"	8 "	920	2720
14	300	0,4	0,8	1 : 2 : 4	10,5	" 10	0,63	"	2 Monate	720	2520

¹⁾ Commission du ciment armé: expériences, rapports et propositions, instructions ministérielles relatives à l'emploi du béton armé, Paris 1907.

Die Eiseneinlagen ergaben bei Versuchen folgende Mittelwerte:

	Spannung in kg für 1 cm ²		Bruchdehnung in Hundertstel der Länge
	an der Elastizitätsgrenze	beim Bruch	
Rundeisen von 5 mm Durchmesser	2770	3900	13,75
Runde Stahlstäbe von 10 mm Durchmesser	2600	3900	26,00
Runde Stahlstäbe von 15 mm Durchmesser	3100	4280	26,25

Die Bindemittel ergaben aus Brikettproben folgende Festigkeit in kg für 1 cm²:

	Zement				hydraulischer Kalk			
	rein		mit 3 Teilen Sand		rein		mit 3 Teilen Sand	
	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck
nach 2 Tagen . . .	20,6	177	6,8	80,5				
nach 1 Woche . . .	33,9	366,5	16,3	148	9,8	84	9,0	104
nach 4 Wochen . . .	40,7	542	22,9	214	14,6	125	13,3	158
nach 12 Wochen . . .	43,0	684	25,8	272	21,4	226	19,5	226

31. Die Platten wurden im Jahre 1905 über 2 m lichter Weite mit zwei gleichen in den Viertelpunkten des Auflagerabstandes angreifenden Kräften bis zum Bruche belastet. Beobachtet wurde der äußere Hergang, dessen Erkennung durch einen dünnen Anstrich aus Zementbrei an den Seitenwänden erleichtert werden sollte. Außerdem wurden die Durchbiegungen der Mitten an beiden Seitenflächen gemessen.

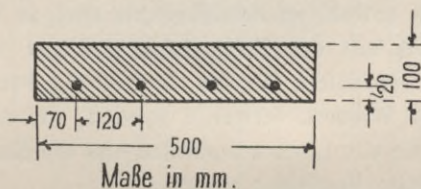


Abb. 6.

Alle Platten wurden dadurch zerstört, daß die Festigkeit der Einlagen überschritten wurde. Ein Gleiten der Einlagen wurde an den Querschnittsenden der Platten nirgends wahrgenommen.

Der Bruch erfolgte teils plötzlich, teils langsamer, je nach dem Abstände wohl, den die letzte Laststufe nach oben oder unten von der genauen Bruchlast hatte.

32. Der Zweck der Versuchsreihe war, durch Belastung bis zum Bruche die Festigkeit der einzelnen Platten mit einer Einheit, die durch die Platte 1 gegeben sein sollte, zu vergleichen. Die Gesichtspunkte, nach denen die Reihe zur Ableitung von Folgerungen über die verschiedenen Einflüsse einzelner Bestandteile aufgebaut war, sind nicht angegeben. Mit Ausnahme von zwei Platten, die unvermittelt und weit abliegende größere Einlagen und noch dazu aus zwei verschiedenen Arten enthielten, hatten alle gleiche Eisenformen; nur in einer von ihnen wäre durch das Aufhauen der Enden vielleicht eine Vergrößerung des Widerstandes gegen Gleiten zu vermuten gewesen. Dieser erwies sich aber auch schon bei den glatt abgeschnittenen Eisen als ausreichend. Es steht daher zu vermuten, daß bei dem Versuchsplane die Betrachtung der wechselnden Armierung nicht führend gewesen war, wie auch das Ergebnis keine bestimmten vergleichenden Schlüsse gestattet: Der kleinen Armierung — Platte 11 — entspricht eine schnellere Einsenkung und eine geringere Bruchlast, der stärkeren — Platte 10 — eine größere Steifigkeit und Tragfähigkeit und bei sonst gleicher Armierung — Platten 1, 12, 13 und 3 — hält die Platte 3 mit den an den Enden aufgehauenen Eisen zufällig die Mitte in Durch-

biegungen und Lasten zwischen der gleichaltrigen und den beiden anderen jüngeren. Es bleibt also nur anzunehmen, daß der in der Menge und Art des Bindemittels, dem Gehalt an Sand, Kies und Wasser wechselnde Beton der Zielpunkt der Untersuchung sein sollte.

33. Für die Beurteilung dieser Verhältnisse wäre aber die Anlage der Versuche verfehlt: alle Proben brachen infolge Nachgebens der Eisenfestigkeit, also infolge des Versagens der bleibenden Größe, ehe die Unterschiede in der Betonfestigkeit zutage traten, ehe also die veränderlichen Größen mit ihren verschiedenen Einflüssen in Wirkung treten konnten. Die Auswertung der Betoneinflüsse verlangt eine starke Armierung, wie schon die Versuche von Sanders erweisen. Dort zeigt die Armierung von 2,78 Hundertsteln die Einwirkung besseren und schlechteren Betons, die Armierung von 1,39 Hundertsteln dagegen nicht. So war der Eisengehalt auch für den Zweck der vorliegenden Versuche mit 0,63 Hundertsteln zu schwach. Es ist daher das Ergebnis eines Vergleiches, aus dem die Platten 10 und 11 als auf der Hand liegende obere und untere Festigkeitsgrenze herauszulassen sind, im Hinblick auf Herstellungsart, Betonmischung und Wassergehalt, Alter, Lasten, Durchbiegungen unregelmäßig. —

Zur Frage der Mörtelherstellung sind in dem Berichte, den die Kommission über ihre Arbeiten erstattet, zur Prüfung des Wasserzusatzes noch einige Versuche mit unbewehrtem Mörtel angegeben. Als deren Ergebnis wird erwähnt, daß sehr naß angemachte Mischungen den trockneren sowohl an Festigkeit als auch an Elastizität unterlegen seien, daß jedoch der Unterschied mit der Zeit etwas geringer werde. Nach den von der Kommission entworfenen Vorschriften für die Ausführung von Eisenbetonbauten soll im allgemeinen nur die Menge Wassers verwandt werden, die nötig ist, um die Mischung so weich zu machen, daß sie alle Lücken ausfüllen und die Einlagen vollständig umhüllen kann; dabei würde die größte Festigkeit erzielt.

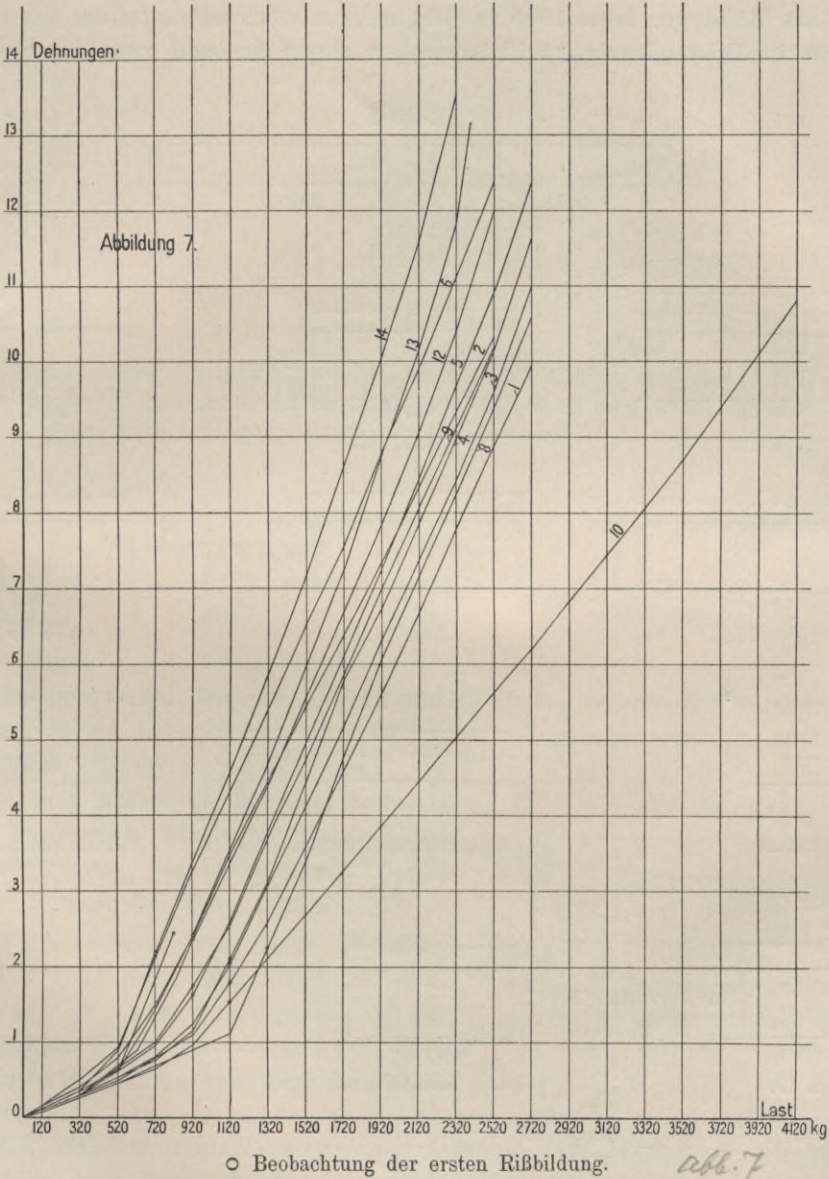
Als Betonarten sind in die Vorschriften unter Zulassung auch anderer einbezogen die Mischungen von 400 l Sand und 800 l Kies mit 300, 350 oder 400 kg Portlandzement, deren mittlere Festigkeit auf 44,8, 50,4 und 56,6 kg für 1 cm² festgesetzt wird. Durch mehr Zement werde die Festigkeit und Steifigkeit erhöht, die Gleichförmigkeit der Mischung müsse durch sorgsame Maßnahmen gesichert werden.

Die Zunahme der Festigkeit mit dem Alter verhalte sich im Mittel wie

0,33	0,66	1,00	1,50
nach 7	28	90	365 Tagen. —

34. Ist nach allem das Ergebnis der vorliegenden Versuche für die Festigkeitsbedingungen von geringer Bedeutung, so ermöglichen die Durchbiegungen aus dem elastischen Verhalten allgemeine Schlüsse über den Verlauf der Spannungsverteilung, die an später zu erwähnenden Versuchen in Verbindung mit Formänderungsmessungen am Versuchskörper noch genauer zu klären sind. Die Einsenkungen sind bis zu der vor der Bruchlast liegenden Laststufe in der Abb. 7 aufgetragen; darüber hinaus wachsen sie bei Erreichung der Bruchgrenze ungleich schneller als vorher. Die aus den äußeren Kräften als Längen und den Durchbiegungen als Höhen aufgetragenen Linienzüge zeigen einen übereinstimmenden, regelmäßigeren Verlauf als bei Sanders. Sie enthalten zwei annähernd geradlinige Strecken — etwas schneller als die Lasten nehmen die Durchbiegungen auch hier zu — von denen die letztere mehr ansteigt, und die in der Mitte durch einen Bogen verbunden sind. Am Ende des Übergangsbogens oder in den ersten Ansätzen der steileren Geraden wurden die ersten Risse entdeckt.

Es ist anzunehmen, daß die beiden geraden Linien zwei verschiedenen, aber in sich einheitlichen Zuständen der Kraftaufnahme und der Spannungsverteilung entsprechen. Hingegen werden während des Zeitraumes, in dem die Durchbiegungen nicht im Verhältnis der Lasten wachsen, in dem Verbande der Körper Änderungen vor sich gehen, die durch die Entstehung der Risse im Beton abgeschlossen werden: es fallen die inneren



Kräfte allmählich ab, deren Art durch das Reißen des Betons dargetan wird, das sind die Zugspannungen des Betons. Tatsächlich wurden auch die ersten Risse am Ende der Übergangsbögen oder im Anfang der zweiten Geraden gefunden. Es wäre also zu folgern, daß im Eisenbetonkörper innerhalb der ersten Geraden Eisen und Beton auf der Zugseite zusammen wirken, daß alsdann der letztere allmählich zurücktritt, und die Eisen die Zugspannungen allein übernehmen. Das bedeutet also eine Scheidung der

früheren ersten Phase bis zum Reißen des Betons in zwei. Bei späteren Versuchen haben sich in Gestalt von Wasserflecken als Vorläufer der Risse auch äußere Kennzeichen für diesen Unterschied ergeben.

5. Versuchsreihen von Möller (Braunschweig).¹⁾

35. Als einen Teil des Versuchsprogramms der Jubiläumstiftung der deutschen Industrie hat Möller im Jahre 1905 in dem mechanischen Laboratorium der technischen Hochschule in Braunschweig 14 Plattenproben ausgeführt und zwar in drei Gruppen,

Reihe I.

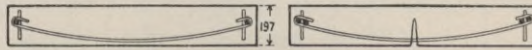


Abb. 8.

Abb. 9.

Reihe II.

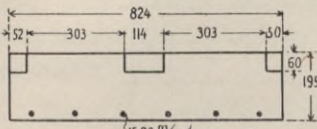


Abb. 10.

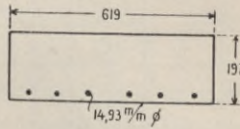


Abb. 11.

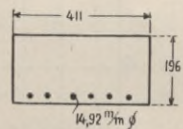


Abb. 12.

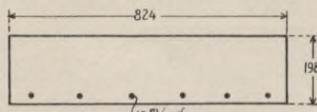


Abb. 13.

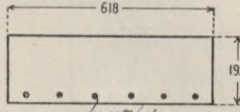


Abb. 14.

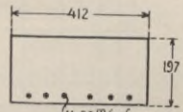


Abb. 15.

Reihe III.

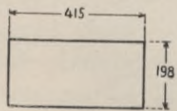


Abb. 16.

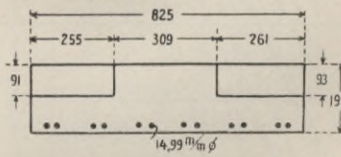


Abb. 17.

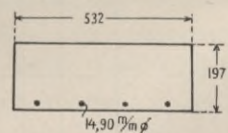


Abb. 18.

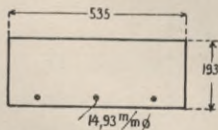


Abb. 19.

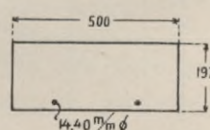


Abb. 20.

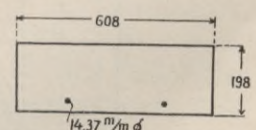


Abb. 21.

von denen die erste zwei und die anderen je sechs Platten umfaßten. Alle waren 3,30 m lang und zwischen 19,3 und 19,8 cm schwankend ungefähr gleich hoch. Die beiden ersten glichen sich im Aufbau völlig, nur hatte die zweite in der Trägermitte quer über die ganze Breite einen Schlitz durch den Beton im unteren Teile, während bei der ersten alle Querschnitte in ganzer Höhe ausgefüllt waren. Beide sind in den Abb. 8 und 9 dargestellt. Die Anordnung der Querschnitte der Reihe II und III erläutern die Abb. 10 bis 21 und Zusammenstellung 3.

¹⁾ Möller, Untersuchungen von Plattenträgern aus Eisenbeton, Berlin 1907.

Zusammenstellung 3.

Nr.	Einlage %	Betonzusatz	Bruchmoment kgcm
II 1	0,67 (0,91)	Gabbro	538 465
2	0,86	"	528 253
3	1,3	"	545 681
4	0,65	Ziegel	596 458
5	0,86	"	538 008
6	1,28	"	478 645
III 1	0,0	"	43 759
2	1,3 (3,44)	"	683 252
3	0,66	Gabbro	374 339
4	0,51	"	320 495
5	0,42	"	279 000
6	0,34	"	295 482

In der Spalte: Einlage % gibt bei dem Platten II 1 und III 2 die freistehende Zahl den Anteil des Eisens an dem vollen Querschnitt, die eingeklammerte dagegen an dem um die Breite der seitlichen Aussparungen in ganzer Höhe verringerten Querschnitt (s. Abschnitt 43).

Für die Einlagen betrug:

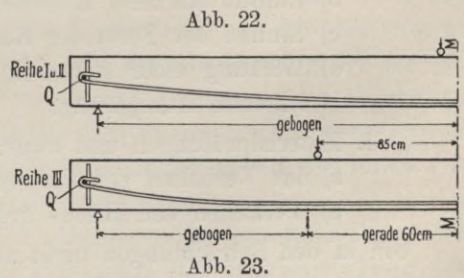
	die Festigkeit		und der Elastizitätsmodul
	an der Fließgrenze	beim Bruch	
der Eisenstäbe . . .	3323	4663	2090500
der Stahlstäbe . . .	4367	6897	2061600

in kg für 1 cm².

Die Einlagen waren, wie die Abb. 22 und 23 zeigen, an den Enden gegen Gleiten verstärkt, indem sie hakenförmig um einen Querstab gebogen wurden, vor dem an jedem Längsstab ein Splint lotrecht stand. In der Längsrichtung hatten sie bei den Reihen I und II die Form einer hängenden Parabel, bei der Reihe III waren sie im mittleren Drittel gerade, von da nach den Seiten aufgebogen.

Der Beton bestand aus einem Raumteil Zement auf 3 Teile Sand und 3 Teile Gabbrosteinschlag oder Brocken von Brandabfall aus Ziegeleien. Aus Würfelproben ergab sich nach acht Wochen — in welchem Alter auch die Platten belastet wurden — eine Durchschnittsfestigkeit von 173,3 kg auf 1 cm² für ersteren und von 153,7 kg auf 1 cm² bei letzterem. Für den Ziegelbrockenbeton bestimmte sich die Biegungsfestigkeit (als Bruch des von der unbewehrten Platte III, 1 beim Bruch getragenen größten Momentes und des Widerstandsmomentes des Plattenquerschnittes) zu 16,25 kg für 1 cm².

Die Belastung wirkte auf die Platten, die mit 3,10 m Stützweite auf den Schmalseiten auflagen, mit zwei in gleichem Abstand von der Mitte angreifenden Kräften. Das Angriffsmoment wurde stufenweise durch Verringerung des Lastabstandes von 2,5 m auf 1,9 bis 1,3 bis 1,1 und 0,1 m und durch Vermehrung der Lasten erhöht. Der Bruch erfolgte bei der Reihe II mit 0,10 m, bei den verstärkten Platten der Reihe III mit



1,10 m Lastweite. Annähernd nehmen also bei ersterer die Momente bis zur Mitte gleichmäßig zu, und es wirkten überall Schubkräfte, während bei letzterer das mittlere Drittel mit dem größten Moment gleichmäßig belastet, aber von Schubkräften frei war. Dem Unterschiede in der Momentverteilung trägt in gewisser Beziehung die Form der Eiseneinlagen Rechnung, die bei der Reihe II ein von der Mitte nach den Enden abnehmendes, bei der Reihe III ein im mittleren Drittel gleichmäßiges Widerstandsmoment für den Querschnitt ergibt.

36. Beobachtet wurde der Gang der Zerstörung an den mit Kreideanstrich versehenen äußeren Flächen, die Durchbiegungen und die Längenänderungen in der oberen und der unteren Fläche. Die Einsenkungen wurden an den Schwankungen eines Zeigers verfolgt, dessen Drehpunkt auf einem über den Auflagern stehenden festen Rahmen lag, und der mit einer beweglichen Spitze auf die Plattenmitte gestützt den Einsenkungen dieser folgte. Die Dehnungen wurden an der Unterkante und die Zusammendrückungen an der Oberkante der seitlichen Fläche über 1 m der mittleren Länge gemessen. Dazu waren in 1 m Entfernung an der Ober- und der Unterfläche über die Seitenfläche hervorragend kleine Plättchen angebracht. Mit einem dieser Plättchen wurde ein steifer Maßstab fest verbunden, während er auf dem anderen mit einer Rolle ruhte. Mit dieser Rolle, die also das bewegliche Auflager der festen Maßstäbe bildete und daher bei einer Änderung der Entfernung zwischen den Plättchen sich drehte, bewegte sich ein als verlängerter Rollendurchmesser angebrachter Zeiger, der die Längsverschiebung der Endpunkte der Maßstrecken in Winkelausschlägen sichtbar machte.

37. Als Ziel der Untersuchungen sind aus dem Berichte von Möller folgende Beobachtungspunkte zusammenzufassen:

1. die Ribbildung bei allen Platten,
2. das Verhalten einer Platte ohne Eiseneinlage,
3. Aufbaufragen und zwar:
 - a) Wirkung der Aufhebung der Betonzugspannungen durch Aufschlitzung des Untergurtes,
 - b) Einfluß stärkerer Eiseneinlagen,
 - c) Einfluß der Form der Einlagen,
 - d) Wirkung einer stärkeren Beanspruchung des Betons im Obergurt durch teilweise Aussparung.
4. Materialprüfungen und zwar:
 - a) das Verhalten von Gabbrobeton gegenüber Ziegelbrockenbeton,
 - b) Verhalten von Eisen- gegenüber Stahleinlagen.

Um in den Betrachtungen nicht zu viel unbekannte Größen zu haben, erfolgte die Verankerung der Eisen an den Enden, von der wohl anzunehmen ist, daß sie das Gleiten zu verhindern imstande war. Somit blieben als veränderliche Größen der Sicherheit an den Trägern nur Obergurt und Untergurt, d. h. die Kantenpressungen des Betons und die Spannungen oder Dehnungen des Eisens und des Betons — solange er nicht zerstört wird — übrig, da Brucherscheinungen, die auf eine Überschreitung der Schubfestigkeit schließen lassen, sich nicht einstellten.

38. Die im Versuchswege gefundenen Ergebnisse sollten überdies mit den Werten verglichen werden, die man bei Anwendung des von dem preußischen Minister der öffentlichen Arbeiten vorgeschriebenen Berechnungsverfahrens erhält. Für das Angriffsmoment jeder Laststufe wurden deshalb die Spannungen im Beton und Eisen ermittelt; — wie Möller sagt — einmal „als theoretische Rechnungswerte nach den amtlichen

Bestimmungen“ und sodann im Gegensatz dazu unter Beachtung der „wahren Lage der neutralen Faser“.

Es sollten auf diese Weise die Sicherheitsgrade ermittelt werden, die ein nach den Bestimmungen unter Zugrundelegung einer Betonpressung von 40 kg für das Quadratcentimeter und einer Eisenbeanspruchung von 1000 kg für das Quadratcentimeter hergestellter Träger im Eisen und im Betonobergurt besitzt.

Die wahre Lage der Nulllinie ermittelt Möller, indem er die Trägerhöhe im Verhältnis der in der Trägerunterkante gemessenen Dehnung und der in der Trägeroberkante gemessenen Zusammendrückung teilt, also unter Annahme der Erhaltung ebener Querschnitte bei der Formänderung. Die Dehnungen wurden, wie erwähnt, über 1 m Maßlänge mit Stäben gemessen. Bei der Durchbiegung mußten die festen Maßstäbe die Sehnen über der Biegungslinie der von ihnen anfänglich als wagerechte gerade Fasern überspannten Maßstrecke bilden. Die Größen für die Zusammendrückungen ergaben sich also um den Längenunterschied von Bogenlänge und Sehnenlänge zu groß, und die Dehnungen zu klein. Der Unterschied zwischen Bogen und Sehne nähert sich bei einem Kreisbogen über einer Sehne von 100 cm mit einer Höhe von 1 cm — in welcher Größe Durchbiegungen bei allen bewehrten Trägern unterhalb der Bruchgrenze gemessen wurden — bereits $\frac{1}{10}$ cm, eine Größe, die im Verhältnis zu den bei dieser Durchbiegung gemessenen Längenänderungen nicht unerheblich ist. Die Lage der Mittel­linie wäre also in Wirklichkeit höher, als sie sich durch die geschehene Benutzung der mit den beschriebenen Hilfsmitteln gemessenen Zahlen ergibt.

Abgesehen davon, liegt in der Größe der Maßstrecke und in ihrer Lage zu dem wechselnden Kraftangriffspunkte eine weitere Fehlerquelle, die sich an Hand von Beobachtungen, die v. Bach bei später zu erwähnenden Versuchen gemacht hat, klarstellt. Selbst wenn man annimmt, daß die Formänderung des Balkens zwischen den Angriffspunkten der Last, wo das Biegemoment gleich ist, nach einem Kreisbogen unter Erhaltung ebener Querschnitte erfolgt, so werden auf den äußeren Strecken die Querschnitte unter Einwirkung der Scherkräfte und des Momentes sich etwa in S-Form verbiegen, wobei natürlich zwischen der ebenen und der gewölbten Form ein allmählicher Übergang stattfindet. Wechselt nun die Laststellung so, daß sie einmal weiter, ein andermal kleiner ist als die Maßstrecke oder ihr annähernd gleich ist, so werden die Ergebnisse nicht vergleichbar sein; also streng genommen die Ergebnisse jeder Platte nicht in sich, da der Lastabstand zwischen 2,50 m und 0,10 m oder 1,10 m schwankt, und weiter aber die Ergebnisse der Reihe II nicht mit denen der Reihe III, da erstere unter 0,10, letztere unter 1,10 Lastabstand zerbrochen wurde.

Weitere Bedenken, die aus den gemessenen Formänderungen ermittelte Lage der Nulllinie für die wahre zu halten, müssen sich auch noch aus den Ergebnissen der Untersuchungen von Feret und Schüle und anderer ergeben, die für die Belastung mit einer mittleren Einzellast aus kürzeren nebeneinanderliegenden Meßstrecken übereinstimmend gefunden haben, daß die Nulllinie von der Mitte nach den Enden zu fällt, so daß also aus der vorliegenden größeren Meßstrecke die Nulllinie für die Mitte sich zu niedrig ergibt.

Endlich lassen v. Bachs Versuche noch Zweifel darüber entstehen, ob die Übertragung der Seitenmessungen auf die für die Berechnungen anzunehmenden Wirkungslinien der Querschnitte, d. h. auf die Balkenebenen, in denen die Einlagen liegen, richtig ist; insbesondere wenn man verschiedene Träger vergleichen will, bei denen die Einlagen, wie im vorliegenden Falle, nicht den gleichen Abstand von den Seitenkanten haben. v. Bach hat bei Balken beobachtet, daß die Risse sich zuerst an den Kanten

bilden, d. h. an den Stellen, die von den Eisen am weitesten abliegen. Er erklärt das dahin, daß das Eisen erst durch den Beton zur Übernahme von Kräften herangezogen wird; es sei daher die Formänderung des Betons eine voreilende, die des Eisens eine nachfolgende. Der Unterschied zwischen den Formänderungen der Balkenseiten und der Eisenmitten wird um so größer sein, je weiter das Eisen von den Seitenkanten entfernt ist. Bei den Versuchen von Möller schwankte diese Entfernung zwischen 5 und 15 cm.

Ob somit die für die Rechnungen angenommenen Nulllinien die wahren sind — selbst wenn man die Beibehaltung der ebenen Querschnitte zuläßt — oder ob ihre Ermittlung auch nur die Bedingung gleicher Voraussetzungen erfüllt, und ob daher Vergleiche zwischen den verschiedenen Platten auf Grund der Rechnungen richtig sind, muß bezweifelt werden. Sicherlich wird die Verwertung von Versuchsergebnissen durch Einschaltung des Schlüssels, wie ihn die aufgestellte Rechnung bietet, für die Beurteilung von Festigkeitsfragen ungenau.

39. Bei der Zerstörung der Platten trat ein Gleiten der Eisen nicht ein. Die erschienenen Risse hätten in ihrer Anzahl zu ihrer Weite in einem umgekehrten Verhältnis gestanden und seien von der Masse des das Eisen umgebenden Betons abhängig gewesen. Betonplatten ohne oder mit sehr wenig Eisen erhielten beim Bruch nur einen Riß und brachen sofort ganz durch, wenn dieser entstand. Betonplatten mit viel Eisen im Verhältnis zum Betonquerschnitt weisen bei der Überlastung viel feine Risse auf. Möller erklärt das dadurch, daß je kleiner die das Eisen umgebende Betonmenge sei, desto kleiner sei die zu ihrer Zerstörung nötige Kraft; bei gleichem Eisenquerschnitt bleibe aber die Haftfestigkeit gleich. Daher werde bei kleinerer Betonhülle die Zerreißfestigkeit des Betons eher überwunden, es entstünden viel kleine Risse, deren Zahl geringer sei bei größerer Haftfestigkeit, d. h. bei Eiseneinlagen mit größerem Umfang; der Grenzfall werde durch die Bestreichung eines Eisens mit Zementmörtel gebildet.

Vor Eintritt des Bruches einer Platte erweitert sich einer der vorher entstandenen Risse besonders stark, während alle anderen sich teilweise oder vollkommen schließen, so daß sie kaum noch sichtbar sind. Nachdem nämlich Risse an einzelnen Stellen aufgetreten seien, hätten die in den unverletzten Strecken noch wirkenden Zugspannungen das Bestreben, den Beton von dem Risse, an dem der Beton spannungslos geworden ist, weg zusammenzuziehen und die Haftfestigkeit zu überwinden. Das wird bei breiteren Rissen, bei denen die Haftfestigkeit der anschließenden Strecken auf ein längeres Stück zerstört ist, leichter gelingen, als bei kleineren.

Bei einer Erweiterung des Bruchrisses, die einem Fortschritt der Eisenspannung entspricht, wächst dann auch die Kantenpressung im Druckgurt. Er splittert ab und damit wäre die Bruchgrenze der Träger erreicht. Die Druckwirkungen im Betongurt erstreckten sich um so weiter nach unten, der halben Höhe sich nähernd, je größer die Eiseneinlagen waren. Bei allen untersuchten Platten ging daher nach diesem Vorgang die Zerstörung von der Dehnung der Eiseneinlage aus.

40. Das Verhalten der Platten ohne Einlagen ist durch die Plötzlichkeit des Bruches im Vorstehenden gekennzeichnet.

Weiter ist an ihr der Verlauf der Längenänderungen von Interesse. Bei den Messungen ergaben sich die oberen Zusammendrückungen kleiner als die unteren Dehnungen, und zwar nahmen die Unterschiede mit steigender Last zu. Unter der Laststufe, die nach einer Minute den Bruch herbeiführte, wurde die Zusammendrückung zu 0,042 mm für das Meter und die Dehnung zu 0,05 mm für das Meter gemessen. Während der einen Minute nahm die Zusammendrückung nicht mehr zu, jedoch blieb der Dehnungszeiger im Wandern. Es wurde noch die Größe 0,1 mm für das Meter abgelesen, ehe sich der

Bruch vollzog. Möller meint, daß daher die Wahrscheinlichkeit bestände, daß im Beton zuletzt eine Art fließender Bewegung im Material eintrete, ähnlich wie beim Eisen, aber in weitaus geringerem Grade; es bliebe das jedoch genau festzustellen.

41. Die Wirkung der Aufschlitzung des unteren Teiles der Platte I, 2 zeigte sich darin, daß ihr Bruchmoment um 6 % kleiner war als der der vollen Platte I, 1, ein Unterschied, der auf Zufälligkeiten beruhen kann. Möller schließt, daß nach diesem Versuchsergebnis die Erhöhung der Festigkeit, die die Betonplatten aus der Mitwirkung der Betonzugspannungen in den aufgeschnittenen Fasern des mittleren Querschnittes erfahren hätten, gering sei, und daß die Berechnungsverfahren, die die Zugfestigkeit des Betons außer acht lassen, hinreichend genau sind. Dieser Schluß ist für die Bruchlast, bei deren Erreichung der Beton, auch wenn er den Querschnitt anfänglich ganz füllte, schon gerissen ist, richtig. Er wird auch aus Versuchen, welche die französische Regierungskommission an großen Eisenbetonbalken, die auf zwei Dritteln der Höhe von unten durch Einlegung einer Ölpapierschicht mit einer Trennungsfuge versehen waren, bestätigt. Wichtiger aber ist die Ermittlung der Mitwirkung der gezogenen Betonfasern durch Gegenüberstellung der Tragfähigkeit innerhalb der Grenzen, in denen der Zuggurt noch unverletzt ist.

42. Zur Erläuterung der Beobachtungen über die weiteren Programmpunkte, denen die Versuche der Reihe II und die der verstärkten Platten der Reihe III dienen sollten, sind die Bruchmomente der Platten III, 6 und 5, III, 4, 3, II, 2 und 3, II, 4, 5 und 6 in der Abb. 24 als Höhen zu den Eisenverhältnissen als Längen aufgetragen, und zwar zur Gewinnung eines Vergleichmaßstabes umgerechnet auf eine einheitliche Plattenbreite von 1 m.

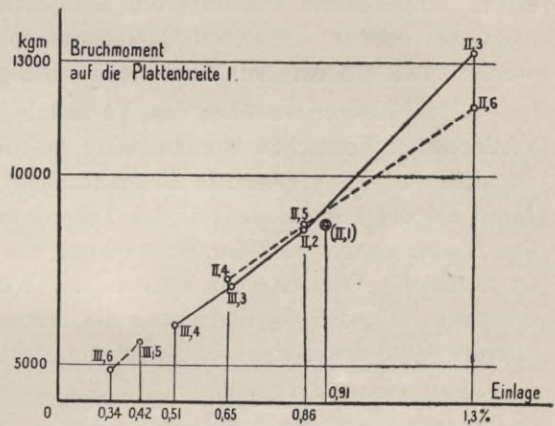


Abb. 24.

Für die Beurteilung des verschiedenen Eisengehaltes bilden mit Beton aus Ziegelbrocken die Platten II, 4, 5 und 6 eine einheitliche Reihe. Ihr gegenüberzustellen ist aus Gabbrobeton die Reihe III, 4 und 3, II, 2 und 3 (wenn auch mit Unterschieden in der Längsform der Eiseneinlagen und der Verteilung der Momente und der Schubkräfte beim Bruch, die aber, wenn der Bruch durch Überschreitung der Längsfestigkeit erfolgt, keine wesentliche Rolle spielen). Die Abbildung zeigt, daß die Festigkeit bei beiden Betonsorten schneller zunimmt, als der Gehalt an Eisen, beim Ziegelbrockenbeton allerdings in geringerem Maße.

Möller schließt aus den Versuchen mit dem Schlüssel der Rechnung, daß die Sicherheit eines Plattenträgers ohne Änderung seiner äußeren Abmessungen und ohne Änderung der Beschaffenheit des Betonmaterials durch Wahl geringerer Beanspruchung im Eisen, also durch die Benutzung stärkerer Eisenquerschnitte sich erhöhen lasse. Diese Tatsache liefere einen Beweis dafür, daß der Eisengurt das weitaus schwächste Bauglied des Verbundkörpers bildet. Diesen Folgerungen ist, soweit die vorliegenden Versuchsreihen ein Urteil gestatten, d. h. für die verwendeten Betonarten bis zu 1,3 Hundertsteln Eisengehalt, beizutreten. Zu einer allgemeinen Klarstellung des Einflusses der Verstärkung bedarf es aber weiterer Ausdehnung des Eisengehaltes.

43. Der weitere Programmpunkt, die Feststellung, wie sich die Plattenträger verhalten, an denen der Beton stärker als üblich beansprucht ist, bildet gewissermaßen die

Fortsetzung der Untersuchung über den Einfluß stärkerer Eiseneinlagen. Möller nimmt sie auf dem Wege vor, indem er den Betonquerschnitt bei den Platten II, 1 und III, 2 durch Aussparungen am Obergurt im mittleren Drittel der Länge verringert. Die Platten werden dann in der Berechnung so behandelt, als ob sie durchgehend nur die Breite hätten, die sich unter Abzug der Aussparungen ergibt; also mit einer Breite von 608 mm bei Platte II, 1 und 309 mm für Platte III, 2. Der Anteil der Eiseneinlagen am Querschnitt ergibt sich unter dieser Voraussetzung für Platte II, 1 zu 0,91 und für Platte III, 2 zu 3,44 Hundertsteln.

Für einen Vergleich bieten die Träger mit Aussparungen nicht die gleichen Voraussetzungen wie die vollen Platten. Schaltet man z. B. das von der Platte II, 1 getragene Moment unter Zugrundelegung der geringeren Breite und der Verstärkung mit 0,91 Hundertsteln Eisen in die Darstellung ein, so zeigt sich, daß es unterhalb des Linienzuges III, 3, II, 2, II, 3 bleibt. Es wird daher der Sicherheitsgrad, den der Betongurt einer vollen Platte gegen Bruch bietet, zahlenmäßig auf dem eingeschlagenen Wege nicht ermittelt werden können; insbesondere wenn die Aussparungen zu einer einem umgekehrten Plattenbalken ähnlichen Form führen, wie sie der Träger III, 2 zeigt, bei dem in demselben Querschnitt so erhebliche Spannungsunterschiede entstehen werden, daß auf eine annähernd gleichmäßige Mitwirkung nicht mehr zu rechnen ist.

Die Folgerungen über das Verhältnis von Beton- und Eisenquerschnitt aus den vorliegenden Versuchen werden daher auf die Verstärkungsverhältnisse bis zu 1,3 Hundertsteln für die verwendete Betonmischung zu beschränken sein. Dafür hat sich das Eisen als der schwächste Teil des Trägers erwiesen. Wie die Wirkung der Verstärkung der Eiseneinlagen oder der Schwächung des Druckgurtes weiter zu verfolgen ist, dafür ist durch die Versuche von Sanders der Weg gewiesen, und ein Ausblick eröffnet, der erkennen läßt, daß die Steigerung der Trägersicherheit durch Vermehrung der Armierung mit der Güte des Betons in Beziehung steht und an dieser ihre Grenze findet.

44. Auch die Fragen, bei welchen Eisenverhältnissen dafür zu sorgen ist, daß die Einlagen nicht vor Ausnutzung ihrer Festigkeit gleiten, und ob eine Aufbiegung der Einlagen zweckmäßig ist, kann aus den vorliegenden Versuchen nicht beantwortet werden.

45. Für Materialvergleich können den Platten III, 3, II, 2 und 3 aus Gabbro-beton die Platten II, 4, 5 und 6 aus Ziegelbeton gegenübergestellt werden; die Bruchmomente dieser sind auf gleiche Plattenbreite umgerechnet in der Abb. 24 aufgetragen. Bei Eiseneinlagen von 0,66 und 0,86 Hundertsteln haben die Ziegelbetonplatten eine höhere, bei einer Einlage von 1,3 Hundertsteln eine kleinere Bruchlast ertragen als die entsprechende Platte aus Gabbro-beton. Das wäre kein einheitliches Ergebnis. Bei seiner Betrachtung könnten aber die Lehren der Versuche von Sanders verwertet werden. Sie zeigen, daß bei geringen Eiseneinlagen die Güte des Betons eine unwesentliche Rolle spielt und die Bruchmomente nur wenig ändert, daß hingegen eine Steigerung des Eisenverhältnisses bei besserem Beton in höherem Maße eine Vergrößerung der Bruchlast mit sich bringt als bei geringerem. So weisen die Linienzüge der Bruchmomente in der Abb. 2 bei besserem Beton stärkere Steigerungen auf als bei schlechterem, während die Anfangspunkte durcheinander laufen. Nach diesem Gesichtspunkte, der auch durch die Feststellung von Möller über die vielfache Sicherheit des Druckgurtes bei den vorliegenden Versuchen verstärkt wird, betrachtet, würde auch aus den vorliegenden Versuchen auf eine Überlegenheit der aus Gabbroschotter hergestellten Platten zu schließen sein. Bei der geringen Zahl der Vergleichsobjekte kann ein Urteil nicht abgegeben werden.

46. Aus demselben Grunde kann aus den vorliegenden Versuchen auch kein Schluß über den Unterschied von Stahl und Eisen gezogen werden. Es könnte allerdings auch hier der Umstand, daß die Linie der Bruchmomente der mit Stahl verstärkten Platten stärker aufsteigt, als die der eisenbewehrten Platten und daher voraussichtlich bei weiterer Fortsetzung oberhalb der letzteren bleiben würden, auf die Überlegenheit des Stahles hindeuten.

47. Trägt man die Durchbiegungen als Höhen und die Momente für eine gleiche Plattenbreite als Längen auf, so zeigen die Linienzüge den gleichen Verlauf, wie bei den französischen Versuchen, und bestätigen außerdem im gegenseitigen Vergleich die schon aus den Versuchen von Sanders abgeleitete Regel, daß mit der Festigkeit der Platten auch ihre Steifigkeit wächst. Solange der Beton im Zuggurt unversehrt ist, zeigt sich kein erheblicher und regelmäßiger Unterschied. Dann ist erst eine bestimmte Trennung der Linienzüge zu erkennen, und es werden die Durchbiegungen der Platten III, 6, 5, 4, 3, II, 2, 3 in dieser auch der Zunahme der Bruchmomente und der Eisenlagen entsprechenden Reihenfolge kleiner.

Auch bei den Platten mit Ziegelbeton ist die am stärksten armierte Platte II, 6 merklich steifer als die Platten II, 4 und II, 5.

b) Decken und Balken.

1. Einzelversuche.

48. Der Eisenbetonbalken ist dem Gedanken, die Spannweiten ebener Plattendecken durch Zwischenträger zu teilen, entsprungen. Er sollte die eisernen Unterzüge verdrängen, und ist anfangs der neunziger Jahre des vorigen Jahrhunderts in verschiedener Ausführungsweise von mehreren erfunden. Die Versuche mit Balken waren anfangs Bruchversuche, um die Tragfähigkeit der Bauweise darzutun und sie einzuführen; nachdem die Balkendecken in Aufnahme gekommen waren, folgten Probelastungen bei der Abnahme, durch die die Sicherheit der Ausführung unter einer vorgeschriebenen Last, die höher war als die spätere Gebrauchslast, erwiesen werden mußte. Über die Verteilung der inneren Kräfte ist dabei wenig zutage gekommen. Vom Standpunkte des Unternehmers und des Abnehmers aus genügte ja auch der Nachweis der Tragfähigkeit. Die Messungen am Versuchskörper beschränkten sich daher fast immer auf die Verfolgung der Durchbiegungen; vergleichende Versuche fehlten überhaupt.

49. Die Vornahme der Belastung war häufig nicht einwandfrei; wenn die Last gleichmäßig verteilt sein sollte, wurde sie oft durch Aufstapelung von Sandsäcken, Ziegelsteinen, Eisenbarren oder Eisenbahnschienen über die ganze Länge ausgeführt. Biegt sich der Versuchsträger durch, so werden sich solche Lasten unter sich gewölbartig abstützen, nur der unter der Bogenlinie der inneren Abstützung liegende Teil der Auflast drückt auf die ganze Länge der Versuchskörper und zwar ungleichmäßig verteilt, während der obere Teil nur nahe den Auflagern mit den Reaktionen der inneren Stützlinien wirkt.

Dazu kommt bei Versuchen an Gebrauchsbauten die Schwierigkeit, die Auflagenbedingungen genau festzustellen und festzuhalten; so die Wirkung des Aufliegens einer Decke auf allen vier Seiten; den Einfluß der Einspannung, die der Verband mit dem stützenden und die Auflast der aufgehenden Mauern herbeiführt; die Wirkung der Verspannung bei nebeneinander liegenden Decken oder bei Balkengruppen, die mit Haupt- und Zwischenträgern ein verbundenes Trägerwerk bilden.

Auch die Messung der Durchbiegung war häufig nicht fehlerlos. Oft war das Maß der Übersetzung zu klein, der Einfluß der Einsenkung der stützenden Wände und

der Auflager war häufig nicht ausgeschaltet. Manch Prüfungsergebnis entspricht daher nicht der Wirklichkeit und würde zu Fehlschlüssen führen, oder ist gar von Fragen abhängig, die auch bei einfacheren Baumitteln, als es der Eisenbeton ist, nicht geklärt sind.

50. Zu den ersten Versuchen zählten die, welche de Mollins im Jahre 1894 in Lausanne ausführte.¹⁾ Ein Plattenbalken der Bauart Hennebique, bei dem die Platte 1,50 m breit und 8 cm dick war, und dessen Unterzug 16 cm breit war und 20 cm über die Unterkante der Platte hervortrat, wurde über 5,20 m Stützweite mit Sandsäcken gleichmäßig belastet. Die Eiseneinlage bestand aus zwei geraden Rundeisen von je 3 cm Durchmesser, hatte also 14,1 cm² Querschnitt. Die Stäbe lagen mit ihrer Mitte 16 cm unter Plattenunterkante, so daß also die Plattendicke $\frac{1}{3}$ der Nutzhöhe des Balkens betrug.

Gemessen wurden die Durchbiegungen und die Eisenspannungen mit Hilfe eines Dehnungsmessers, der über 1 m Meßlänge die an den Enden der Meßstrecke bloßgelegten Einlagen angriff, der aber, als etwa zwei Drittel der späteren Bruchlast erreicht waren, abgenommen werden mußte, da die Durchbiegungen störten. Die Meßstrecke lag einseitig in der Mitte der Stützweite beginnend.

Zuerst bildete sich an der Unterkante des Betons an einer Angriffsstelle des Dehnungsmessers ein Riß bei einer Eisenspannung von 14,5 kg auf das cm², später entstanden weitere Risse. Nachdem an einem der Risse der Balken sich etwa auf zwei Drittel der Höhe von unten, also bis zur Plattenunterkante geöffnet hatte, wurde (durch Teilung des Angriffsmomentes durch den Abstand der Eiseneinlage von der Mitte des vor dem Bruch anscheinend noch nicht gerissenen oberen Drittels, d. h. durch den Abstand der Plattenmitte und der Eisenmitte) der Eisenzug und der Betondruck berechnet. Aus der Teilung dieser Kräfte durch den Querschnitt erhielt man die Spannung im Eisen zu 5000 kg für 1 cm² und im Beton zu 189 kg für 1 cm². Es liegt auf der Hand, daß die Beobachtung des Endes der Zugrisse für die Feststellung der Höhe der Druckgurtung nicht ausreicht. Die errechneten Zahlen tragen auch das Zeichen der Unwahrscheinlichkeit an sich.

Der Bruch erfolgte unter einer noch um 50 % höheren Last, indem nach weiterer Öffnung der Zugrisse der obere Beton zerdrückt wurde. Nach den Versuchen wurden die Eisen durch Abklopfen des Betons freigelegt. Es zeigte sich, daß der Verbund mit dem Beton an den Enden nicht gelockert war, und daß das Eisen unverletzt war bis auf die Mitte, wo auf eine Länge von 5 cm eine Einschnürung zu sehen war.

Erfolgte bei diesem Versuch — wie meist bei den Platten — der Bruch von unteren Mittelrissen aus durch Nachlassen der Festigkeit des Zuggurtes und daraus folgender Überschreitung der Druckfestigkeit des Betons, so zeigten sich bei einigen Versuchen andere Bruchformen, die mit schrägen Rissen oder Längsrissen in Höhe der Einlagen oder am Plattenansatz bei Plattenbalken verbunden waren, und auf die Frage der Sicherung des Verbundes zwischen den Eiseneinlagen und dem Beton und auf die Beachtung der Scherkräfte hinweisen.

Die Messung der Durchbiegung förderte keine einheitlichen Ergebnisse. Bei den Abnahmeprobe wurde auch ihr Verlauf weniger beachtet als ihre Größe, für die ein Bruchteil der Spannweite als höchste zulässige vorgeschrieben war.

51. Nach allem waren die Schlüsse, die Rabut im Jahre 1902 aus einer Reihe eigener und anderer Versuche zog, noch sehr allgemein und wenig beweisbar. Er stellte für die Formänderung, für die Berechnung und Verwendung des armierten Betons sieben Gesetze auf:

¹⁾ de Mollins, Notice sur les planchers creux insonores, Lausanne 1894.

1. Die gemeinsame Wirkung der beiden im Verbundkörper vereinten Materialien ist auf die Formänderung jedes einzelnen von großem Einfluß.
2. Die Eiseneinlagen werden nur auf Zug, nicht auf Biegung oder Verdrehung beansprucht.
3. Bewegliche Lasten bringen im armierten Beton wesentlich geringere dynamische Wirkungen hervor als bei Eisenkonstruktionen.
4. Der Widerstand gegen die Trennung des Betons und der Eiseneinlagen ist in der Längsrichtung des Eisens viel größer als senkrecht dazu; auch ist die Scherfestigkeit des Betons gering. Es ist daher erforderlich, außer der Längsverstärkung eine solche zweiter Art zur Aufnahme der senkrecht zur Stabachse wirkenden Scherkräfte anzubringen.
5. Jede vorher noch nicht erreichte Laststufe ruft eine bleibende Formänderung hervor.
6. Innerhalb der bereits ertragenen Lastgrenzen sind die Formänderungen elastisch.
7. Die Durchbiegungen wachsen schneller als die Lasten.

Aus diesen Gesetzen leitete Rabut folgende Regeln für den Aufbau ab:

1. Es ist nicht Eisen an Eisen zu legen, sondern es ist die Haftfestigkeit des Betons zur Herstellung eines Verbundes zu benutzen.
2. Man soll in der Regel in demselben Träger nicht den Querschnitt ändern, denn die Gleichförmigkeit gleicht die Kräfte aus.
3. Es sind Eisenverstärkungen in einer, zwei oder drei Richtungen erforderlich, so daß jede mögliche Richtung der inneren Kräfte Einlagen vorfindet, die in der Längsrichtung beansprucht werden können.
4. Es ist zweckmäßig, auch eine Einlage in der Druckzone des Betons anzulegen, besonders bei großen Bauwerken, aber sie ist nicht unentbehrlich für den Zusammenhang wie die Armierung der Zugzone.
5. Man soll Einlagen nur in höchstens drei Richtungen für die verschiedenen inneren Kräfte anbringen. Ist im Druckgurt eine solche nötig, so sei sie eine der drei.
6. Jede Einlage darf nur in der Längsrichtung arbeiten und keine Seitendrucke auf den Beton ausüben.

52. v. Emperger hat im gleichen Jahre versucht, an einer Reihe der damals vorliegenden Prüfungen rechnerisch aus den Durchbiegungen Schlüsse über die Spannungsverteilung in dem einfach bewehrten Balken zu ziehen. Während Rabut nur ein schnelleres Wachsen der Durchbiegungen als der Kräfte fand, unterschied v. Emperger drei Grundlinien. Demgemäß trennte er den Verlauf einer Belastung bis zum Bruche in drei Stufen:

Erstes Stadium beginnend mit voller Wirkung des Betonquerschnittes unter anfänglicher Gleichheit der Dehnungen von Beton und Eisen, aber bald ansteigend zum

zweiten Stadium, in dem der Betonquerschnitt unter Zug ganz vernachlässigt werden kann, da ein Zuwachs an Zugspannung im Beton nicht mehr erfolgt, endlich

drittes Stadium, die Brucherscheinungen, die durch die Biegunstheorie nicht mehr zu erklären sind.

Man erkennt in dem Stadium 1 und 2 die beiden Phasen, die v. Emperger früher für die statische Wirkung der Platten entwickelt hatte. —

53. Die erste Untergruppe der französischen Regierungskommission stand unter dem Vorsitz von Rabut und sollte an den Bauten, die für die Pariser Weltausstellung im Jahre 1900 auf dem Marsfelde errichtet und später wieder abgebrochen wurden,

Abb. 25.

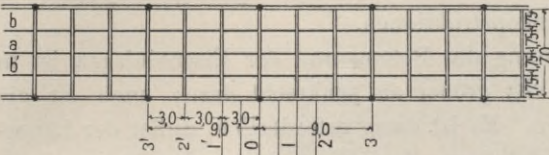
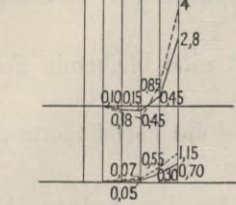


Abb. 26.

Abb. 27.



Versuche machen. Unter den Versuchsbauten befand sich der Unterbau einer Galerie aus Eisenbeton im Ausstellungsbau der schönen Künste und Wissenschaften.¹⁾ Er bestand aus zwei Längsträgern im Abstände von 7,30 m, die alle 9 m durch Säulen gestützt fortlaufende Träger bildeten. Zwischen sie waren Querträger gespannt mit je 3 m Abstand und dazwischen in jedem Felde drei Längsträger annähernd in den Vierteln der Querträger angreifend, wie die Abb. 25 zeigt. Über dem Trägernetz lag eine 10 cm starke Decke, die im Verbund mit den Unterzügen hergestellt war.

Für die Berechnung der Haupt-, Quer- und Längsträger und der Deckenplatten war unter Annahme einer gewissen gegenseitigen Einspannung das größte Moment jeweils $\frac{p \cdot l^2}{10}$ — p sei die Belastung auf das laufende Meter der Stützweite, l die Stützweite — angenommen, während es für einen einfachen, frei aufliegenden Balken für gleichmäßig verteilte Last mit $\frac{p \cdot l^2}{8}$ anzusetzen gewesen wäre.

Der Zweck der Untersuchung war nun, festzustellen, wie weit durch die Verspannung mehrere Träger zur Mitaufnahme einer Last herangezogen wurden, die auf einem von ihnen unmittelbar stand. Man maß dazu die Durchbiegungen und rechnete für die unteren Belastungen, die sich in der Nähe der Gebrauchslasten bewegten, den Anteil jedes Trägers aus, indem man die Gesamtlast im Verhältnis der Durchbiegungen verteilte, also unter der Annahme, daß die Durchbiegungen mit den Lasten im gleichen Verhältnis zunehmen. Für die höheren Laststufen, bei denen der meistbelastete Balken sicherlich schon den Zustand des geraden Verhältnisses zwischen Last- und Einsenkungszunahme verlassen hat, ermittelte man die Lastverteilung, indem man für den belasteten Träger den ganzen Verlauf der Durchbiegung mit den Lasten als Längen und den Einsenkungen als Höhen aufzeichnete. In dieser Linie wurden dann die Durchbiegungen der Nebenträger als Höhen eingestellt und die entsprechenden Lasten, d. h. die Längen, aufgesucht. Im Verhältnis dieser Größen wurde dann die Gesamtlast verteilt.

Bei der Belastung des Querträgers 0 durch eine Last in der Mitte ergab sich so die Verteilung der Last

auf den Querträger	0	1 (1 ¹)	2 (2 ¹)	3 (3 ¹)
in den unteren Laststufen zu rund	51	20	3 ¹ / ₂	1 Hundertstel
„ „ höheren „ „ „	45	26	1	—

In gleicher Weise wurde für eine auf dem Längsträger a stehende Last der auf ihn selbst und auf die daneben liegenden Längsträger entfallende Anteil ermittelt, und zwar

für die Längsträger	a	$b(b^1)$
in den unteren Laststufen zu rund	66	17 Hundertstel
„ „ oberen „ „ „	56	22 „

¹⁾ Commission du ciment armé, expériences etc. Paris 1907.

Endlich wurde noch untersucht, welchen Anteil die Längsträger a und b eines Feldes an einer in der Mittelachse der Decke entlang rollenden Last nehmen, d. h. es wurde die Einflußlinie für die Belastung der Längsträger gezeichnet. Die Abb. 26 und 27 zeigen ihren Verlauf für die Wanderung einer Last über die Träger 1¹—0—1 bis zur Mitte zwischen 1 und 2, d. h. bis zur Mitte des zu untersuchenden Trägers a und zwar für geringere Lasten voll ausgezogen, für die höheren punktiert.

Für die Stellung in der Mitte des Trägers a in der Mitte des zu untersuchenden Feldes 1—2 ergibt sich der Anteil der Träger b (b^1) ungefähr wie vorher zu etwa einem Viertel bzw. drei Achteln des Anteils von a ; schon bei der Stellung der Last auf dem Querträger 1 ist der Anteil von b (b^1) auf zwei Drittel der Beanspruchung von a gestiegen; bei weiterer Entfernung der Last in das nächste Feld wird der Anteil von a — wie bei einem kontinuierlichen Balken — negativ. Der Anteil von b (b^1) bleibt positiv, während er, wenn von der Deckenplatte abgesehen würde, als nur ein Netz kontinuierlicher Träger zu betrachten wäre, das gleiche Vorzeichen haben müßte wie der Anteil des Trägers a .

Dieses Beispiel — in dem die Frage der Formänderung der Widerlager noch zurücktritt, und in dem in erster Linie die Vorgänge der Formänderungen der Tragplatte und der Balken eine Rolle spielen — zeigt, wie verwickelt die Frage der Zusammenwirkung mehrerer Verbundkörper ist. Auch andere Versuche haben sie nicht geklärt. Abzuweisen ist die entlastende Wirkung einer Verspannung nicht.

54. Zahlen sind somit über die entlastende Wirkung des Zusammenhanges größerer zusammengesetzter Konstruktionen auf den einzelnen Bauteil noch nicht zu ermitteln, jedoch war schon früher erkannt, daß eine solche Wirkung wohl bei jedem Balken und jeder Decke im Gebrauche vorhanden sei, daß also negative Momente vorhanden sind, welche die positiven verringern. Die Wichtigkeit der Frage erhellt die Tatsache, daß das Moment in der Mitte bei einfachen Balken mit gleichmäßiger Last p für das laufende Meter gleich $\frac{p \cdot l^2}{8}$, für einen an beiden Auflagern wagerecht eingespannten Balken nur $\frac{p \cdot l^2}{24}$ ist. Dagegen ist ein Einspannungsmoment beim einfachen Balken nicht vorhanden, bei wagerechter Einspannung ist es jedoch gleich $\frac{p \cdot l^2}{12}$ im Sinne der Aufbiegung des Balkens nach oben, also gleich dem doppelten Mittelmoment in umgekehrter Richtung. Der Übergang vom positiven zum negativen Moment liegt etwa an den Grenzen der mittleren drei Fünftel der Spannweite.

55. Dem sollen die Balkenanordnungen verschiedener Art Rechnung tragen, indem nach den Auflagern zu Eiseneinlagen in den Obergurt geführt werden. Den äußersten Fall, die Widerstandsfähigkeit gegen negative Momente bei einem T-Balken, an dem alle Hauptstäbe im Obergurt liegen, hat Sanders im Jahre 1903 in den Amsterdamer Zement-Eisenwerken (Amsterdam) untersucht gegenüber der Widerstandsfähigkeit gegen positive Momente bei einem gleichen Balken, bei dem jedoch die Hauptstäbe im Untergurt angeordnet waren, also dem regelmäßigen Mittelquerschnitt.¹⁾ Die Abbildungen 28 und 29 stellen die Querschnitte der Versuchskörper dar, von denen jeder in zwei Balken von 6 m Spannweite unter gleichmäßig verteilter Last zerbrochen wurde.

Würde die Abb. 28 um 180° gedreht, so würde sie annähernd gleich dem Auflagerquerschnitt eines Balkens sein, bei dem alle Hauptstäbe nach oben geführt sind, und

¹⁾ Beton u. Eisen 1903, Heft I, Seite 27.

dessen Mittelschnitt die Abb. 29 darstellt. Wie sie liegen, sind beide Querschnitte so dargestellt, daß durch die Schwerrichtung, wie sie die Versuchslasten haben, ein negatives Moment für einen eingespannten Balken mit dem um 180° gedrehten Querschnitt der Abb. 28 und ein positives Moment für den Querschnitt der Abb. 29 erzielt wird. Wir werden bei beiden Balken für die Plattenseite den Ausdruck Obergurt, für die Balkenseite den Ausdruck Untergurt anwenden, und werden den Querschnitt der Abb. 28 als Einspannungs-, den der Abb. 29 als Mittelschnitt bezeichnen, um an diesem einheitlichen Bilde die Erscheinungen in der Mitte und am Auflager eines eingespannten Balkens mit an den Enden hochgeführter Armierung klarzustellen. Es ist das Bild zwar nicht ganz einheitlich, da der Einspannungsquerschnitt beim tatsächlichen Gebrauch noch von einer Querkraft gleich der halben Auflast beansprucht wird, während diese hier am

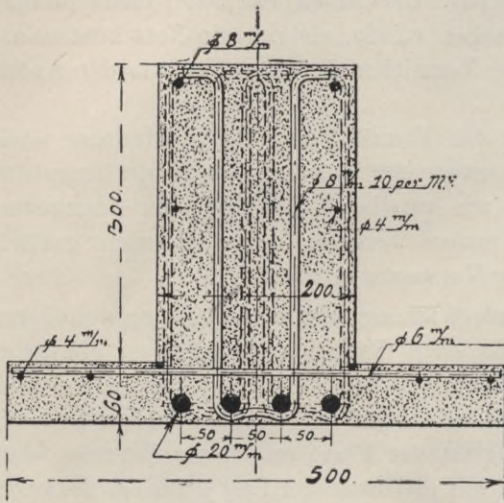


Abb. 28.

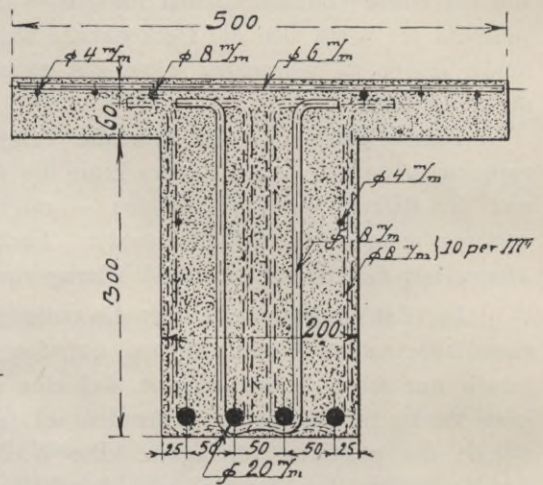


Abb. 29.

Orte seiner stärksten Biegungsbeanspruchung, nämlich in der Mitte, wo das größte Moment wirkt, gleich Null ist. Dagegen entspricht die Belastung des Mittelschnittes der tatsächlichen Verwendung. Bei der Gegenüberstellung der Ergebnisse ist also daran zu denken, daß die Ergebnisse für den Einspannungschnitt noch um die Vernachlässigung der Querkraftwirkung zu günstig sind. Überdies sind auch die kleineren Einlagen nicht genau gleich, aber von nur unerheblicher Verschiedenheit.

Der Querschnitt des Balkenrechtecks umfaßt ohne Plattenüberstand 720 cm^2 , der Querschnitt der Einlagen $12,6 \text{ cm}^2$, also 1,75 Hundertstel auf das Balkenrechteck bezogen. Durch die Plattenüberstände wird der Gesamtquerschnitt um 180 cm^2 vermehrt.

Die Betonmischung enthielt einen Teil Zement, zwei Teile Sand und zwei Teile Kies.

Die Prüfung des zweiten Balkens mit dem Mittelschnitt mißglückte. Ein Auflager versagte, der Balken neigte sich nach der Seite und brach vorzeitig. Es betrug die Bruchlast der Balken mit dem

Einspannungschnitt	Mittelschnitt
10 000 10 750	14 000 kg (10 500 kg Fehlversuch)

und die Last beim Eintritt der ersten Risse

5 000 7 000	7 000 kg (8000 bis 9000 kg „)
----------------	--------------------------------

Der Einspannungschnitt hatte also nur etwa zwei Drittel des Momentes, das der Mittelschnitt aufnehmen konnte, ertragen.

Der Bruch des Mittelschnittes erfolgte, wie häufig bei Platten und Balken, durch Zugrisse vom Untergurt aus, die allmählich größer wurden und endlich die Splitterung des zerdrückten Betons im Obergurt verursachten. Die Abb. 30 zeigt das deutlich an dem zerstörten Balken.



Abb. 30.

Der Einspannungsschnitt, bei dem der Obergurt — die Platte — gezogen und der Untergurt — die Unterzugseite — gedrückt wurde, zeigte am gezogenen Teil geringere Beschädigungen, dagegen eine größere Zerstörung der gedrückten Teile, wie die Abb. 31 erweist. Die ersten Risse wurden auch hier am gezogenen Teile, also an der Platte bemerkt.

Der Bruch erfolgte bei allen Versuchen nahe der Mitte der Stützweite, also am Orte der größten Momente und verschwindender Scherkräfte. Die Durchbiegungen des Balkens mit dem Einspannungsquerschnitte waren größer, entsprechend der Erfahrung, daß der geringeren Festigkeit auch die geringere Steifigkeit entspricht.

Vergleicht man die statischen Verhältnisse des Mittel- und Einspannungsquerschnittes, so wirkt der erstere als Plattenbalken; letzterer wird aber, da auf eine wirkliche Mithilfe der Plattenüberstände, wenn sie im Zuggurt liegen, nicht zu rechnen ist, und sie daher vernachlässigt werden kann, als Balken mit rechteckigem Querschnitt anzusehen sein. Der Unterschied liegt also, da die Armierung des Zuggurtes in beiden Fällen die gleiche ist, in einer Verminderung der Breite des Druckgurtes, die eine erhebliche Verringerung der Bruchlast mit sich gebracht hat. Weist man also bei der Berechnung von Decken der Platte nicht nur die Stellung einer auf Biegung in der Richtung quer zu den Unterzügen beanspruchten Zwischenübertragung der Lasten auf die Unterzüge zu, und rechnet man die Unterzüge nicht nur als einfach rechteckige

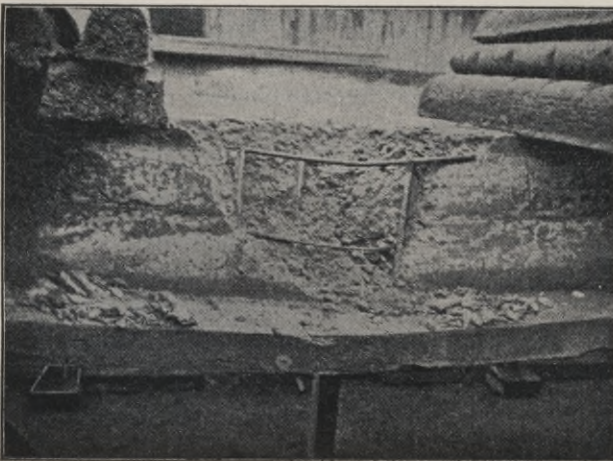


Abb. 31.

Balken, sondern unter Einbeziehung der Platte in den Druckgurt als Plattenbalken, so wird an den eingespannten Auflagern doch jedenfalls nur der rechteckige Balkenquerschnitt mit erheblich geringerer Tragfähigkeit in Rechnung gestellt werden können und dieser für das aufzunehmende Einspannungsmoment bemessen werden müssen. Will und muß man mit einer Einspannung rechnen, so trägt dem eine unvollkommene Abbiegung der Hauptstäbe in den Obergurt nicht Rechnung, um so weniger als das Ein-

spannungsmoment bei wagerechter Einspannung in absoluter Zahl doppelt so groß ist als das Mittelmoment.

Auf die Erhaltung einer solchen Einspannung ist aber nur so lange zu rechnen, als die Platte nicht gerissen ist. Bei den vorliegenden Versuchen wurden die ersten Risse etwa unter der Hälfte der Bruchlast des Einspannungsquerschnittes entdeckt, eine Belastung, die etwa einem Drittel der Tragfähigkeit des Mittelquerschnittes entsprechen würde. Liegt über den Auflagern oben noch weniger Eisen als in der Mitte der Stützweite unten, und berücksichtigt man überdies noch die Wirkung der Schubkraft, die an der Einspannung am größten — gleich der halben Auflast — ist, während sie bei dem vorliegenden Vergleich an den Bruchstellen fehlte, so ist mit noch früherem Auftreten der Risse zu rechnen. Mit den Rissen nimmt die entlastende Wirkung, die das Spannungsmoment auf die Balkenmitte ausübt, ab. Es ist daher in der Anwendung von Momentenansätzen, die mit der entlastenden Wirkung des Spannungsmomentes rechnen, Vorsicht bei der Abmessung des Mittelschnittes geboten.

56. Es hat sich bei Versuchen im Gebrauch gezeigt, daß die Wechselbeziehungen zwischen dem negativen Spannungsmoment und seinem positiv entlastenden Einfluß auf das Moment in der Mitte nicht vernachlässigt werden dürfen. Bei der Probelastung eines Bahnsteigfußbodens einer Haltestelle der Berliner Untergrundbahn¹⁾, der auf drei Stützen aufgelagert war, zeigte sich, als der größte Teil der zweifach angenommenen Nutzlast aufgetragen war, anfänglich mit bewaffneten, später auch mit dem unbewaffneten Auge, das Eintreten eines Risses in ganzer Länge der Belastung oberhalb des mittleren Unterzuges in den oberen Fasern. —

57. Ist daher der ausreichenden Bewehrung des Obergurts an Stellen, die durch das negative Moment beansprucht werden, Bedeutung beizumessen, so ist es fraglich, ob bei Trägern, die nur positiven Momenten ausgesetzt sind, eine Einlage auch im Obergurt, also in beiden Gurtungen, zweckmäßig ist. Erfolgt die Zerstörung des Querschnittes in erster Linie von der Zugseite her, so wird, wie es schon die Versuche mit doppelt bewehrten Platten von Tutein Noltenius ergeben, das Eisen im Druckgurt nicht ausgenutzt werden, da schon die Sicherheit des Betondruckgurtes allein größer wäre als die der Zugseite. Eine obere Eiseneinlage käme also zur Verstärkung der Druckfestigkeit des Obergurtes nur bei hohem Träger mit so starker unterer Eiseneinlage, daß er durch frühzeitige Zersplitterung des Druckgurtes zerstört werden könnte, oder zur Aufnahme von Scherkräften in Frage.

Mit großer Zerstörung im Druckgurt erfolgte der Bruch des Einspannungsschnittes bei den Versuchen von Sanders. Diese Balken hatten im Druckgurt eine kleine Verstärkung von zwei Rundeisen von 8 mm Durchmesser, deren Querschnitt also etwa ein Zwölftel der gezogenen Eisen ausmachte. Da die Stäbe unter Druck das Bestreben haben, auszuknicken, so werden sie, wenn erst Splitterungen im Druckgurt eintreten, diese eher durch eine absprengende Wirkung vermehren. So waren auch bei den Versuchen von Sanders die Druckstäbe seitlich ausgeknickt.

Man könnte annehmen, daß auch von vornherein die Drücke nach den Seiten und nach oben, die im Beton durch das Bestreben des Eisens, auszuknicken, entstehen, den Vorteil wieder aufwiegen, der in der Verringerung der Betondrücke in der Längsachse durch die Mitwirkung der Eisen liegt.

Eine wesentliche Verstärkung der Balkenquerschnitte gegen die Wirkung der Querkkräfte durch die Hinzufügung der oberen Stäbe ist nach später zu erwähnenden Versuchen von Mörsch und anderen kaum anzunehmen.

¹⁾ Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, S. 327.

Die Zahl der vergleichbaren Versuche zwischen einseitig und zweiseitig bewehrten einfachen Balken ist¹⁾ gering, und die Ergebnisse widerspruchsvoll und anscheinend nicht einwandfrei. In Paris wurden im Jahre 1898 vergleichende Versuche mit zwei Hennebiquebalken von 5 m Spannweite ausgeführt. Der eine Balken war nur einseitig, der andere außerdem noch mit Einlagen im Druckgurt versehen, deren Querschnitt gleich zwei Dritteln der Hauptstäbe war. Die Bruchbelastung des doppelt bewehrten Stabes war um zehn Hundertstel höher als die des einseitig verstärkten.

Im Jahre 1901 hat Guidi in Turin zwei Balken von 90 cm Stützweite und von 15 zu 15 cm Querschnitt, die in den Ecken in je 1 cm Abstand von den Seiten mit Rundeisen von 12 mm ausgerüstet waren, mit einem Balken verglichen, dem die oberen beiden Stäbe fehlten. Letzterer brach unter einer Last von 2,4 t, ersterer bei 3,4 t; dieser trug also 42 Hundertstel mehr, ein Ergebnis, dessen Unterlagen nicht fehlerlos sein dürften.

2. Versuchsreihen von Feret (Boulogne sur mer).²⁾

58. Im Jahre 1893 hat Feret Versuche mit Eisenbeton begonnen. Er hatte empfunden, daß die früheren Versuche als Abnahmeprobe meist nur den Zweck gehabt hatten, darzutun, daß das fertige Bauwerk den Bedingungen genüge, die dem Unternehmer für die Tragfähigkeit und das Maß der Einsenkung vorgeschrieben waren, daß durch sie die Erkenntnis des Eisenbetons wenig gefördert sei, und daß sie keine Hilfsmittel zu einer einigermaßen sicheren Berechnung des Verbundkörpers gegeben hätten. Demgegenüber wollte er in zusammenhängenden Reihen den gegenseitigen Einfluß der Eigenschaften, des Verhältnisses und der Verteilung der beiden in Eisenbetonbauten vereinigten Bestandteile und die Art und Größe der unter den Lasten in jedem entstehenden Beanspruchungen klären. Feret hat seine Versuche im Jahre 1906 nach dreizehnjähriger Arbeit veröffentlicht und sagt dabei selbst, daß sie in manchem inzwischen überholt seien.

Um für die Festigkeit der Balken verschiedener Bauart, Stützweite und Belastung einen gewissen Vergleichsmaßstab zu erhalten, führt er das in Balkenmitte angreifende Moment M auf den Querschnitt eines cm^2 zu dem Begriff $m = \frac{M}{b \cdot h^2}$ zurück — b sei

die Breite, h die Höhe des Balkens, — und die Auflagerkraft A auf den Begriff $a = \frac{A}{b \cdot h}$.

Bei einem rechteckigen homogenen Balken, der dem Gesetz des geraden Verhältnisses zwischen den Längenänderungen und den Spannungen folgt, würden $6m$ die größte aufgenommene Biegungsspannung, und $1,5a$ die größte aufgenommene Schubspannung ergeben.

Die Übertragung dieser Begriffe auf die Eisenbetonkörper bezweckt nun, für die Beurteilung der Festigkeit ebenfalls Ausdrücke zu finden, die von den äußeren Abmessungen unabhängig sind. Brechen die Proben in der Mitte der Stützweite, also vorwiegend durch die Biegemomente, so werden die Werte m gegenübergestellt; brechen sie in der Nähe der Auflager, also durch Scherwirkungen, so werden die Werte a herangezogen. Die vorgenommene Zurückführung auf die Breite 1 durch Teilung mit b für m und a ist ohne weiteres richtig, da bei gleichen Verhältnissen die Tragfähigkeit eines Trägers mit seiner Breite zunehmen wird. Bezüglich der Zurückführung auf die Höhe 1 wird von der Voraussetzung ausgegangen, daß die Tragfähigkeit eines Balkens unter

¹⁾ Beton u. Eisen 1903, S. 181 f.

²⁾ Feret, Etude expérimentale du ciment armé. Paris 1906.

sonst gleichen Verhältnissen der Materialien in bezug auf Festigkeits- und gegenseitige Abmessung im Quadrate der Höhe für Biegungsbeanspruchung und im selben Verhältnis wie die Höhe in bezug auf die Scherspannung zunimmt.

59. Um möglichst alle Nebeneinflüsse auszuschalten, beschränkte Feret die Versuche auf einfache Verhältnisse. Der Querschnitt der Probekörper war immer rechtwinkelig. Einlagen waren nur in der Längsrichtung vorhanden, sie waren, abgesehen von hakenförmigen Aufbiegungen an den äußeren Enden, gerade und von kreisförmigem Querschnitt und, wenn es mehrere waren, über eine Höhenebene des Querschnittes mit gleichen Abständen verteilt. Die Probekörper waren in jeder Reihe bis auf die Veränderung der zu verfolgenden Bedingung vollständig gleich, so daß der Einfluß dieser im Ergebnis hervortrat; die Versuche arbeiteten mit Biegungsbeanspruchung bei freier Auflagerung.

Im ersten Teile erstreckten sich die Versuche auf kleine Prismen von quadratischem Querschnitt von 4 oder 2 cm Seitenlänge und 10 cm Stützweite.

Von jedem Versuchskörper wurden mehrere gleichartige angefertigt, und es werden deren Mittelwerte angegeben. Der Mörtel bestand aus einem Teile Zement und zwei oder drei Teilen Sand. Mit wenigen Ausnahmen wurden die Proben untersucht, nachdem sie zwölf Wochen lang erhärtet waren, von welcher Zeit sie einen längeren oder kürzeren Teil im Wasser aufbewahrt wurden.

Die Belastung griff als Einzellast in der Mitte mit Hebelübersetzung an und wurde durch eine Schale, in die Schrotkörner flossen, ausgeführt.

Die Last beim ersten Riß war bei den Proben mit geringer Einlage meist gleichbedeutend mit der Bruchlast, da der Bruch plötzlich erfolgte. Bei den Balken mit stärkerer Bewehrung war der erste Riß verbunden mit einer kleinen, plötzlichen Bewegung des Lasthebels, wenn auch nachher noch weitere Lasten aufgenommen werden konnten.

In Vergleich werden die ~~bei~~ dem Erkennen des ersten Risses entsprechenden Werte m gestellt. Es werden also, da das Auftreten des ersten Risses von der Verteilung der Zugkräfte zwischen Beton und Eisen abhängig ist, und da die ersten Risse unter Belastungsstufen erscheinen, bei denen die Druckfestigkeit des Betons in der Regel noch nicht unterschiedlich zur Geltung kommt, nur Beziehungen zwischen der Wirkung der beiden Materialien im Zuggurt gewonnen werden können und, wie wir weiter sehen werden, auch da nur beschränkt. Überdies kann die Beobachtung des ersten Risses mit dem Auge nicht genau sein und gibt jedenfalls den Zeitpunkt der Zerstörung des Mörtels auf der Zugseite erst verspätet an, wie spätere Versuche von Feret selbst dartun. Da endlich im einzelnen nicht angegehen ist, bei welchem Versuch die Erkenntnis des ersten Risses mit dem Bruch gleichbedeutend war und wann nicht, so ist der den Versuchen gegenüber einzunehmende Standpunkt, sowohl im Hinblick auf den Vergleich der Festigkeit der ganzen Körper als auch in bezug auf die Bewertung der Zugfestigkeit des Betons sehr unsicher.

60. In sieben Gruppen sollte verfolgt werden:

1. Der Unterschied in der Wirkung von Eiseneinlagen, die wegen verschiedener Oberflächenbeschaffenheit oder infolge von Hilfsmitteln einen verschiedenen Widerstand gegen Gleiten vermuten lassen,
2. der Einfluß einer zunehmenden Anzahl von Eiseneinlagen und
3. der Einfluß der Dicke der Einlagen,
4. der Einfluß der Höhenlage der Armierung,
5. der Einfluß des Alters des Mörtels,
6. der Einfluß der Mischungsverhältnisse des Mörtels.

61. Die Prüfung des wechselnden Widerstandes gegen Gleiten sollte sich auf neun Arten verschieden gestalteter Einlagen, deren Querschnitt 0,2 Hundertstel des Ganzen betrug, ausdehnen.

Es ergaben sich die Werte <i>m</i> :	an sich	im gegenseitigen Verhältnis
a) an einem Prisma ohne Einlage	5,12	83,2
b) bei einer Einlage, an deren Ende wagerecht Querstäbe angeschweißt waren	6,01	97,4
c) bei einem geölten Eisenstab	6,04	97,4
d) bei einem glatten gehärteten Eisenstab	6,07	98,4
e) bei einem an den Enden hakenförmig nach oben ge- bogenen Stab	6,16	99,8
f) bei einem glatten Eisenstab	6,17	100,0
g) bei einem glatten mit Säure behandelten Stab	6,30	102,1
h) bei einem geraden Stab, der auf seiner Länge einzelne Verdickungen und an den Enden Querplättchen hatte	6,35	102,9
i) bei einem an den Enden hakenförmig nach oben ge- bogenen, gehärteten Stab	6,37	103,2
k) bei einem verrosteten Stab	6,61	107,1

Es zeigt sich also beim Bruch kein merklicher Unterschied aus der Verschiedenheit des Widerstandes gegen Gleiten, wie er nach Art und Befestigung der Einlagen wohl zu erwarten gewesen wäre. Feret meint daher, daß der Bruch infolge Überschreitung der Längsfestigkeit des Mörtels eingetreten sei, ehe die Unterschiede im Widerstand gegen Gleiten zur Geltung kommen konnten. Das ist, wenn hier der Bruch mit der Erkenntnis der ersten Risse in Rechnung gestellt wurde, natürlich. Zweifelhaft ist aber, ob zwischen dem ersten Risse im Beton und der Überschreitung des Widerstandes gegen Gleiten in dem bei dem Versuch doch beabsichtigten Sinne — nämlich der Erprobung des Widerstandes verschieden beschaffener und verschieden gesicherter Einlagen gegen Hereinziehen — eine Beziehung herzustellen ist, und ob daher nicht für die erstrebte Erkenntnis die Versuche anders zu betrachten gewesen wären.

Fraglos wird ja an jedem Betonriß die Haftung des Betons am Eisen zerstört, wenn die Zugspannung im Beton zu groß wird, und nach dem Reißen des Betons der örtliche Widerstand überwunden wird, der sich im Eisen rechts und links der Rißstellen mit entgegengesetzter Richtung im Sinne eines Widerstandes gegen den Zug im Beton der Trennung zweier aneinanderliegender Betonschichten entgegensetzt; bei einem Riß ist dann der Beton der örtlich am Eisen gleitende Teil. Der Gleitwiderstand ist aber ein von dem Ort des größten Momentes über die ganze Länge jeder Eisenseite des ganzen Stabes in demselben — auf beiden Seiten im entgegengesetzten — Sinne wirkender Widerstand und ist abhängig von dem Bestreben des durch die Zugkräfte gedehnten Eisens, sich wieder zusammenzuziehen. Er wird überwunden unter Gleitung des Eisens an dem Beton. Es handelt sich also für die Betrachtung der Zerstörung des Verbundes um zwei verschiedene Vorgänge, von denen der erste bei der Bildung jedes Risses erscheint, aber die Grenze des Gleitwiderstandes im ganzen Balken und den Einfluß von Sicherungen an den Enden oder Verdickungen in der Mitte nicht kennzeichnet.

Bei der Bildung der Risse zeigte sich, daß sie an den Stäben, die an den Enden aufgebogen oder mit Querstäben versehen waren, weniger weit waren, als bei den glatt abgeschnittenen Stäben.

62. Der Einfluß einer Vermehrung der Zahl der Eiseneinlagen wurde an neun Versuchsreihen verfolgt, deren jede Prismen mit 1, 2, 3 oder 4 geraden, glatt abgeschnittenen Rundeisen erhielt. Das Ergebnis zeigt die folgende Zusammenstellung:

Nr.	Alter	Zementart	Sandkorn	Gewichtsteile Sand auf 1 Teil Zement	Würfel-festigkeit des Betons auf Druck kg/cm ²	Werte <i>m</i> bei der Einlage				
						von 0	1	2	3	4 Stäben
						(Betrag der Einlage in Hundertstel des Querschnitts 0,0 0,05 0,1 0,15 0,2)				
1	12 Wochen	—	—	3	—	2,65	3,06	3,33	3,39	3,51
						(Betrag der Einlagen bei 2-9 in Hundertstel des Querschnitts 0,00 0,196 0,392 0,588 0,784)				
2	1 Woche	A	fein	3	16	1,08	1,56	2,36	2,71	3,04
3		B		3	18	1,21	1,67	2,73	3,04	3,14
4		A		2	35	1,67	2,40	3,55	4,35	4,82
5		G	grob	4	56	2,23	2,62	4,46	4,47	5,06
6		A		2	73,5	3,70	4,04	5,18	6,98	8,12
7		B		fein	1	69	3,81	4,68	6,68	10,00
8		D	—	0	149	7,52	8,62	9,57	11,17	13,67
9	2 Jahre	E	fein	3	63	4,38	5,30	7,62	10,10	11,06

Da bei der Vermehrung der Zahl der Einlagen ihr Durchmesser beibehalten wurde, steigt das Verhältnis des Eisens zum Gesamtquerschnitt im selben Schritt wie die Anzahl der Stäbe, also unter der auch bei dem Plattenversuche von Sanders, allerdings nicht mit gleicher Genauigkeit, vorhandenen Bedingung.

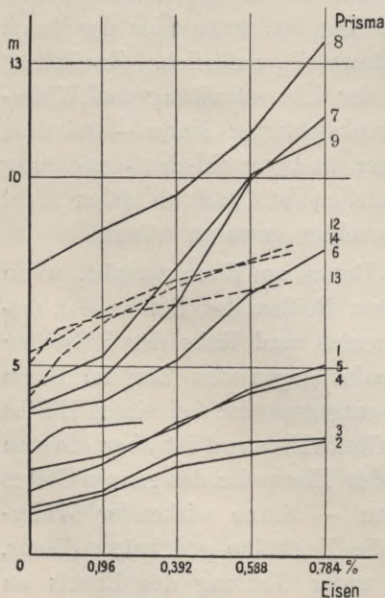


Abb. 32.

Trägt man die Querschnitte als Längen, die *m* als Höhen auf — Abb. 32 —, so zeigt sich, daß die *m* mit der Vermehrung des Eisens zunehmen, aber bei dem weniger druckfesten Beton langsamer als bei besserem und von einem gewissen Punkte an bei sämtlichen Linien langsamer. Es ist das also auch hier dieselbe Erscheinung S-förmiger, anfangs nach oben, dann nach unten offener Kurven, wie sie sich bei den Versuchen von Sanders ergeben hatten.

Bei der Verschiedenheit der Festigkeit des verwandten Betons liegt es nahe, in den senkrechten Spalten der vorstehenden Zusammenstellung den Einfluß der Betongüte zu verfolgen. Trägt man die Druckfestigkeit als Längen, die Werte *m* als Höhen auf, so zeigt sich, daß die Zunahme der *m* infolge druckfesteren Betons bei höherem Einlagewert größer ist, aber die Unterschiede in dem diese Zunahme darstellenden

Neigungswinkel der Linienzüge sind gering. Das ist erklärlich, da hier der erste Riß maßgebend ist, der mit der Druckfestigkeit in unmittelbarer Beziehung nicht steht.

63. War bei den obengenannten Versuchen der Gesamtquerschnitt der Einlagen im gleichen Verhältnis mit ihrer Zahl vermehrt, blieb also das Verhältnis zwischen Querschnitt und eingebetteter Oberfläche dasselbe, so daß die Eisenvermehrung in der

Hauptsache immer unter gleichen Bedingungen für Zug- und Haftfestigkeit wirken konnte, so ist in der folgenden Reihe der Einfluß zunehmender Dicke eines Stabes — sein Durchmesser nahm von 0,125 auf 0,378 cm, das Verhältnis seiner Fläche zum Gesamtquerschnitt von 0,08 auf 0,7 Hundertstel zu — untersucht. Dabei liegt eine Abnahme des Verhältnisses zwischen Oberfläche und Querschnitt des Eisens, also eine Verschiebung zu ungunsten der Haftfestigkeit vor. Feret erhielt als Ergebnis der Versuche, daß die Verdickung der Einlagen den Wert m nicht im Quadrat, sondern im geraden Verhältnis mit der Dicke über den Grundwert des unbewehrten Prismas erhöht, nach dem Gesetze $m = m_0 + d \cdot \text{Constans}$.

Die Linienzüge, die sich bei dieser Versuchsreihe ergeben, wenn man die erhaltenen Werte m als Höhen zu den Eisenverhältnissen f_e als Längen aufträgt, sind in der Abb. 32 punktiert eingetragen. Würde man für jeden Linienzug die wagerechte Achse der Eisenverhältnisse in der Höhe m_0 annehmen, so erhielte die von Feret für die Beziehung von m und d angegebene Gleichung die Form

$$m = d \cdot \text{Constans. Da nun}$$

$$\frac{\pi d^2}{4} = f_e \text{ oder}$$

$$d^2 = \frac{4 f_e}{\pi} \text{ ist, so wäre}$$

$$m^2 = f_e \frac{4}{\pi} \cdot (\text{Constans})^2 \text{ oder}$$

$$m^2 = f_e \cdot \text{Constans}'$$

d. h. zwischen den Werten m und dem wachsenden Eisenverhältnis bestände die Beziehung einer Parabel, deren Scheitel bei m_0 liegt. Tatsächlich haben die Linienzüge die Form nach unten offener Bögen. Aber es könnte dies Gesetz, das eine ständige Zunahme von m ergibt, nur bis zu einer gewissen Grenze gelten, denn über eine gewisse Größe hinaus wirkt eine weitere Vermehrung der Einlagen ungünstig

Durch Vergleich dieser und der ersteren Reihe läßt sich die Wirkung der Teilung des Querschnittes der Einlagen in mehrere Stäbe verfolgen. Es zeigt sich, daß die Verteilung des Eisens in mehrere Stäbe günstig wirkt, da vom gleichen m_0 aus die m bei der Verstärkung durch denselben Eisenquerschnitt in mehreren Stäben stärker zunehmen als bei Beibehaltung einer Einlage.

64. Die Untersuchungen über den Einfluß der Höhenlage ergaben, daß eine Einlage in der Mitte oder oberhalb der halben Höhe fast gar keine Vermehrung gegenüber dem m eines unbewehrten Prismas mit sich bringe, daß aber die m mit abnehmendem Abstand von der Unterkante zunehmen. Einen bestimmten Schluß über das Verhältnis gestatten die Versuche nicht.

65. Ebenso ist der günstige Einfluß des Alters in ein Gesetz nicht zu fassen, wenn auch Feret aus seinen Versuchen, die die Zeit von einer Woche bis zwei Jahren umfassen, annimmt, daß die m mit der dritten Wurzel aus der Zeit zunehmen.

66. Bei allen Versuchen erfolgte der Bruch in der Mitte. Entlastete man, nachdem der erste Riß entstanden war, so schloß dieser sich wieder und es zeigte sich an seiner Stelle eine kleine Ader austretenden Wassers. War der Riß bereits größer geworden, und erfolgte mit der Hand von der Unterkante des Versuchskörpers aus eine entlastende Hebung, so schloß sich der Riß nicht mehr, sondern öffnete sich über die ganze Balkenhöhe in seiner unteren Breite. Es war dann also schon der Obergurt so schmal geworden, daß er die Zugkräfte, die bei der Schließung des Risses als Gegenkraft zu der Reibung des Betons am Eisen entstehen müßten, nicht mehr aufnehmen konnte.

Nach dem Bruch wurde bei allen Versuchen festgestellt, daß das Eisen sich von dem Mörtel gelöst hatte und gegliitten war. Die an den Enden mit Kreuzstücken versehenen Einlagen waren teils abgerissen, teils eingepreßt in den Beton. Feret will nicht entscheiden, ob das Gleiten des Eisens die Ursache oder eine Folge des unter Überschreitung der Mörtelfestigkeit bereits eingetretenen Bruches und der alsdann unter der weiter wirkenden Last eintretenden starken Durchbiegung war. Er glaubt, die letzte Ansicht durch die Ergebnisse der Versuche an großen Balken stützen zu können, an denen er nie ein Gleiten bemerkt hat. Diese Frage ist aber aus Vergleichen verschiedener Körper ohne weiteres nicht zu entscheiden; sie wird später genauer verfolgt werden.

67. Die zahlenmäßigen Ergebnisse der Versuche an kleinen Prismen hält Feret selbst der Übertragung auf größere Balken nur sehr bedingt für fähig. Die Unterschiede in der Herstellung, z. B. in der Erhärtung, dem Einfluß des Stampfens sind bei großen und kleinen Balken sehr verschieden; andernteils werden aber Fehlerquellen, die sich aus kleinen Material- und Arbeitsmängeln ergeben, nicht in demselben Verhältnis wie die Querschnitte wachsen. Die Unsicherheit eines Vergleiches der gewonnenen Zahlenwerte erweisen auch nebeneinander ausgeführte Versuche mit Prismen von 1 m Stützweite und Balken von 3,25 m Stützweite ohne Einlage. Für erstere ergab sich $m_0 = 9$, für letztere zu nur etwa einem Drittel davon.

68. Feret hat daher Bruchversuche an zwei Reihen großer Balken angestellt, und zwar an 5 Balken von 4,5 m Länge und quadratischem Querschnitt von 20 cm Seitenlänge — Beton aus zwei Teilen Zement, zwei Teilen Sand und zwei Teilen Schotter —, und 11 Balken von 2,2 m Länge und rechteckigem Querschnitt von 15 cm Höhe und 50 cm Breite (nach dem Sprachgebrauch also eher Platten) — Beton aus einem Teil Zement, zwei Teilen Sand und zwei Teilen Schotter. Die Einlagen waren an den Enden hakenförmig aufgebogen.

Alle Balken wurden mit einer Mittellast, und zwar erstere über 4 m, letztere über 2 m Stützweite gebrochen; sie brachen sämtlich nahe der Mitte. Die Hälfte der längeren Balken wurde über 2 m Stützweite nochmals untersucht; dabei brachen die Hälften des Balkens E , nämlich E_1 und E_2 durch Risse an den Auflagern, also durch überwiegende Scherwirkungen.

69. Die Zusammenstellung 4 enthält die Einzelheiten des Aufbaues und die Ergebnisse, die auch insofern eine fruchtbarere Betrachtung gestatten, als sie einheitlich dem Bruche der Balken entsprechen. Daraus ergibt sich folgendes:

Die Balkenhälften wiesen beim Bruch dieselben Werte m , wie vorher die ganzen Balken, ein Ergebnis, mit dem Feret die Brauchbarkeit der Werte m für den Vergleich stützt.

Die Tragfähigkeit wird desto größer, je tiefer die Einlagen liegen; die Balken x_0, y_0, z_0 , an denen die Unterkante des Eisens an der Plattenunterkante liegt, sind tragfähiger als die Balken x, y, z , bei denen unter der Unterkante der Stäbe noch 5 cm Beton liegen.

Die Anwendung von Querstäben hat die Tragfähigkeit nicht erhöht — vergleiche x_1 und x, Z_1 und Z ; allerdings ist bei den Versuchen zu bedenken, daß der Abstand der Längsstäbe schon weniger als die Hälfte bzw. ein Viertel der Plattenhöhe betrug. Das Ergebnis ist bei größerer Teilung vielleicht ein anderes.

Für eine Betrachtung über den Einfluß zunehmenden Eisenquerschnittes unter Festhaltung des Stabdurchmessers — also unter gleicher Vermehrung des Querschnittes und der Einbettungsflächen — reichen die Versuche nicht aus, da immer nur je zwei Balken gegenübergestellt werden können: A und D, B und E, x und X, y und Y, z und Z .

Zusammenstellung 4.

Balken . . .	A		B		C		D		E		
Balkenhälften	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	D ₁	D ₂	E ₁	E ₂	
Einlage,											
Anzahl . . .	2		1		2		4		2		
Durchm. cm . .	1,41		2,80		1,97		1,41		2,80		
Prozente . . .	0,77		1,54		1,49		1,54		3,08		
Abstand von d.											
Unterkante	3		3		3		3		3		
Wert <i>m</i> . . .	19,07		32,21		33,67		40,97		40,46		
	22,82	22,09	31,57	33,04	34,50	37,41	41,80	41,80	44,71	47,64	
Wert <i>a</i> . . .	2,15		3,46		3,61		4,34		5,29		
	4,68	4,54	6,43	6,73	7,02	7,60	8,48	8,48	9,06	9,65	
Balken	x	y	z	X	Y	Z	x ₀	y ₀	z ₀	z ₁	Z ₁
Einlage,											
Anzahl	1	2	8	2	4	16	1	2	8	8	16
Durchmesser cm	1,97	1,41	0,69	1,97	1,41	0,69	1,97	1,41	0,69	0,69	0,69
Prozente	0,41	0,41	0,41	0,83	0,83	0,83	0,41	0,41	0,41	0,40	0,80
Querstäbe	—	—	—	—	—	—	—	—	—	quadratisches Netz aus Längs- und Querstäben	
Abstand von der											
Unterkante . . .	5	5	5	3	3	3	0	0	0	3	3
Wert <i>m</i>	9,48	11,08	12,15	15,35	21,75	20,68	10,54	14,28	14,28	11,61	20,68
Wert <i>a</i>	1,58	1,80	1,96	2,45	3,40	3,24	1,72	2,28	2,28	1,88	3,24

Für den Einfluß der Vermehrung des Eisengehaltes unter Festhaltung der Stabzahl durch Verdickung der Stäbe — also unter Verschlechterung der Bedingungen für Haftfestigkeit — bilden die Balken *A*, *C* und *E* eine Reihe. Feret glaubt auch hier zwischen den *m* und *d* noch ungefähr eine geradlinige Beziehung $m = 2200 d - 10,8$ aufstellen zu können. Es muß aber bezweifelt werden, ob die Werte, selbst wenn sie genau in einer geraden und nicht wie hier in einer unten offenen Kurve lägen, für die Aufstellung einer Beziehung ausreichen, wenn sie so weite Grenzen — von 0,79 bis 3,08 Hundertsteln — umfassen. Zwischenstufen können da Werte ergeben, die durch die hier gegebenen drei Punkte eine Kurve mit ganz anderem Verlauf herstellen.

Für die Beurteilung der Verteilung des Eisengehaltes auf eine größere Zahl von Stäben, also für die Verbesserung der Bedingungen für die Haftfestigkeit, worüber bei den kleinen Prismen nur Schlüsse aus der Gegenüberstellung zweier ungleichartiger Reihen zu ziehen waren, liegen hier vier einheitliche Reihen vor — *BCD*, *xyz*, *x₀y₀z₀*, *XYZ*. Im allgemeinen ist ja, abgesehen von der Frage der Haftfestigkeit, zu vermuten, daß bei zu großen Abständen die Eisen ihren Einfluß nicht über die ganze Balkenbreite ausüben können und daher den Beton nur ungleichmäßig und unvollkommen unterstützen werden. In der ersten Reihe zeigt sich auch eine steigend günstige Wirkung der Verteilung; bei den beiden zweiten hört sie beim Übergang von 2 auf 8 Stäbe auf oder nimmt nicht mehr im gleichen Maße wie vorher zu, und bei der vierten Reihe zeigt sich bei dem Übergang von 4 auf 16 Stäbe eine ungünstige Wirkung. Bei der Zerstörung des Balkens *D* wurde außer dem zerstörenden lotrechten Mittelriß in der Höhe der Eiseneinlage an den Seitenflächen ein einige Zentimeter langer wagerechter Riß bemerkt.

Feret meint daher, daß die Teilung der Eisen nicht zu weit getrieben werden dürfe. Einer bestimmten Eisendicke entspreche eine Mindestdicke der zwischenliegenden Betonschicht, da anderenfalls in dem Mörtel die Gefahr einer wagerechten Trennungsebene entstände. Durch das Verhältnis der Betonbreite zur Eisenbreite allein kann aber die Grenze der Teilung nicht festgelegt werden. Dies beträgt bei:

<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	xx_0	yy_0	zz_0	<i>X</i>	<i>Y</i>	<i>Z</i>
6	4	2,5	24	17	8	12	8,5	4.

Zwar ist bei dem Balken *D* die verhältnismäßige Breite der Betonschicht am kleinsten, aber das hat noch keinen Abfall im *m* verursacht, während bei zz_0 mit mehr als dreifachem Breitenverhältnis der Zuwachs am *m* nur gering ist, jedoch bei *Z*, bei dem das Verhältnis auch noch günstiger ist als bei *D*, ein erheblicher Abfall eintritt.

Maßgebend wird also nicht allein das Verhältnis von Stabdicke zur trennenden Betonschicht, sondern auch die verbleibende Breite der letzteren an sich sein. Diese muß so groß bleiben, daß sie den in der Ebene der Einlage wirkenden wagerechten Schubkräften widerstehen kann.

Bei den Versuchen wurden auch die Durchbiegungen gemessen. Ihr Verlauf zeigt die von der Platte her bekannte Erscheinung, daß der Balken, der eine höhere Bruchlast erreicht, unter gleicher Last eine geringere Durchbiegung erleidet als der schwächere. Außerdem sind auch in der Zunahme der Durchbiegungen — wie bei den Plattenprüfungen der französischen Regierungskommission entwickelt — zwei annähernd geradlinige Grundrichtungen zu unterscheiden, die durch einen stärkeren Bogen verbunden sind. Am Ende der letzten Geraden findet dann dem Bruche zueilend ein ungleich schnelleres Steigen statt.

3. Die Wirkung der Schubspannungen.

70. Bei den meisten der vorhergehenden Versuche ging der Bruch von einem senkrecht von unten heraufgehenden Mittelriß aus. Bei einzelnen Versuchen von Sanders jedoch hatten sich vorherrschend an den Seitenflächen wagerechte Risse gezeigt, und bei den Versuchen von Feret waren die halben Balken E_1 und E_2 durch Risse, die von den Auflagern schräg nach oben verliefen, zerstört worden. Diese Erscheinungen führen auf die Wirkung der Querkräfte in der Betonmasse selbst und an der Einbettung der Einlagen.

Während die Längskräfte — Zug und Druck — bestrebt sind, die senkrecht zur Stabachse liegenden Flächeneinheiten eines auf Biegung beanspruchten Stabes in wagerechter Richtung voneinander zu entfernen oder einander zu nähern, also Längen ändern, versuchen die Querkräfte, die senkrechten und die wagerechten Flächen in der Flächenrichtung selbst gegeneinander zu verschieben, bringen also eine Gleitung der Flächen mit Winkeländerung hervor. Als innere Kräfte entstehen die Schub- oder Scherspannungen, die also in jedem Punkte im inneren in der Richtung der Stabachse und lotrecht dazu in gleicher Größe auftreten. Zur Unterscheidung der jeweils gemeinten Richtung werden bisweilen die in Richtung der Stabachse wirkenden als Schubspannungen und die dazu senkrechten als Scherspannungen bezeichnet. Die Schubspannung wird auf die Längeneinheit einer wagerechten Ebene berechnet aus dem Unterschiede der Längsspannungen zugehöriger Teile der an den Enden der Längeneinheit liegenden senkrechten Ebenen.

Als Mittelkräfte der senkrechten und wagerechten Schubspannungen ergibt sich in der unter 45° zur Stabachse nach der zur Mitte ansteigenden Ebene eine Zugspannung und in der unter 45° zur Stabachse nach der Mitte fallenden Ebene eine Druckspannung.

71. Die Schubspannungen vereinen sich in Wirklichkeit mit den Längsspannungen zu Hauptspannungen. Die Hauptspannungen werden in der Nullachse, in der die Längsspannungen gleich Null sind, die Lage und Größe der Mittelkraft aus den wagerechten

und den senkrechten Schubspannungen haben, d. h. sie ergeben unter 45° nach der Balkenmitte zu fallend eine Zugspannung und unter 45° nach der Balkenmitte zu steigend eine Druckspannung. An der Oberkante und der Unterkante eines Balkens, wo die Schubspannungen gleich Null sind, sind die Hauptspannungen gleich den Längsspannungen, d. h. gleichlaufend der Stabachse. Zwischen diesen Grenzen bilden die Orte der größten Zug- und der größten Druckspannungen Bögen, die sogenannten Spannungstrajektorien.

Den Verlauf dieser Spannungstrajektorien für einen einfachen frei aufliegenden homogenen Balken mit T-förmigem Querschnitt stellt die Abb. 33 dar. Je geringer die Längsspannungen — also an den Auflagern — desto näher sind die Zugtrajektorien der Neigung von 45° , je größer die Längsspannungen, — also nach der Mitte zu — desto

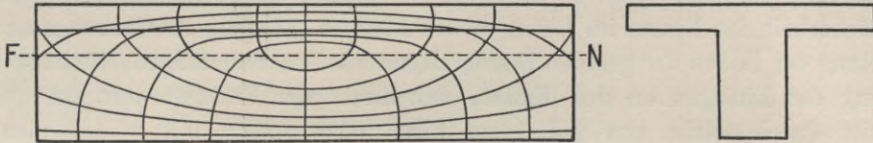


Abb. 33.

flacher verlaufen sie. Der Verlauf wechselt natürlich mit verschiedener Belastung wie die gegenseitigen Beziehungen zwischen den Momenten, die die Längsspannungen bestimmen, und den Querkräften, von denen die Schubspannungen abhängen.

72. Das wären die im einheitlichen Betonkörper auftretenden Schubspannungen. In gleicher Weise treten an der Einbettungsfläche der Einlagen Schubspannungen auf. Sie müssen die Unterschiede der Längsspannungen zweier benachbarter Ebenen der Einlagen aufnehmen und an den Beton abgeben, also die Zusammenziehung der gespannten Einlage, das Gleiten des Eisens im Beton verhindern. Zur Bestimmung ihrer Grenze wären die das Eisen am Beton festhaltenden inneren Kräfte zu verfolgen.

73. Unter der Voraussetzung, daß der Beton Zugspannungen nicht aufnimmt, ergibt sich rechnerisch die Größe der Schubspannungen von oben nach unten im rechteckigen, mit einer geraden Eiseneinlage im Untergurt versehenen Balken so, daß sie an der Oberkante gleich Null ist und bis zur neutralen Faser ansteigt, wo sie gleich der Querkraft geteilt durch die Balkenbreite und den Abstand der Mittelpunkte beider Gurtkräfte, d. h. der Eiseneinlagen und des oberen Drittpunktes der Druckgurtung, also $= \frac{Q}{b \cdot e}$.

Von der neutralen Faser bis zur Einlage behält die Schubspannung diese Größe bei und wirkt so auch an der Oberfläche der Einlage.

Zwischen der größten Schubbeanspruchung in der Betonmasse und der Gleitbeanspruchung des Stabettes besteht also unter der Voraussetzung, daß der Beton keine Zugspannungen aufnimmt, in jeder lotrechten Stabebene das Verhältnis: Balkenbreite zur Summe der Umfänge der Einlagen.

74. Bei der Abmessung von Tragwerken wird im allgemeinen nicht die Hauptspannung als Mittelkraft zugrunde gelegt, sondern es werden ihre beiden Einzelkräfte getrennt verfolgt und durch eigens auf jede gerichtete Betrachtung der Massenbeanspruchung aufgenommen.

Mit dem Ziele der Entlastung der Schubspannungen bei Balken und Plattenbalken in der Betonmasse ist so bisweilen eine zweite Einlage angebracht worden, oder es sind für die Längseinlagen besondere Formen entstanden. Entweder wurden in gewissen Abständen über die ganze Balkenlänge oder an den Enden senkrecht stehende Bügel oder Stäbe eingelegt, von denen jeder mit der Schubfestigkeit seines Querschnittes die zwischen ihm und dem nächsten wirkenden wagerechten Schubkräfte ganz oder zum Teil aufnehmen

sollte, oder es wurde ein Teil der Längsstäbe, der für die Verstärkung des Untergurtes nach den Auflagern zu — entsprechend der Verringerung der Momente und damit der Zugspannungen — entbehrt werden konnte, nach oben abgebogen. Diese Abbiegungen lagen dann etwa in der Richtung der aus den Schubspannungen sich ergebenden Zugspannungen und sollten diese mit ihrer Längsachse fassen; oder es wurden zu gleicher Wirkung unter 45° nach dem Auflager zu steigende Bügel außer der manchmal wagerecht durchgeführten, manchmal auch teilweise abgesehenen Längseinlage angebracht. Die senkrechten sowohl wie die geneigten Bügel wurden mitunter in besonderer Weise mit den Längseinlagen fest verbunden.

Es wäre zu vermuten, daß befestigte Bügel und abgesehene Längseisen sowohl einer Entlastung der Schubspannungen in der Betonmasse selbst als auch der Vermehrung der Gleitsicherheit des Eisens im Beton dienen könnten. Andere Ausführungen, wie die Umwicklung der Enden der geraden Eiseneinlagen mit Drahtwindungen, die hakenförmige Aufbiegung der Einlagen an den Enden, der Ersatz der Einlagen mit gleichmäßigem Querschnitt durch solche aus gedrehtem Eisen oder Stäben mit wechselnden Querschnittsverdickungen und Einschnürungen werden nur eine Erhöhung der Sicherheit des Eisens gegen Gleiten im Beton hervorbringen können.

Über die Notwendigkeit solcher Hilfsmittel und über ihre Zweckmäßigkeit im einzelnen gingen die aus Einzelversuchen gewonnenen Meinungen weit auseinander. Bei Platten wäre eine Einlage zweiter Ordnung zur Unterstützung der Schubfestigkeit der Betonmasse selbst wohl auch zu entbehren, denn in der Regel erfolgte die Zerstörung durch senkrechte Risse, die eigene Schubfestigkeit der Betonmasse hat also ausgereicht; ob dabei jedoch der Zusammenhang der Einlagen mit dem Beton durch Schubwirkungen mit überwunden wird, also das Eisen gleitet, oder ob es nur zu weit gestreckt wird, mußte vorläufig unentschieden bleiben. Bei den Versuchen von Sanders — siehe die Abb. 2 — zeigten sich Reißerscheinungen, die auf die Wirkung von Schubspannungen zurückzuführen sind, nur bei den Platten, an denen das Eisen im Verhältnis zur Güte des Betons zu stark war — die also für den Gebrauch falsch aufgebaut gewesen wären —, und bei denen die Verstärkung der Einlage keine oder nur eine unwesentliche Erhöhung der Tragfähigkeit gegenüber den Platten mit kleinerem Eisengehalt bedeutete.

Bei Balken zeigt sich hingegen, wenn auch ihre Zerstörung von einem senkrechten Mittelriß ausgeht, daß die weiter vorhandenen Risse zwischen den Lasten und den Auflagern meist nach der Mitte zu geneigt sind, wenn nicht gar, wie bei den Balken E_1 und E_2 bei Feret, ein solcher nahe dem Auflager aufsteigender geneigter Riß den Bruch herbeiführt. Bei Plattenbalken entstehen auch am Ansatz des Unterzuges an der Plattenunterkante wagerechte Risse, die eine Trennung der Platten und des Balkens herbeiführen.

Nach den ersten gelegentlichen Versuchen schien sich zu ergeben, daß die Wirkung senkrechter Bügel wohl am geringsten, die Wirkung schräger Bügel und abgesehener Eisen besser sei, und daß die Ausnutzung der Bügel durch eine feste Verbindung mit den Längseisen erhöht werde.

4. Versuchsreihen der französischen Regierungskommission (Paris).¹⁾

75. Vergleichende Versuche über die Wirkung von Einlagen zweiter Ordnung hat die zweite Gruppe der französischen Regierungskommission an 17 rechteckigen Balken von 20 cm Breite, 40 cm Höhe und 4 m Länge im Jahre 1904 angestellt.

Die Einzelheiten der Bauart ergeben die Abb. 34 bis 50 und die Zusammenstellung 5. Die Werte der Querverstärkung sind darin berechnet als Verhältnis der

¹⁾ Commission du ciment armé, expériences etc., Paris 1907.

Größe der wagerecht geschnittenen Bügelfläche zu der im gleichen Schnitt bis zum nächsten Bügel liegenden Betonfläche. Alle Einlagen waren aus weichem Stahl, alle Längseinlagen hatten 23 mm Durchmesser.

Zusammenstellung 5.

Nr.	Quereinlagen	Durchm. mm	%	Moment beim Beginn der schrägen Risse	Bruch- moment
A	32 senkrechte offene Flacheisenbügel . .	—	0,48	—	12 285
B	32 senkrechte offene Rundeisenbügel . .	5	0,39	8110	12 205
C	32 senkrechte offene Flacheisenbügel . .	—	0,48	6590	12 969
D	32 senkrechte offene Rundeisenbügel . .	5	0,39	6590	12,969
E	32 senkrechte geschlossene Flacheisenbügel	—	0,48	6590	12 260
F	32 senkrechte geschlossene Rundeisenbügel	5	0,39	5882	12 969
G	50 senkrechte geschlossene Rundeisenbügel	4	0,39	5173	12 260
H	23 senkrechte geschlossene Rundeisenbügel	6	0,40	6590	13 678
I				6590	12 969
J	25 senkrechte geschlossene Rundeisenbügel	5	0,30	—	—
K	29 senkrechte geschlossene Rundeisenbügel	7	0,70	—	—
L	40 senkrechte geschlossene Rundeisenbügel	7	0,96	7299	12 827
M	12 schräge geschlossene Rundeisenbügel .	5	0,21	6590	13 678
N	14 schräge geschlossene Rundeisenbügel .	7	0,49	5882	13 536
O	18 schräge geschlossene Rundeisenbügel .	7	0,68	8717	14 387
P	32 senkrechte offene Rundeisenbügel . .	7	0,39	—	—
Q	32 senkrechte offene Rundeisenbügel . .	7	0,39	5882	12 260

Der Beton bestand bei allen Balken gleichmäßig aus 300 kg Zement auf 400 Liter Sand und 800 Liter Kies, also etwa aus einem Raumteile Zement auf zwei Teile Sand und vier Teile Kies. — Die Balken wurden nach einer Erhärtung von etwa drei Monaten über 3 m Stützweite bis zum Bruche belastet und zwar Balken *A* durch eine Mittel-last, alle anderen durch zwei Lasten, die bei *B* mit 1 m, bei allen anderen mit 1,2 m Abstand zur Mitte gleichliegend angriffen.

76. Beobachtet wurden die Brucherscheinungen und die Durchbiegungen. Außerdem wurden Formänderungsmessungen an einzelnen Balken vorgenommen, unter anderem wurden an den Balken *G*, *L*, *M*, *N*, *O* und *Q* an den beiden gegenüber liegenden Seitenflächen auf der Mitte zwischen einem Auflager und einer Last die Längenänderungen an einer unter 45° nach der Mitte fallenden 50 cm langen Strecke gemessen, d. h. also die Längenänderungen in der Ebene des mitten zwischen Auflager und Lastangriff liegenden geneigten Bügels. — Im Vergleich mit dem nur in der Längsrichtung bewehrten Balken *I* sollte festgestellt werden:

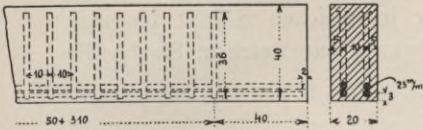
die Wirkung von Quereinlagen aus Flacheisen gegenüber solchen aus Rund-eisen: Balken *A*, *C*, *E* gegenüber *B*, *D*, *F*;

die Wirkung der Verteilung in eine mehr oder weniger große Zahl von Bügeln: Balken *H*, *F*, *G*;

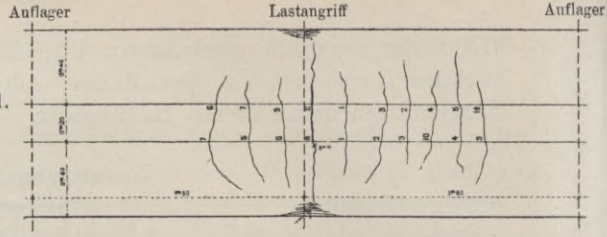
der Einfluß der Verstärkung des Gesamtquerschnittes der Quereinlage: Balken *J*, *F*, *K*, *L*;

die Wirkung geneigter gegenüber der senkrechter Bügel: Balken *J*, *K*, *L* gegenüber *N*, *O*, *P*;

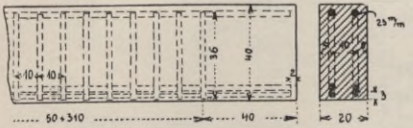
der Einfluß der wagerechten Abbiegung der oberen Enden senkrechter offener Bügel: Balken *B* gegenüber *P*, *Q*.



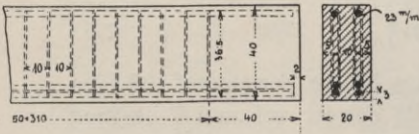
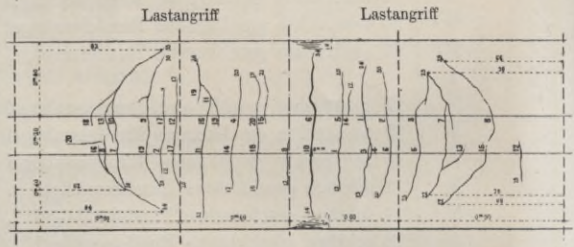
Balken A.
Abb. 34. 51.



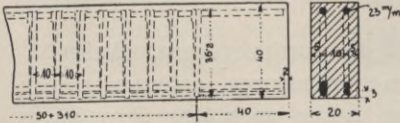
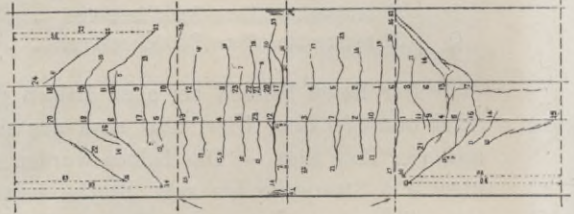
Balken B.
Abb. 35. 52.



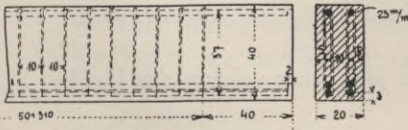
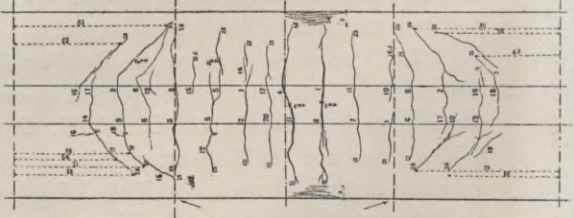
Balken C.
Abb. 36. 53.



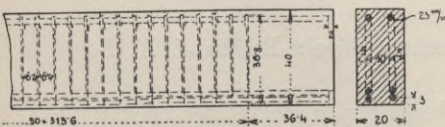
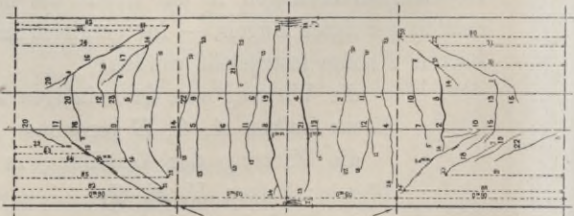
Balken D.
Abb. 37. 54.



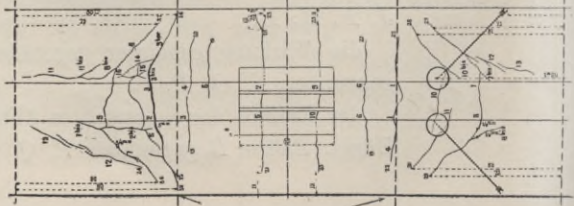
Balken E.
Abb. 38. 55.



Balken F.
Abb. 39. 56.

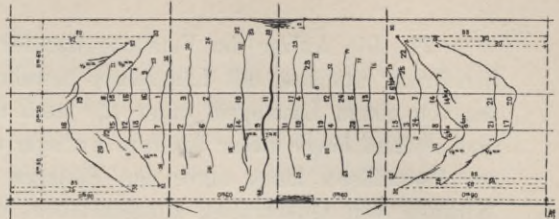


Balken G.
Abb. 40. 57.

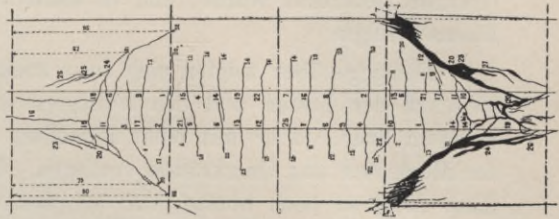




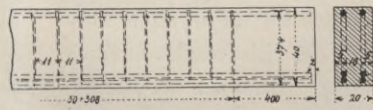
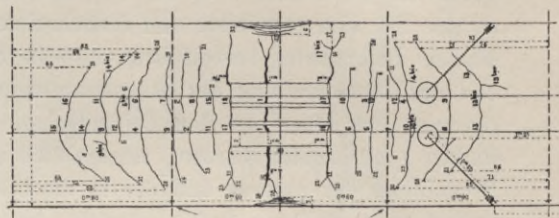
Balken H.
Abb. 41. 58.



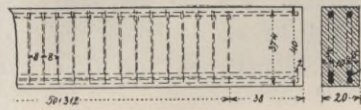
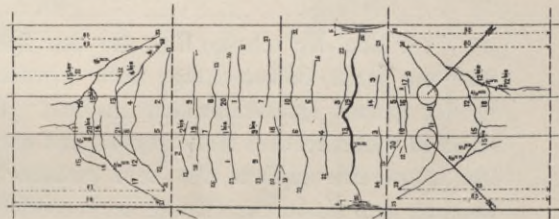
Balken I.
Abb. 42. 59.



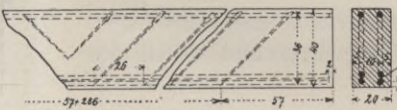
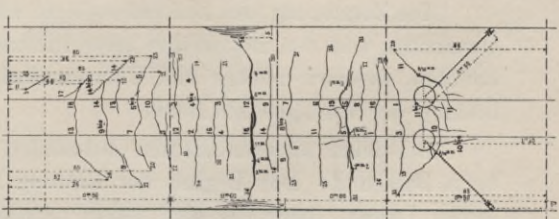
Balken J.
Abb. 43.



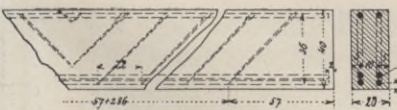
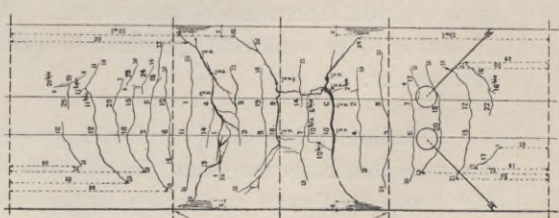
Balken K.
Abb. 44.



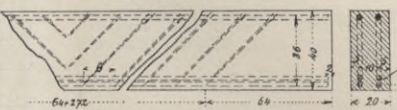
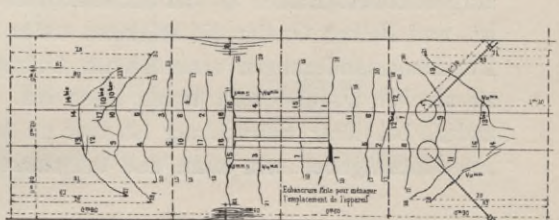
Balken L.
Abb. 45. 60.



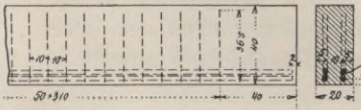
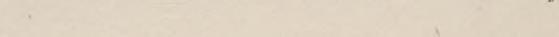
Balken M.
Abb. 46. 61.



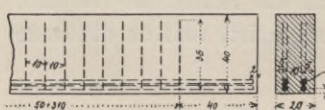
Balken N.
Abb. 47. 62.



Balken O.
Abb. 48. 63.



Balken P.
Abb. 49.



Balken Q.
Abb. 50. 64.

Einstricken feils zur Anlagerung
des Ankerbolzens an der Längsachse

77. Die Anlage der Versuche war für den erstrebten Zweck richtig, denn für die Zerstörung des nur mit Längseisen bewehrten Balkens *I* wurde ein Riß entscheidend, der von einem Lastangriff unter 45° nach dem Auflager zu bis hinunter an die Eisen und alsdann längs dieser bis zum Auflager verlief; auch entstanden auf dieser Strecke an der Unterfläche längs unter den Einlagen lange Risse. Die Zerstörung war also der Wirkung von Querkraften zuzuschreiben, ohne daß weite Zugrisse auftraten oder der Obergurt zerdrückt wurde, und es kann vermutet werden, daß sie unter Gleitung des Eisens erfolgte.

Demgegenüber zeigten sich zwar auch bei sämtlichen anderen Balken mit Bügeln zwischen den Lasten und den Auflagern schräge Risse; nur nicht bei dem Balken *A*, bei dem aber, da er mit einer Einzellast belastet war, andere Beziehungen zwischen den Momenten und Querkraften vorliegen. Bei den Balken *N* und *O* gingen die schrägen Risse nicht so hoch hinauf, wie bei den übrigen. Alle diese Balken zerbrachen aber anders als der Balken *I* in der Art, daß ein zwischen den Lastangriffen liegender senkrechter Riß sich erweiterte und fortschreitend eine Zerdrückung des immer dünner werdenden Betongurtes herbeiführte, also in der dem Überwiegen des Biegemomentes und der Überschreitung der Längsspannungen eigenen Erscheinung. Risse in der Längsrichtung der Eisen an den Seitenflächen und an der Unterkante, wie sie bei dem Balken *I* beobachtet wurden, zeigten sich nur spärlich. Die Abb. 51 bis 64 geben die Bruchbilder der unteren und der in die Bildebene umgeklappten Seitenflächen; die Risse sind darin nach ihrer Aufeinanderfolge beziffert.

78. Ehe der schräge Riß, der den Balken *I* beim Bruch in zwei Teile schied, sich über die ganze Balkenschräge hoch erstreckte, hatte er sich schon allmählich auf etwa $\frac{5}{6}$ der ganzen Querschnittshöhe geöffnet. Die Schubfestigkeit der Betonmasse war also schon in weitgehendem Maße gestört, und doch ertrug der Balken weitere Laststeigerungen. Die Querkraft mußte also zum größten Teile durch die Längseisen und durch die Reibung der Betonbruchflächen aufgenommen werden.

Die Zerstörung des Balkens erfolgte also im letzten Grunde nicht dadurch, daß die Querkraften von den Betonteilen selbst und der Einlage nicht mehr aufgenommen werden konnten, sondern infolge der Überschreitung der zulässigen Spannungen an der Einbettung der Einlagen im Beton.

Bei allen anderen Balken entstanden nun schräge Risse in derselben Lage wie beim Balken *I*. Der Beginn der Bildung schräger Risse erfolgt annähernd unter denselben Lasten, jedenfalls sind keine regelmäßigen, mit der Bügeleinlage in Beziehung zu bringende Unterschiede aufzuweisen. Daraus muß man schließen, daß die Bügel — ob schräg oder senkrecht gerichtet — erst dann beansprucht werden, wenn der Beton gerissen ist.

79. Das wird durch die gleichzeitig vorgenommenen Messungen der Längenänderungen der geneigten Faser bestätigt. In der Abb. 65 sind oben die Längenänderungen der unter 45° geneigten Fasern der beiden Balken, die die Grenzwerte der Bügeleinlage aufweisen, aufgezeichnet: Balken *Q*, der mit senkrechtem, offenem, glatt endigendem Bügel versehen ist, und Balken *O*, der die stärksten unter 45° geneigten oben geschlossenen Bügel hat. Die Längenänderungen verlaufen im Anfang gleich, dann nehmen sie bei *O* langsamer zu als bei *Q*, und bald treten Risse ein. Zwar liegen die ersten Risse etwas auseinander, bei ihrer Betrachtung ist aber zu berücksichtigen, daß die Erkenntnis mit dem Auge nicht genau sein kann und bei starken Einlagen schwieriger ist, weil da die Risse

feiner bleiben. Nach anderen Beobachtungen von Feret, Turneure und v. Bach ist die Erkenntnis der ersten Risse überdies nicht gleichbedeutend mit dem Beginn der Zerstörung des Betons, sondern diese erfolgt schon früher.

Es ist daher anzunehmen, daß die Zerstörung des Betongefüges dem Punkte nahe liegt, von dem sich ein Unterschied in den Dehnungen in der Art zeigt, daß sie bei den mit kräftigen Bügeln versehenen Balken zurückbleiben. Alsdann tritt die Wirkung der Bügel in der Art ein, daß sie die weitere Öffnung der Scherrisse hemmt, so daß diese Scherrisse nicht Ursache der Zerstörung des Balkens werden, sondern vielmehr die fortschreitende Öffnung senkrechter Mittelrisse und die Zerdrückung des immer schmäler werdenden Betons an der Oberkante. Das hat zur Voraussetzung, daß die Einlagen nicht in ganzer Länge gleiten, denn sonst würden sich sofort die Schrägrisse, die dem Auflager am nächsten sind, weiter öffnen. Vielmehr muß die Einlage weiter Zug aufnehmen und sich dehnen können, und dieser Dehnung folgend, öffnen sich die Mittelrisse.

Das Ergebnis wäre also, daß die in der Betonmasse selbst auftretenden Schubspannungen durch eine Quereinlage kaum entlastet, sondern in der zulässigen Größe doch überschritten werden, daß aber dann die weitere Ausdehnung dieser Risse verhindert wird und zwar durch geneigte Bügel besser. Die Verhinderung des weiteren Aufklaffens des Balkens wird alsdann nicht nur der Zug- und Haftfestigkeit der Längseinlagen im Beton überlassen, sondern die Bügel wirken dabei mit. Es kann also die Zugfestigkeit der Längseinlage höher beansprucht werden, ehe die Gefahr der Gleitung eintritt.

Es werden somit die Schubspannungen zwischen Eiseneinlage und Beton, die ein Hereinziehen der Längseisen bewirken wollen, durch die Bügel entlastet. Die Bügel bilden, auch wenn sie nicht

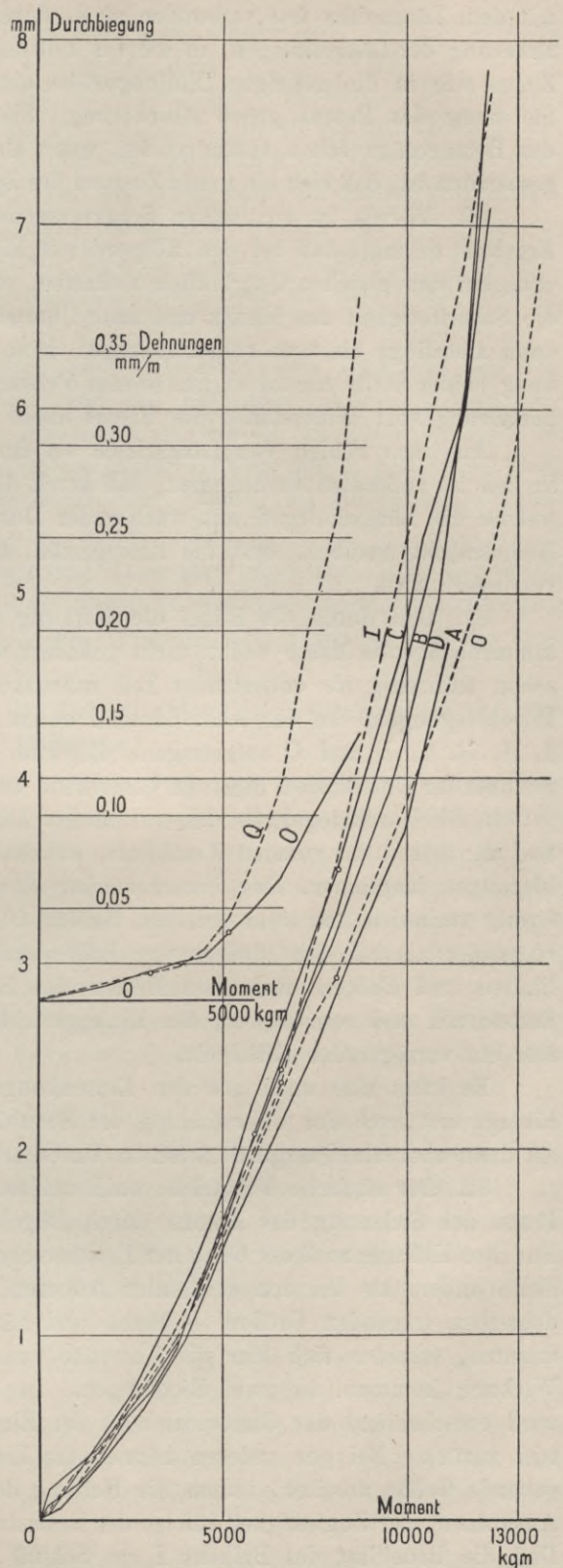


Abb. 65. ○ Beobachtung der ersten Risse.

mit dem Längseisen fest verbunden sind, durch die Vermittelung des Betons eine Verankerung der Längseinlagen, in die ein Teil des von den Längseinlagen aufzunehmenden Zuges wie in die geneigten Füllungsstäbe eines Fachwerks übergeht, nicht aber eine Sicherung des Betons gegen Abscherung. Sie treten erst in kräftige Wirkung, wenn das Betongefüge schon verändert ist, wenn also schon die Formänderung so weit vorgeschritten ist, daß sich ein neuer Zustand der Spannungsaufnahme im Körper gebildet hat.

80. Mörsch ist aus reinen Scherversuchen an kurzen Prismen ebenfalls zu dem Ergebnis gelangt, daß bei den Körpern mit Eiseneinlage die Abscherungsrisse im Beton etwa bei den gleichen Querkraften auftreten, wie bei den reinen Betonprismen, daß also die Scherfestigkeit des Eisens erst nach Überwindung der des Betons ausgenutzt werde, dann allerdings bis zum vollen Betrage. Eine gleichzeitige Zusammensetzung der Wirkung beider Stoffe nimmt er aus seinem Versuche nicht an; jedoch hinge die vollständige Zerstörung vom Widerstande des Eisens allein ab.

Aus dem Fehlen von Längsrissen an der Unterfläche bei den französischen Versuchen ist außerdem anzunehmen, daß durch die Bügel auch die absprengende Wirkung, welche die Längseinlagen mit wachsender Durchbiegung auf die unter ihnen liegende Betonschicht ausüben, und die naturgemäß den Zeitpunkt des Gleitens näher bringt, verringert wird.

81. Daß durch die Bügel die Wirkung des Verbundkörpers, solange er eine zusammenhängende Masse bildet, nicht geändert wird, wie es sein würde, wenn die Bügel schon frühzeitig als entlastender Teil mitwirken würden, zeigt auch der Vergleich der Durchbiegungen. In der Abb. 65 sind unten die Einsenkungen der Mitten der Balken *I*, *A*, *B*, *C*, *D* und *O* aufgetragen. Bis zum Auftreten der ersten Risse ist ein kennzeichnender Unterschied nicht zu bemerken; von den ersten schrägen Rissen an wachsen jedoch die Durchbiegungen des nur in der Längsrichtung bewehrten Balkens *I* stärker und annähernd im geraden Verhältnis, während bei den Balken mit Bügeln die Durchbiegungen langsamer, aber immer stärker als die Lasten zunehmen, so daß sie bogenförmig verlaufen und zwar bei dem Balken *O* mit der größten Quereinlage anscheinend langsamer als bei den übrigen vier Balken mit mittlerer Armierung. In die sonst bei Platten und Balken nach dem Reißen des Betons eintretende geradlinige, nur vom Betondruck und vom Zug an den Einlagen abhängige Zunahme der Einsenkungen greift hier ein verzögerndes Mittel ein.

Es kann also auch aus den Einsenkungen geschlossen werden, daß eine zweite Einlage erst nach der Überwindung der Schubfestigkeit der Betonmasse hervortritt, daß sie dann aber als Querglied zwischen Untergurt und gedrücktem Obergurt einsetzt.

82. Der einfache Vergleich von Bruchlasten hat nach dieser Entwicklung für die Frage der Sicherung des Betons durch Bügel gegen Scherkräfte nur geringen Wert. Für ihre Klärung muß der Gang der Brucherscheinungen, wie geschehen, verfolgt werden. Denn anders als bei den erwähnten früheren Versuchen, die bis zur letzten Last mit denselben tragenden Größen — Beton und Längseisen — unter gleichen Bedingungen arbeiten, scheiden sich hier die Versuche von dem Zeitpunkt, in dem die Bügel zur Wirkung kommen, in zwei Richtungen. In der einen, welcher der Balken *I* folgt, wird entscheidend der Gleitwiderstand der Einlage allein, die Zugfestigkeit des Eisens tritt zurück. Bei der anderen können die Eisenzugspannungen noch weiter als maßgebende Größe arbeiten, indem die Haftung des Eisens und damit die Möglichkeit der Ausnutzung der Zugfestigkeit infolge der Entlastung durch die Bügel länger erhalten bleibt. Daß die Bruchlast des Balkens *I* am Schluß bei der der übrigen Balken liegt, wird daher ein Zufall, keine Notwendigkeit sein.

83. Jedoch kann an den Bruchlasten der Balken mit Bügeln unter sich die Wirkung verschiedener Ausbildung der Bügel zur Erreichung einer höheren Traggrenze verfolgt werden. Die Schlüsse müssen sich aber auf die allgemeinen Bemerkungen beschränken, daß schräge Bügel besser wirken als senkrechte, daß eine Vermehrung des Eisenverhältnisses der Bügel günstig wirkt, und daß bei gleichem Querschnitt die Verteilung in mehr Bügel vorteilhaft ist. Es ist zu schließen, daß die Bügel dann am günstigsten wirken, wenn sie möglichst nur in ihrer Längsachse beansprucht werden und die günstigste Verteilung ihres Querschnittes für die Haftung im Beton und die Zugfestigkeit aufweisen. Das wäre die Richtung der Zugspannungstrajektorien oder genähert die Steigung von 45° .

84. Die französische Regierungskommission entwickelt ihre Ansichten aus den einzelnen Versuchen nicht. Ihr Endurteil trifft mit der obigen Ableitung dahin zusammen, daß die zweite Einlage, die so angeordnet ist, daß sie die Querdehnungen des Betons verhindern solle, doch die Elastizität des ganzen Balkens nur in geringerem Maße vermehre als Längseinlagen von gleichem Querschnitt. Häufig sei die Vermehrung nur ganz gering.

Dagegen vermehre die zweite Einlage den Widerstand gegen die völlige Zerstörung des Betonkernes um so mehr, als sie für die Aufnahme der Querdehnungen zweckmäßig angeordnet sei. Nach der Richtung könne ihre Wirkung viel größer sein als die einer Längseinlage von gleichem Querschnitt.

Die Quereinlage wirke erst, wenn die Elastizität des Betons überschritten sei, aber dann gewinne ihre Tätigkeit eine große Wichtigkeit.

85. Ein abschließendes Urteil kann über die Frage der Quereinlage aus den vorliegenden Versuchen nicht gefällt werden; einmal steht auf der einen Seite nur der Balken *I*, andererseits kann die ganze Frage, wie die Ableitung zeigt, auch bei eingehender Verfolgung des Zerstörungsvorganges nicht lediglich durch Festigkeitsproben entschieden werden. Sie würde zu ihrer Lösung eingehende Formänderungsmessungen, die Beton und Eisen beobachten, erfordern; insbesondere zur Feststellung der Wirkung der Bügel in bezug auf die Erhöhung der Gleitsicherheit der Einlage im Beton.

Ob zwischen der Schersicherheit der Betonmasse und der Längseinlage Beziehungen gefunden werden können, muß nach den Scherversuchen von Mörsch dahingestellt bleiben.

5. Die Gleitsicherheit.

86. Über den Begriff der Gleitsicherheit bestehen verschiedene Ansichten. Bisweilen ist angenommen worden, daß das Zusammenwirken von Beton und Eisen auf einem bloß mechanischen Nebeneinanderwirken der beiden Stoffe beruht, das solange dauert, als die mechanische Verbindung anhält. Diese mechanische Verbindung käme dadurch zustande, daß sich der Beton beim Erhärten zusammenzieht und so das Eisen festklemmt.

Es gäbe keine Haftfestigkeit. Diese Ansicht vertritt Probst. Er stützt sie darauf, daß nach Vollendung seiner Versuche das wieder freigelegte Eisen stets dasselbe Aussehen wie vor der Einbettung — ebenso blank wie bei der Verwendung — gehabt habe. Bei einem verrostet eingelegten Stabe seien zwar die Roststellen mit Zementmilch überdeckt gewesen; durch Abschaben des Zementes habe man jedoch die Roststellen wieder freilegen können.

Den Ausdruck Haftfestigkeit als Bezeichnung für den Widerstand gegen Gleiten hält auch v. Bach nicht für richtig. Er meint, man werde bei dieser Bezeichnung

zunächst an Kräfte denken, die senkrecht zur Staboberfläche wirken. v. Bach bringt daher die Bezeichnung Gleitwiderstand in Vorschlag, da es sich um den Widerstand handelt, der sich dem Gleiten des einbetonierten Eisens entgegensetzt. Dem ist entgegengehalten worden, daß man unter Gleitwiderstand in der Regel den Widerstand des Gleitens von Flächen zu verstehen pflege, die sich ohne Anhaftung nur mit Reibung berühren.

87. Der Ansicht aber, daß die Verbindung von Eisen und Beton nur eine mechanische sei, stehen die Versuche von M. Breuillie¹⁾ gegenüber. Dieser drückte 30 Eisenplatten von 3,5 cm Breite und 7 cm Länge auf eine frische Mörtelunterlage aus einem Teil Zement und zwei Teilen Sand auf. Nach erfolgtem Erhärten unter gewöhnlichen Umständen wurden die Platten vom Mörtel unter Vermeidung von Nebenwirkungen wie Reibung und Gleitung losgerissen. Es ergab sich:

nach einer Erhärtung von	2	7	12	17	22	27	30	Tagen
eine Haftfestigkeit von . .	0,28	0,67	0,95	1,14	1,30	1,32	1,54	kg für d. cm ² .

An anderen Versuchen fand Breuillie, daß ein vor dem Umkleiden mit Mörtel rostiger Eisenstab nach Entfernung des Mörtels nach 15 bis 20 Tagen vollkommen frei von Rost erschien, gerade als ob er das Eisenoxyd an den Zement abgegeben hätte.

Daß zwischen der Oberfläche des Eisens und dem Zement eine chemische Wechselwirkung eintritt, zeigte sich auch daran, daß metallglänzend eingebettete Stäbe matt wurden, und daß nach dem vollständigen Entfernen des Mörtels eine Gewichtszunahme gegenüber dem Gewicht bei der Einbettung festzustellen war. Breuillie hat diese Gewichtszunahme an Platten bemerkt und dann, nachdem die Platten einige Stunden im Wasser gelegen hatten, wiederum eine Gewichtsabnahme gefunden. Daraus schließt Breuillie, daß sich zwischen Beton und Eisen ein lösliches Salz gebildet habe.

Als Beleg dafür, daß dem so sei, und daß die chemisch entstandene Haftfestigkeit durch Wasser zerstört werde, gibt Breuillie an, daß er bei anderen Versuchen, bei denen durch 30 cm dicke Platten Wasser mit 12 m Druckhöhe hindurchgepreßt wurde, nachher ein Aufhören der chemisch entstandenen Haftfestigkeit erkannt habe.

Dieselbe ungünstige Wirkung hätten Temperaturen von 500 bis 550° C gehabt.

Diese chemische Bildung der Haftfestigkeit wird natürlich vermehrt werden, wenn die Einlagen mit möglichst großer Oberfläche angeordnet werden, und wenn sie solche Querschnitte haben, die das allseitige Umfassen durch den Beton nicht behindern.

88. Außer solchen chemischen Vorgängen entsteht aber gewiß bei der mit der Erhärtung des Betons verbundenen Raumänderung noch ein physikalischer Vorgang, indem bei der Zusammenziehung des Mörtels das Eisen festgepreßt wird. Dafür liegen, wenn der Beton in der Luft erhärtet, andere Bedingungen vor als bei der Erhärtung im Wasser, da in der Luft ein Schwinden, im Wasser hingegen eine Raumausdehnung einzutreten scheint. Dieser Vorgang ist aber von den chemischen Bedingungen ganz unabhängig.

89. Die Zerstörung des Zusammenhangs zwischen Beton und Eisen braucht auch nicht in dem durch den chemischen Vorgang neu gebildeten Ringe zu erfolgen, sondern sie kann auch an seiner inneren Leibung — der Eisenoberfläche — oder an seiner äußeren Hülle — der ersten ungeänderten Betonschicht — oder auch zwischen den nächstliegenden Betonringen erfolgen. Je nachdem würde als nicht mechanisch entstandener Beitrag die Schubfestigkeit des Betons an die Stelle der zwischen der Eisenoberfläche und dem Beton geschaffenen Beziehungen treten. Wie die Versuche von

¹⁾ Tonindustrie-Zeitung 1904, S. 1293.

Breullie zeigen, können vielleicht auch im selben Körper Feuchtigkeit und Temperatur die Beziehungen zwischen Eisenoberfläche und dem Beton ändern.

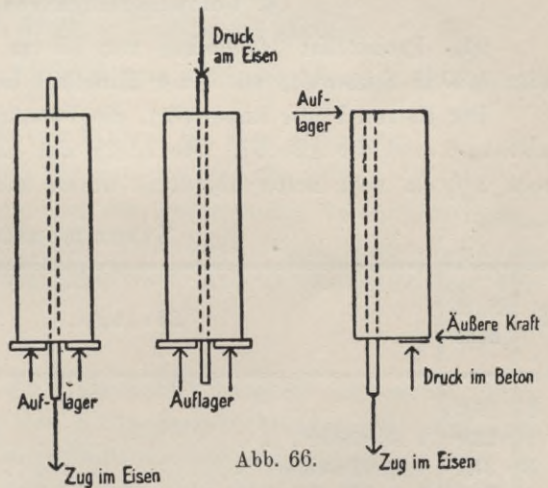
90. Der Begriff einer zulässigen Spannung für den Zusammenhang zwischen Eisen und Beton wird daher in gewissem Grade von sehr vielen Einflüssen abhängig sein. Es steht fest, daß er bei der Entstehung von der Art der trockenen Mörtelmischung, dem Wasserzusatz, der Beschaffenheit, Gestalt und Größe der Eisenoberfläche und den Bedingungen der Abbindung des Mörtels abhängig ist, abgesehen von seiner späteren Änderung durch Wasser- oder Wärmeeinwirkungen. Da die inneren Vorgänge nicht genau geklärt sind, wird mit der Summe der mechanischen und chemischen Vorgänge, also mit der Gesamtheit der dem Gleiten entgegen wirkenden inneren Kräfte als Einheit zu rechnen sein.

Für die Feststellung einer Einheit für die zulässige Beanspruchung des Verbandes gegen Gleiten in kg für das cm^2 der Berührungsfläche zwischen dem Beton und dem Eisen ist zu beachten, daß für Herausziehen und Hineindrücken und für Biegung verschiedene Verhältnisse der Erregung der Spannung vorliegen. Bei dem Versuch, einen Eisenstab aus einer Betonhülle herauszuziehen oder zu drücken, wirkt an der Stelle, an der der Stab in den Beton eintritt, die gesamte Belastung. Auf welche Länge und ob überhaupt auf der ganzen Länge — entsprechend der Abgabe der Eisenspannung an den Beton — Spannungen am Umfange des Eisens erregt werden, hängt nicht mehr sowohl von den äußeren Kräften, sondern vielmehr von Beziehungen zwischen den beiden Materialien ab. Die Eisenspannung wird zwar allmählich an den Beton abgegeben werden; nach welchem Gesetz das geschieht, ist unbekannt und nach Länge und Dicke des einbetonierten Eisens verschieden.

Bei einem gebogenen Balken ändern sich dagegen die Spannungen im Eisenstabe über seine ganze Länge als Folge der äußeren Kräfte nach dem Verlaufe des Angriffsmomentes, und es müssen Spannungen auf der ganzen eingebetteten Länge erregt werden; und zwar ist die auf die eingebettete Längeneinheit wirkende erregende Kraft an jeder Stelle bekannt, nämlich gleich dem Unterschiede der Zugkräfte in den beiden die Längeneinheit begrenzenden Querschnitten.

Eine Kraft P , die einen Eisenstab aus einer Betonhülle von der Länge L durch Längskraft entfernen soll, wird also die Verbindung zwischen Eisen und Beton anders beanspruchen als die gleiche Kraft P , die in einem vom Auflager ebenfalls in der Länge L entfernt liegenden Querschnitt der Einlage eines gebogenen Balkens entsteht. Die Abb. 66 veranschaulicht diese Verschiedenheit.

Überdies kann aber eine gleiche Eisenspannkraft P an demselben Querschnitt eines gebogenen Balkens durch die verschiedensten Belastungszustände entstehen, so daß zwar immer die gleiche Einbettungsfläche und die gleiche Kraft beim Eintritt, aber ein anderer Abfall der Spannkraft im Eisen zu betrachten wäre. Endlich kann dieselbe Größe P durch wiederum andere Lasten in anderen Querschnitten desselben oder auch eines anderen Balkens erzeugt werden — so daß also die gleiche Kraft beim Eintritt, aber andere Einbettungslängen und ein anderer Abfall vorliegen würde.



Man wird daher bei der Bewertung der bei Biegung die Haftspannung erregenden Kräfte immer auf die Länge 1 zurückgehen und sie gleich der Differenz der an den Enden der Längeneinheit wirkenden Längskraft im Eisen ermitteln müssen. Aber man nähert sich auf diese Weise der Möglichkeit der Feststellung einer Einheit. Die von Zug- und Druckversuchen aus der Teilung der Kraft durch die Einbettungsfläche gewonnenen Zahlen kann man ohne weiteres nicht einmal vergleichen, da sie nur einen Durchschnittswert darstellen.

Einfach wird man eine Einheit der Haftfestigkeit aus Biegungsversuchen mit geradlinig bis auf Null am Auflager abfallenden Angriffsmoment erhalten können. Bei einer solchen Beanspruchung fällt ja die Spannkraft im Eisen in gleichen Schichten ab. Würde man also in solchem Falle den im Eisen entstehenden Zug mit Spannungsmessern genau feststellen können, so erhielte man durch Teilung dieser Kraft durch die eingebettete Oberfläche eine Spannungseinheit. — Biegungsversuche, die ihr Augenmerk auch auf die Feststellung der Haftfestigkeit gerichtet haben, haben zwar mit einer solchen Belastung — eine Einzellast in der Mitte oder zwei Lasten in ähnlicher Lage — gearbeitet, aber die Eisenspannung wird gerechnet und nicht gemessen, und überdies ist der Beginn der Gleitung des Eisens häufig nicht genügend genau beobachtet, so daß das einwandfreie Material zur Ermittlung der Haftspannung bisher gering ist.

6. Versuchsreihen von Probst (Zürich).¹⁾

91. Probst hat 16 Balken von 15 cm Breite, 25 cm Höhe und 1,50 m Länge über 1,30 m Stützweite mit einer Mittellast bis zum Bruch belastet.

Der Balken 1 war unbewehrt, die Verstärkung der übrigen erläutern die Zusammenstellung 6 und die Abb. 67. Die Länge der Einlagen betrug 1,45 m, so daß ihre Enden noch 2 1/2 cm vom Beton überdeckt waren und 7,5 cm über die Auflager hinausgingen.

Zusammenstellung 6.

Nr.	Nutzhöhe	Einlage	%	Bruchlast	Haftfestigkeit	Haftkraft
1	25,0		—	11000	—	—
2	22,0	1 Rundeisen 20 mm Durchm.	0,95	2050	—	—
3	24,1	1 Quadrateisen 18 " Seite .	0,91	3200	13,9	12,5
4	24,0	1 Rundeisen 20 " Durchm.	0,87	3550	13,5	11,6
5	23,2	1 " 20 " "	0,90	3815	15,2	13,4
6	22,8	1 " 20 " "	0,92	4000	16,1	13,7
7	21,9	1 " 20 " "	0,96	4000	16,8	14,4
8	21,1	1 " 20 " "	0,99	4000	17,4	14,9
9	20,0	1 " 20 " "	1,05	5150	24,5	20,8
10	22,3	2 " 14 " "	0,92	5750	16,9	13,2
11	22,5	4 " 10 " "	0,93	5000	10,3	6,7
12	22,0	1 " 20 " "	0,95	4250	17,9	14,4 ²⁾
13	22,1	1 Quadrateisen 10 " Seite .	0,98	5150	20,2	17,2
14	22,3	1 Johnstoneisen 14,6 · 14,6	0,64	5400	21,6	17,9
15	22,2	1 Ransomeeisen 16 · 16	0,77	4500	18,2	14,7
16	22,0	1 Rundeisen 20 mm Durchm., an den Enden hochgebogen	0,95	5800	—	—

1) Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft VI, Berlin 1906. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

2) In der Veröffentlichung von Probst steht hier der falsche Wert 10,3.

Die Betonmischung bestand aus 1 Teil Zement und etwa 5 Raumteilen eines Gemenges aus Sand und Kies. Eine Scherfestigkeitsgröße wurde in Vorversuchen als Bruch aus der Scherkraft und der Scherfläche zu 20 kg für 1 cm² ermittelt.

92. Beobachtet wurden die Brucherscheinungen. Probst stellt dann die „Haftkraft“ der Einlagen in der Art fest, daß er den der Bruchlast entsprechenden Eisenzug nach einem Rechnungsverfahren aus dem an der Bruchstelle wirkenden Angriffsmoment bestimmt. Diese Zugkraft wird dann durch den Umfang und die Länge des Eisens von der Bruchstelle bis zu seinem Ende geteilt, also auch unter Hinzurechnung des über den Auflagerpunkt hinausragenden 7½ cm langen Stückes zu der wirksamen Stablänge. Probst will mit diesen so berechneten Zahlen einen neuen Begriff der „Haftkraft“ aufstellen im Gegensatz zu der aus der Querkraft berechneten Haftfestigkeit.

Beide Begriffe kommen jedoch — sofern man von der Heranziehung des über den Auflagerpunkt hinausragenden 7½ cm langen Stückes der Einlage absieht — auf dasselbe hinaus.

Probst berechnet:

$$\text{„Haftkraft“} = \frac{\text{Moment}}{\text{Umfang} \times \text{Länge der Einlage} \times \text{Hebelarm der inneren Kräfte}}$$

gegenüber:

$$\text{Haftfestigkeit} = \frac{\text{Querkraft}}{\text{Hebelarm der inneren Kräfte} \times \text{Umfang der Einlage.}}$$

Da aber das Moment = Querkraft \times Abstand vom Auflager bis zum Querschnitt ist, so ergibt sich:

$$\text{„Haftkraft“} = \text{Haftfestigkeit} \times \frac{\text{Länge der Einlage bis zum Auflager}}{\text{Länge der Einlage bis zum Ende,}}$$

d. h. „Haftkraft“ und Haftfestigkeit sind nur bei der vorliegenden Versuchsanordnung verschiedene Größen, sonst aber gleiche Begriffe. Tatsächlich folgen auch die in der Zusammenstellung 6 angegebenen Werte der „Haftkraft“ und Haftfestigkeit dem Ver-

$$\text{hältnis} \frac{\text{Länge}}{\text{Länge} + 7,5 \text{ cm.}}$$

Der von Probst aufgestellte Begriff der „Haftkraft“ bedeutet also nichts neues, denn der Umstand, daß die Einlagen über den Auflagerpunkt hinausragen, wird auch von Probst nicht als maßgebend für die Begriffsbildung erwähnt; er nimmt aber den Werten der „Haftkraft“ die Vergleichsfähigkeit. Wohl aber sind die Werte der Haftfestigkeit für die einzelnen Balken vergleichsfähig, wenn man berücksichtigt, daß sie auf Rechnung beruhen, also mit den Voraussetzungen der Rechnung belastet sind und keine Versuchsgenauigkeit aufweisen.

Probst beobachtet ohne Hilfsmittel, daß bei allen Balken die Zerstörung unter Gleitung des Eisens erfolgte und zwar bei den Balken 1 bis 5 von Rissen aus, die zwischen den Lastangriffen lagen; bei den übrigen von Rissen außerhalb der Lastangriffe; bei dem Balken 16, indem die Eisen den Balken der Länge nach aufschlitzten. Wenn tatsächlich bei allen Balken das Eisen glitt, so ist ersichtlich, daß bei den Balken, die vom Mittelrisse aus brachen, die Einlagen früher glitten als bei denen, die von Querrissen brachen; denn letztere Balken hielten noch so lange, daß auch die Scherfestigkeit der Betonmasse zerstört wurde, und dann beim Gleiten des Eisens die dem Auflager näher liegenden Scherrisse für den Bruch maßgebend werden konnten.

93. Von den Versuchen sind mit der gleichen Einlage versehen die Balken: 2—4, 5, 6, 7, 8, 9—12—16.

Die Balken 2 und 16 scheiden aus der Vergleichsreihe aus. Bei ersterem wurde die Einlage nach dem Einbetonieren fortwährend um ihre Achse gedreht. Nach 14 Tagen war das nicht mehr möglich, aber man konnte die Enden des Stabes bewegen, so daß er an den Auflagern lose und nur in der Mitte am Beton haftete. Es liegen also bei diesem Versuch nicht die üblichen Ausführungsbedingungen vor. Die mit ihm erreichte Bruchlast betrug nur etwa die Hälfte des — abgesehen von der Drehung des Eisens —

Maßstab 1:10.

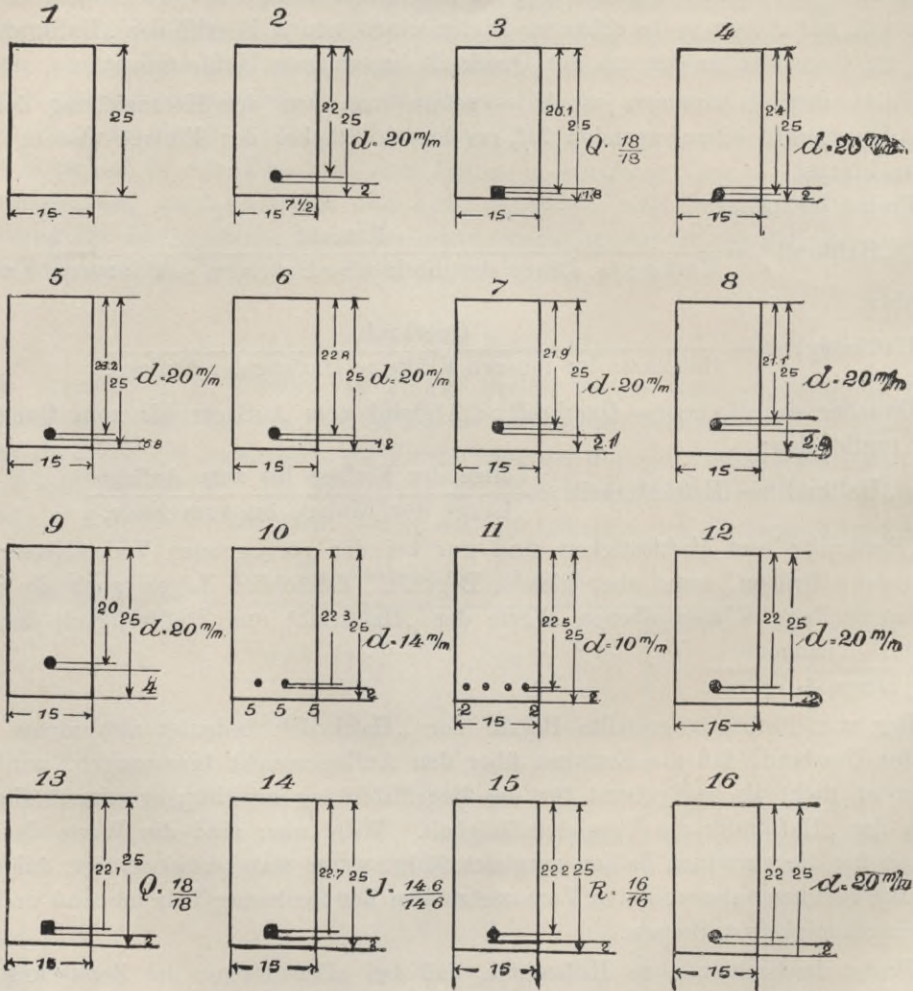


Abb. 67.

gleichen Balkens 7. Es werden aber daraus keine Schlüsse gezogen werden können, da durch die Drehung der Einlage, mit der naturgemäß eine schleifende Wirkung zwischen Einlage und Hülle verbunden war, alle Bedingungen der Gleitsicherheit geändert werden.

Ebenso nimmt der Balken 16, bei dem die Einlagen an den Enden mit Haken versehen waren, und der dadurch zerstört wurde, daß diese Haken beim Hereinziehen den Balken in der Längsrichtung aufschneiden, eine Ausnahmestellung ein. Bei ihm sicherten die Aufbiegung noch nach der Zerstörung der Anhaftung den Verbund, so daß die Bruchlast für die Erkenntnis der Haftfestigkeit keinen Anhalt gibt.

Innerhalb der anderen Balken zeigt sich, daß die Balken von geringerer Höhe tragfähiger sind als die größeren, eine mit anderen Untersuchungen im Widerspruch stehende Tatsache. Wenn der Eisenzug und der Betondruck unter gleichen Bedingungen hätten ausgenutzt werden können, so hätten die Balken mit höherem Betonquerschnitt über der Einlage eine größere Tragkraft liefern müssen; also müßten die Unterschiede in den Bedingungen für die Befestigung des Eisens im Beton zu suchen sein, also in der Dicke der unter dem Eisen liegenden Betonschicht, da anderes nicht in Frage kommt. Diese unter dem Eisen liegende Betonschicht war, je dünner sie war, desto weniger fähig, dem Bestreben des gebogenen Eisens, die untere Hülle abzusprenge, entgegenzuwirken, und dadurch wird natürlich die Möglichkeit des Gleitens begünstigt. Die Balken 5 und 6 liefern daher steigende Bruchlasten, wie die untere Betonschicht von 0 auf 8 und 1,2 cm zunimmt. Bei den Balken 6, 7 und 8 mit 1,2 und 2,1 und 2,9 cm Dicke ist das Ergebnis gleich, bei Balken 9 mit 4 cm wiederum besser. Ein zahlenmäßiger Schluß über die unter den Eisen erforderliche Betonstärke ist aus diesen wenigen Versuchen nicht zu ziehen.

94. Der Balken 12, bei dem das Eisen verrostet eingelegt war, ergab gegenüber dem sonst gleichen, aber mit blanker Einlage versehenen Balken 7 eine Erhöhung der Leistung um 6 Hundertstel, so daß eine Erhöhung der Haftfestigkeit auf die Wirkung des Rostes gesetzt werden könnte.

95. Die Balken 6, 7 und 10 und 11 können bei gleicher Nutzhöhe des Betons einen Vergleich über die Wirkung der Verteilung der Einlage ermöglichen: Der Balken 10 mit 2 Einlagen erreicht auch eine wesentlich höhere Last, der Balken 11 mit 4 Einlagen jedoch nicht mehr dieselbe. Die erreichten Haftspannungen sind bei den Balken 10 und 11 geringer als bei den Balken 6 und 7.

Natürlich liegt mit dem Umfang der Oberfläche eine größere auf Haftfestigkeit zu beanspruchende Fläche vor. Es wird also bei gleicher Beanspruchung der Eisen eine größere Gleitsicherheit vorhanden sein bzw. bei gleicher Haftspannung eine höhere Eisenzugspannung aufgenommen werden können. Die Verteilung wird aber, wie schon die Versuche von Feret zeigen, mit Rücksicht auf die erforderliche Betonbreite nicht zu weit getrieben werden dürfen. Es ist bei den Balken 6 und 7

das Verhältnis der verbleibenden Betonbreite zur

Einlagebreite	6,5	4,4	2,75
-------------------------	-----	-----	------

Der Vergleich dieser Zahlen mit den bei Feret vorhandenen zeigt wieder, daß eine regelhafte Aufstellung einer Zahl die Beziehungen nicht klärt.

96. Zu einem Vergleich zwischen Rundeisen und Quadrateisen sind die Balken 7—13 und 3—4 geeignet. Zwischen beiden Paaren zeigt sich die Überlegenheit der Quadrateisen, obwohl theoretisch der Balken 3 sogar eine geringere eingebettete Oberfläche gehabt hatte als Balken 4. Praktisch wird aber wohl mit der Einbettung der unteren Hälfte des Rundeisens beim Balken 4 kaum, wohl aber mit dem Anhaften des Betons an den Seiten des Quadrateisens zu rechnen sein, so daß also auch bei 3 eine Überlegenheit der Größe der Berührungsfläche entscheidend wird.

In der gleichen Höhe wie das Quadrateisen beim Balken 13 liegt bei den Balken 14 und 15 ein Johnstoneisen (mit Knoten versehenes Quadrateisen) und ein Ransomeeisen (gedrehtes Quadrateisen). Die Querschnitte und die Oberfläche sind jedoch verschieden. Der Balken mit dem Knoteneisen erreicht eine höhere Bruchlast.

97. In Zahlen ergäbe sich die Haftfestigkeit:

an den Balken	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	13,9	13,5	15,2	16,1	16,8	17,4	24,5	16,9	10,3	17,9 kg für 1 cm ² .

Bei der Betrachtung ist zu berücksichtigen, daß an den Balken 10 und 11 die eingebettete Oberfläche so groß war, daß nicht die Haftfestigkeit sondern die Scherfestigkeit der Betonmasse für die Zerstörung maßgebend war. Die bei dem Balken 9 erzielte Zahl 24,5 kg für 1 cm² ist die höchste. Es ist anzunehmen, daß bei den übrigen Balken diese Zahl nicht erreicht wurde, weil die unter und seitlich der Einlagen liegende Betonschicht dünner war und der absprengenden Wirkung der sich durchbiegenden Eiseneinlagen weniger Widerstand leistete.

7. Versuchsreihen von v. Bach (Stuttgart).¹⁾

98. v. Bach hat fünf Reihen von Balken, die mit einem Rundeisen bewehrt waren, mit zwei zur Mitte gleichliegenden Kräften bis zum Bruche belastet und durch Messung an den Enden der Einlagen nachgewiesen, daß alle durch Gleitung der Einlagen zerstört wurden. Die Zusammensetzung aller Körper betrug ein Raumteil Portlandzement auf vier Teile Sand und Kies und 15 Hundertstel Wasser.

Er berechnet aus der Bruchlast unter Rechnungsannahmen, die denen von Probst zur Ermittlung der Haftfestigkeit ähnlich sind, den im Augenblick des Gleitens vorhandenen Gleitwiderstand. Das Ergebnis zeigt die folgende Zusammenstellung:

Nr.	Breite der Balken cm	Höhe cm	Dicke der Betonschicht unter der Einlage cm	Durch- messer cm	Oberflächen- beschaffen- heit der Einlage	Um- fang cm	Quer- schnitt cm	Bruchlast		Gleitwiderstand			
								nach 50 Tagen kg	nach 6 Monaten	nach 50 Ta- gen kg/cm ²	nach 6 Mo- naten		
1	} 30	} 30	} 1,0	} 2,5	künstlich geglättet	} 7,85	} 4,15	3750—4240	5290— 6500	10,3	14,5		
2								6500—7500	8500— 9000	17,9	21,0—22,7		
3	20	} 30	} 1,7	} 2,2	mit Walz- haut	} 5,65	} 2,54	—	5750— 6000	—	19,9—22,3		
4	15							6,91	3,80	—	5650— 7250	—	17,0—21,7
5	30							3,2	10,05	8,04	—	8500—11000	—

99. Der Gleitwiderstand ergab sich also an Eisen mit Walzhaut bei den 50 Tage alten Körpern um rund 74 Hundertstel, bei dem 6 Monate alten um rund 52 Hundertstel höher als bei den geglätteten Eisen. Er betrug bei allen Einlagen im Mittel 20,4 kg für das Quadratcentimeter zwischen den Grenzen 17 und 22,7. Auch diese Zahlen sind jedoch zur zuverlässigen Beantwortung der Frage nicht ausreichend. Weitere vergleichsfähige Versuche sind nur spärlich vorhanden.

Diese zeigen jedoch, daß eine Einheit für die Haftfestigkeit aus Biegungsversuchen eher zu finden ist, in Zug- und Druckversuchen schwer. —

100. Das erweist ein Vergleich mit anderen Versuchen, die v. Bach zur Feststellung des Gleitwiderstandes beim Herausziehen angestellt hat.¹⁾ Die Haftfestigkeit wurde hier ermittelt, indem aus quadratischen Betonprismen von 22 cm Querschnittsseite und Höhen von 10, 15, 20, 25 und 30 cm die eingelegten Rundeisen herausgezogen wurden, und die als Bruch von Angriffskraft und eingebetteter Fläche entstehende Größe ermittelt wurde. Sie ergab sich in Kilogramm für das Quadratcentimeter:

¹⁾ Versuche mit Eisenbetonbalken, Mitteilungen über Forschungsarbeiten des Vereins deutscher Ingenieure, Heft 39.

Für die Länge cm	Bei Rundeisen mit Durchmesser			Quadrateisen		Flacheisen
	1 cm	2 cm	4 cm	2 × 2 cm	4 × 4 cm	1 × 4 cm
10	17,1	25,1	—	—	22,6	—
15	14,1	18,5	27,7	26,2	22,6	19,6
20	12,2	15,6	—	—	—	—
25	13,6	18,1	—	—	—	—
30	11,3	15,3	26,8	19,8	—	18,4

Aus dieser Zahlenreihe ergibt sich in kennzeichnender Weise der Einfluß der Lastverteilung, der bei Zugversuchen den beiden Materialien obliegt, im Gegensatz zu Biegungsversuchen, bei denen die Verteilung der Spannungserregung von den äußeren Kräften abhängig ist. Es zeigt sich, daß die errechneten Größen mit der Länge des einbetonierten Eisens abnehmen; andererseits nimmt die Größe mit der Dicke der Rundeisen zu. v. Bach weist darauf hin, daß der Grund dafür in der Elastizität des Eisenstabes zu suchen ist, dessen Dehnung abnimmt, je mehr die beim Eintritt in den Beton in voller Größe im Eisen wirkende Kraft in der Staboberfläche an den Beton abgegeben wird.

Wie diese Zahlen, so sind auch die sonst vorhandenen Größen, die bisher als Ergebnis von Versuchen über die Haftfestigkeit aufgestellt sind, sehr verschiedenartig. Im folgenden ist eine Zusammenstellung von Grenzwerten von verschiedenen Versuchen wiedergegeben. Es sind Zahlen, die zwischen 0,28 und 60,3 kg für das Quadratcentimeter schwanken.

	kg für das cm ²
v. Bach	5,8 bis 41,6
Mörsch	7,0 „ 49,0
Mörsch und Wayss & Freytag	24,0 „ 56,6
E. S. Wheeler	12,2 „ 39,0
A. N. Talbot	12,2 „ 27,2
C. E. de Puy	13,2 „ 24,0
C. W. Spofford	15,4 „ 26,4
S. W. Emerson	19,6 „ 41,2
F. K. Konstant	22,2 „ 60,3
Kleinlogel	17,69 „ 41,0
v. Emperger	6,1 „ 32,8
Oswald Meyer	9,35 „ 52,1
Feret	6,0 „ 54,2
Breuille	0,28 „ 1,32
Liebau	3,36 „ 12,54
Französische Regierungskommission	6,38 „ 16,52
K. W. Hatt	33,1 „ 53,2
Bauschinger	25,0 „ 47,0.

101. Aus solchen Versuchen können jedoch, wenn sie unter sonst gleichen Bedingungen angestellt sind, Schlüsse über die Einwirkung der Mischung und des Arbeits-

¹⁾ Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1905, Seite 124.

vorganges gezogen worden. Diese Ergebnisse sind nach v. Bach aus seinen Versuchen in folgendem zusammenzufassen:

1. Der Gleitwiderstand hängt bei Vollkommenheit der prismatischen Form des einbetonierten Stabes von der Beschaffenheit der Oberfläche desselben ab und bei Abweichungen von der prismatischen Gestalt auch von diesem. Gedrehte und abgeschlichtete Stäbe ergaben nur die Hälfte des Widerstandes, welcher für Stäbe mit Walzhaut gefunden wurde.

Beim Herausziehen des abgedrehten und abgeschlichteten Stabes kann nach Eintritt des Gleitens eine solche Aufrauhung der Staboberfläche stattfinden, daß der Gleitwiderstand weit über die Größe hinaufsteigt, die für den Beginn des Gleitens ermittelt wurde.

2. Der Gleitwiderstand hängt in großem Maße von der Menge Wasser ab, mit welcher der Beton angemacht wurde. Bei dem geringsten Wasserzusatz, mit dem es noch möglich war, Versuchskörper herzustellen, wurde unter sonst gleichen Verhältnissen der größte Gleitwiderstand erzielt. Für die durchgeführten Versuche (3 Teile Sand und 2 Teile Kies, beide vollständig trocken) wird ein Wasserzusatz von 15 vom Hundert als derjenige anzusehen sein, den man bei Herstellung von Eisenbeton nicht wohl unterschreiten kann.

3. Änderungen des Sandzusatzes innerhalb gewisser Grenzen beeinflussen den Gleitwiderstand nicht bedeutend.

Die Versuchskörper enthielten 1 Teil Zement auf 4 Teile einer Mischung Sand und Kies. Diese Mischung wechselte zwischen:

1,4	Raumteilen	Sand	und	2,6	Raumteilen	Kies,	das	ist	1:1,86,
1	"	"	"	1	"	"	"	"	1:1,
2,5	"	"	"	1,5	"	"	"	"	1:0,6.

4. Bei gleicher Querschnittsgröße liegen die Werte für das Quadratischeisen und das dünnere Flacheisen erheblich über denen für Rundeisen.

5. Der Gleitwiderstand durch Herausdrücken des Eisenstabes ermittelt, findet sich größer, als wenn die Lösung durch Herausziehen erfolgte.

6. Der Gleitwiderstand ergibt sich bei rascher Durchführung des Versuches, d. h. bei rasch ansteigender Belastung erheblich größer als bei langsamer Durchführung, derart, daß die Last auf jeder Stufe längere Zeit wirkt.

7. Erschütterungen, welche der fertige Betonkörper vor seinem Abbinden dadurch erfuhr, daß er auf der Holzunterlage stand, die durch Einstampfen anderer Körper erschüttert wurde, erhöhten den Gleitwiderstand. Diese Erhöhung ist bis zu einer gewissen Grenze um so bedeutender, mit je geringerem Wasserzusatz gearbeitet wurde; sie verschwindet bei großem Wasserzusatz. —

8. Versuchsreihen von v. Emperger (Wien).¹⁾

102. Es entsteht nun die Frage, ob die Haftfestigkeit der Einlagen durch eine Einlage zweiter Art — schräge oder gerade Bügel — oder durch andere Hilfsmittel — Abbiegung, Verschraubung, Umwinden der Enden der Längseinlagen mit Draht — erhöht werden kann. Für ihre Beantwortung wird zuerst eine genaue Feststellung des zu verfolgenden Begriffes nötig sein. Es sei dazu nochmals das über die Wirkung einer zweiten Einlage zur Entlastung der Schubspannungen im Beton abgeleitete Ergebnis

¹⁾ Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft III, 1905 und Heft V, 1906. Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

wiederholt: Die Bügel entlasten zwar die Schubspannungen im Beton kaum; Scherrisse entstehen unter ähnlichen Lasten, wie wenn keine zweite Einlage da wäre. Aber die Bügel können alsdann den Bruch des Balkens, nicht die ersten Änderungen seines Gefüges hinausschieben.

So werden auch bei der Gleitsicherheit zwei Vorgänge genau zu unterscheiden sein: kann die Haftfestigkeit durch Bügel erhöht werden, d. h. der erste Spannungszustand länger erhalten werden? — Es könnte das etwa in der Art geschehen, daß die Bügel den Beton umschnüren und dadurch den aus der mechanischen Zusammenpressung entstehenden Beitrag des Widerstandes gegen Gleiten vergrößern. Oder werden die Hilfsmittel erst eingreifen, nachdem das Eisen angefangen hat zu gleiten?

103. v. Emperger hat im Jahre 1906 27 Plattenbalken untersucht. Sie waren alle 2,30 m lang, die Platte war 50 cm breit und 5 cm dick; der darunter liegende, mit der Platte einheitlich hergestellte Balkenunterzug war 12 cm hoch und 10 cm breit. Der Abstand der Eiseneinlagen von der Unterkante des Balkens betrug 2 cm, also die Nutzhöhe $12 - 2 + 5 = 15$ cm. Die Bauart wird im einzelnen durch die Zusammenstellung 7 und die Abb. 68 bis 96 erläutert.

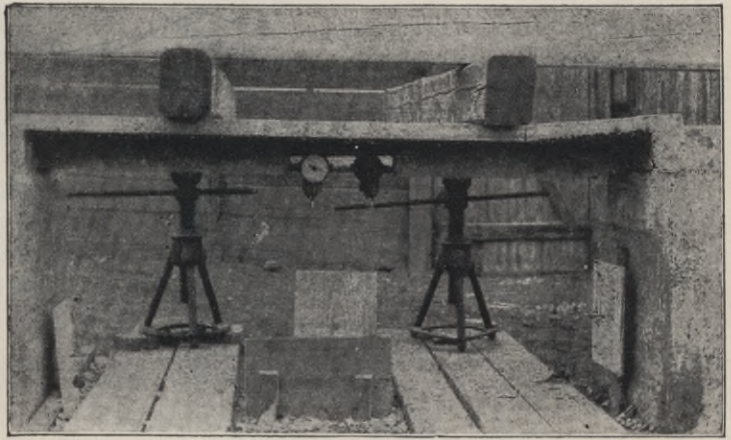


Abb. 68.

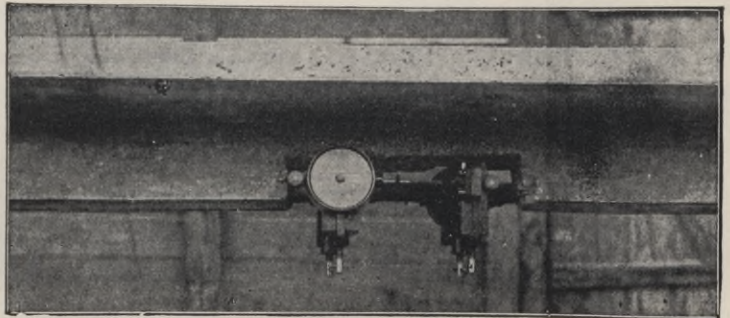


Abb. 69.

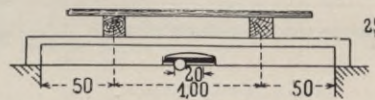


Abb. 70.

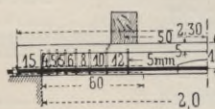


Abb. 71. Balken I.

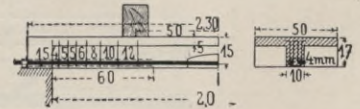


Abb. 72. Balken II.

Die Längseinlage bestand meist aus zwei Rundeisen von 2 cm Durchmesser; jedoch bei den Balken A_4 bis A_7 aus zwei Thachereisen mit 1,75 cm Mindestdurchmesser; bei den Balken der Reihe B aus acht Rundeisen von je 1 cm Durchmesser, bei den Balken C_6 aus zwei Rundeisen von 1,6 cm und einem von 1,7 cm Durchmesser, bei dem Balken C_7 aus zwei hochkantgestellten Flacheisen von 8×35 mm Querschnitt und bei dem Balken C_8 aus zwei Rundeisen von 1,3 cm Durchmesser. Die Längseinlagen der Balken I und II

waren an den Balkenstirnflächen dadurch befestigt, daß 8 mm starke Plättchen von 8×8 cm Querschnitt über die hervorstehenden, mit Gewinde versehenen Eisenenden geschoben und mit Schraubenmuttern festgepreßt wurden. Die Muttern wurden jedoch nur soweit angezogen, daß in der Mitte der Einlagen an Dehnungsmessern keine Anspannung wahrnehmbar wurde. Im übrigen waren die Längseisen zum Teil mit einer ringelförmigen Drahtumwicklung an den Enden versehen, zum Teil abgebogen.

Ein Teil der Balken hatte eine Einlage zweiter Ordnung von Bügeln aus Rund-eisen. Bei der Reihe *C* liegen diese Bügel schräg, greifen an den Längseisen in eine 2 bis 3 mm tief eingehauene Kerbe ein und waren dort mit Blumendraht befestigt.

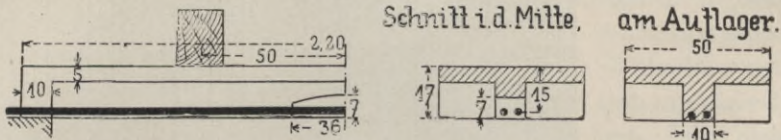


Abb. 73, Balken A_1 .

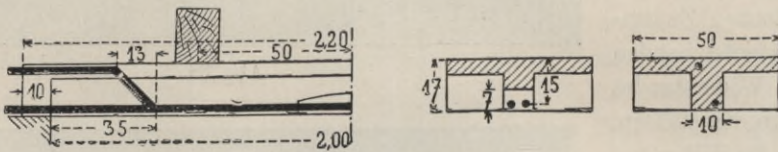


Abb. 74, Balken A_2 .

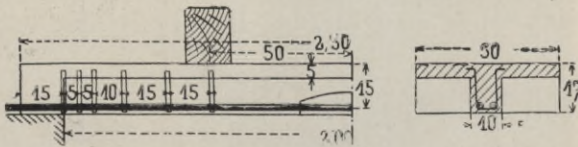


Abb. 75, Balken A_3 .

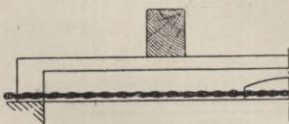


Abb. 76, Balken A_4 .

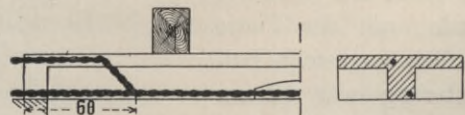


Abb. 77, Balken A_5 .

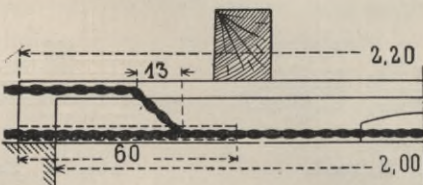


Abb. 78, Balken A_6 .

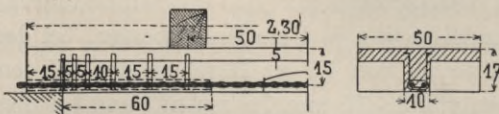


Abb. 79, Balken A_7 .

Nach der Betonmischung und der Herstellung bildeten die Balken bis A_7 eine, und die übrigen bis C_7 eine zweite Klasse. Der Balken C_8 endlich bestand aus Kohlen-schlackenbeton.

Die Balken wurden über 2 m lichter Weite bis zum Bruche belastet und zwar A_8 und C_5 mit gleichmäßig über die ganze Balkenlänge verteilter Belastung, alle anderen mit zwei in den Drittelpunkten der Stützweite angreifenden Einzellasten.

Beobachtet wurden die Durchbiegungen und bei einzelnen Balken die Dehnungen der Längseinlagen an Dehnungsmessern, die in der Mitte an den in der Auswölbung freiliegenden Eisen angriffen. In der Reihe der Bruchlasten hält v. Emperger aus

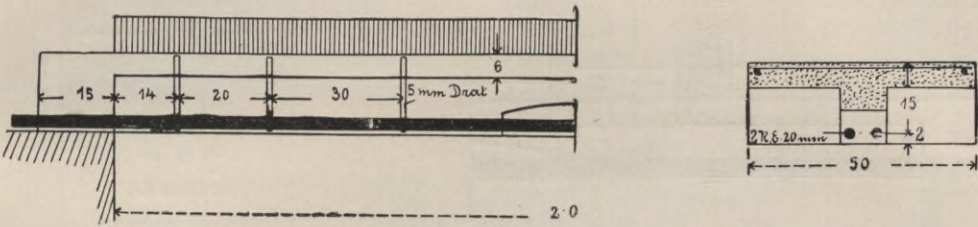


Abb. 80, Balken A_8 .

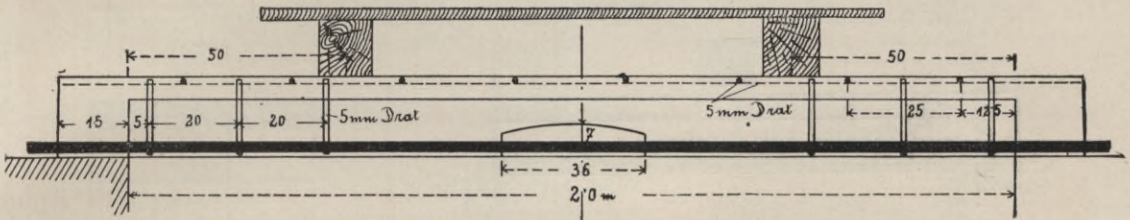


Abb. 81, Balken A_9 .

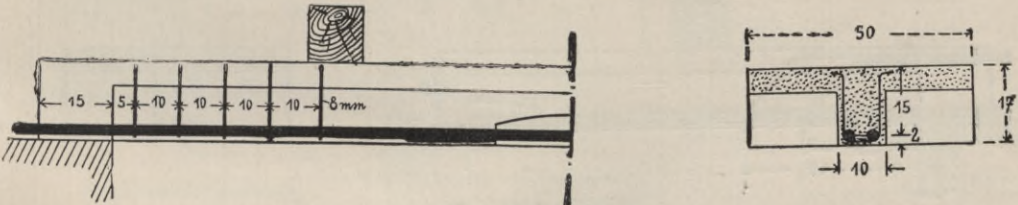


Abb. 82, Balken A_{10} .

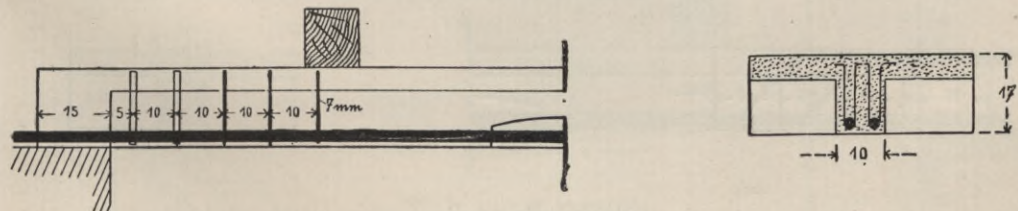


Abb. 83, Balken A_{11} .

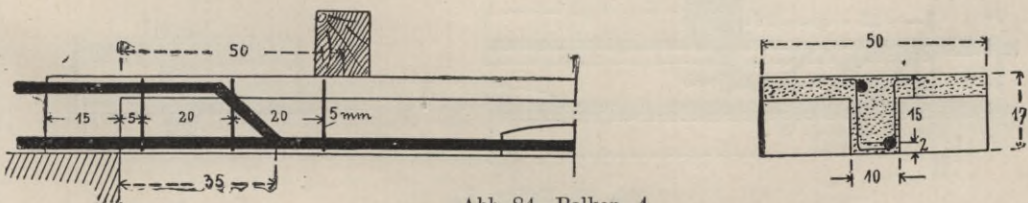


Abb. 84, Balken A_{12} .

äußeren Gründen des Versuchs die Ergebnisse für C_4 und C_6 nicht für einwandfrei und vergleichsfähig.

104. v. Emperger ging bei der Aufstellung seines Versuchsplanes davon aus, daß die Haftfestigkeit häufig zu sicher angenommen werde. Er nahm an, daß ein guter Verbund für die Erhöhung der Gleitsicherheit von Bedeutung sei, und wollte die Wirksamkeit der für diesen Zweck vorgeschlagenen, in den Versuchen angewandten Hilfsmittel prüfen. Die Anlage der Versuche entsprach diesem Zweck, denn, wie angegeben wird, wurden die Balken A_1 und B_1 durch die deutlich sichtbare Gleitung der Einlagen zerstört, und es wurde bei keinem der Versuchskörper die Streckgrenze der Eiseneinlagen

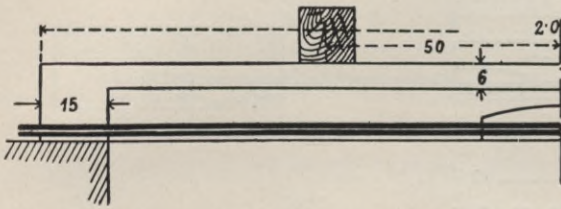


Abb. 85, Balken B_1 .

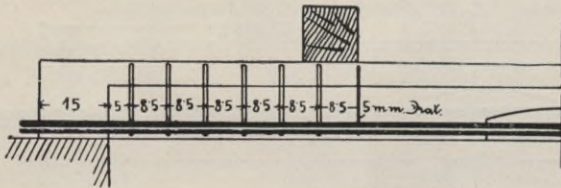
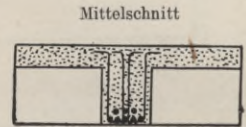
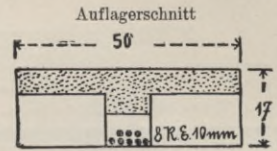


Abb. 86, Balken B_2 .

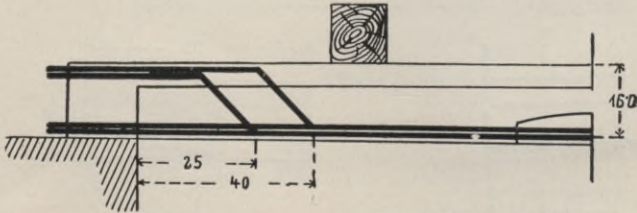
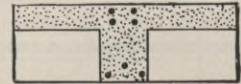


Abb. 87, Balken B_3 .

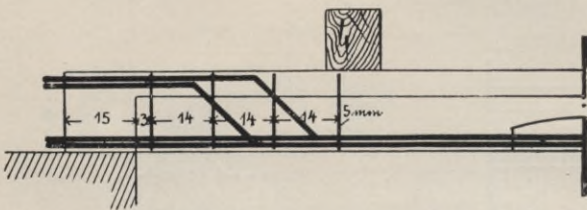


Abb. 88, Balken B_4 .

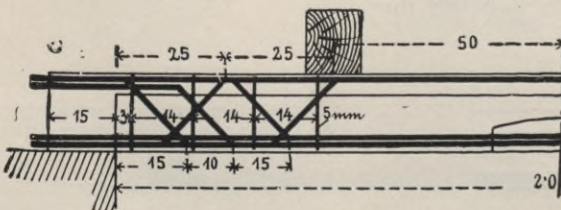
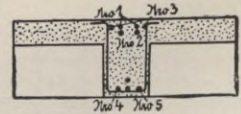
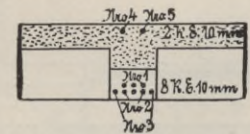


Abb. 89, Balken B_5 .



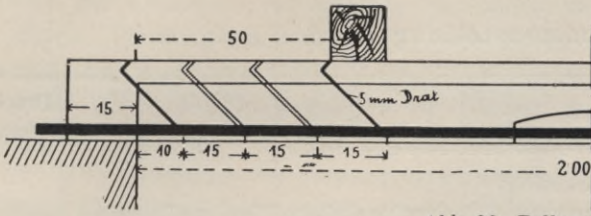


Abb. 90, Balken C_1 .

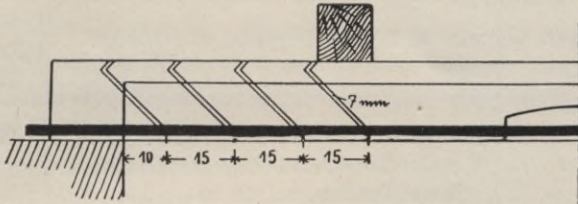
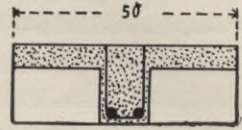


Abb. 91, Balken C_2 .

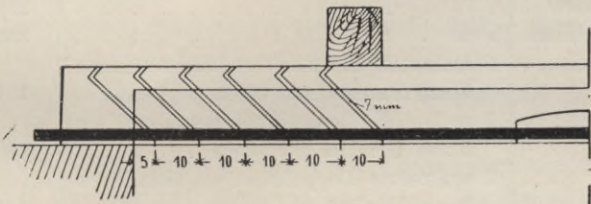


Abb. 92, Balken C_3 .

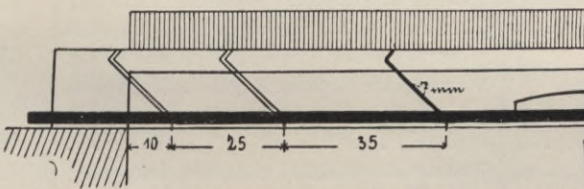
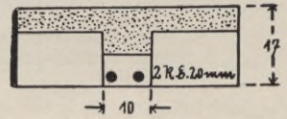


Abb. 93, Balken C_4 (auch C_4 , jedoch mit 2 Einzellasten).

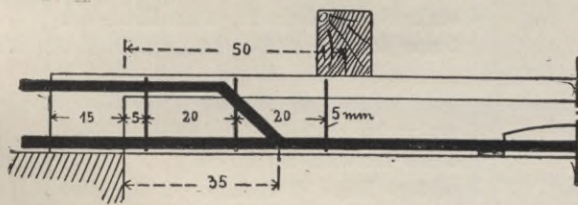


Abb. 94, Balken C_5 .

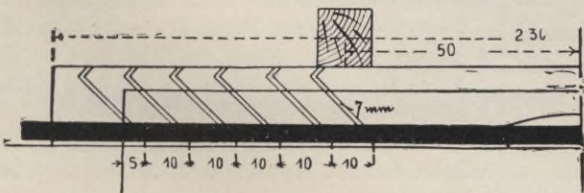
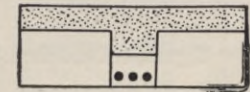
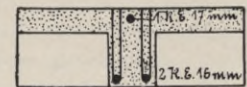


Abb. 95, Balken C_6 .

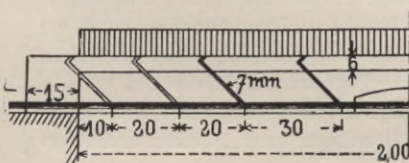
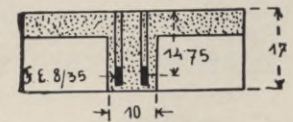
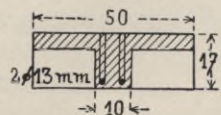


Abb. 96, Balken C_7 .



Zusammenstellung 7.

Nr.	Erste Einlage	Zweite Einlage	Bruchlast
I.	2 gerade Rundeisen 20 mm Durchm., mit Spirale, verschraubt am Ende	8 senkrechte einfache Bügel aus Rundeisen 5 mm Durchm. auf 65 cm	< 8081
II.	wie bei 1.	wie bei 1, doch Doppelbügel	> 8575 (10597
A ₁ .	2 gerade Rundeisen 20 mm Durchm.	2580
A ₂ .	1 gerades, 1 abgebogenes Rundeisen 20 mm Durchm. (nicht symmetrisch)	2000
A ₃ .	2 gerade Rundeisen 20 mm Durchm.	6 senkrechte einfache Bügel aus Rundeisen 5 mm Durchm. auf 65 cm	7486
A ₄ .	2 „ Thachereisen 17,5 mm Durchm.	2580
A ₅ .	1 gerades, 1 abgebogenes Thachereisen	2508
A ₆ .	wie bei 5, mit Spirale beim geraden Eisen	3580
A ₇ .	2 gerade Thachereisen	6 senkrechte einfache Bügel aus Rundeisen 5 mm Durchm. auf 65 cm	7810
A ₈ .	2 gerade Rundeisen 20 mm Durchm.	3 senkrechte Doppelbügel aus Rundeisen 5 mm Durchm. auf 80 cm	5962
A ₉ .	2 „ „ 20 „ „	3 senkrechte Doppelbügel aus Rundeisen 5 mm Durchm. auf 60 cm	4442
A ₁₀ .	2 „ „ 20 „ „	5 senkrechte einfache Bügel aus Rundeisen 8 mm Durchm. auf 60 cm	7236
A ₁₁ .	2 „ „ 20 „ „	5 senkrechte Bügel (3 einfache, 2 doppelte) aus Rundeisen 7 mm Durchm. auf 60 cm	5328
A ₁₂ .	1 gerades, 1 abgebogenes Rundeisen 20 mm Durchm. (nicht symmetrisch)	3 senkrechte einfache Bügel aus Rundeisen 5 mm Durchm. auf 60 cm	3969
B ₁ .	8 gerade Rundeisen 10 mm Durchm.	4298
B ₂ .	8 „ „ 10 „ „	7 senkrechte Bügel (1 einfacher, 6 doppelte) aus Rundeisen 5 mm auf 70 cm	7079
B ₃ .	4 „ 4 abgeb. Rundeisen 10 mm Dehm.	5506
B ₄ .	4 „ 4 „ „ 10 mm „	4 senkrechte einfache Bügel aus Rundeisen 5 mm Durchm. auf 60 cm	7235
B ₅ .	2 „ 6 „ „ 10 mm „	
	2 obere nach unten abgebogene Rundeisen 10 mm Durchm.	4 senkrechte einfache Bügel aus Rundeisen 4 mm Durchm. auf 60 cm	9006
C ₁ .	2 gerade Rundeisen 20 mm Durchm.	4 schräge Bügel (2 einfache, 2 doppelte) aus Rundeisen 5 mm Durchm. auf 70 cm	6280
C ₂ .	2 „ „ 20 „ „	4 schräge doppelte Bügel aus Rundeisen 7 mm Durchm. auf 70 cm	9921
C ₃ .	2 „ „ 20 „ „	6 schräge doppelte Bügel aus Rundeisen 7 mm Durchm. auf 70 cm	10496
C ₄ .	2 „ „ 20 „ „	3 schräge Bügel (1 einfacher, 2 doppelte) aus Rundeisen 7 mm Durchm. auf 85 cm	7941
C ₅ .	wie bei 4	wie bei 4.	> 9652
C ₆ .	2 „ „ 15 „ „ 1 abgebogenes 17 mm Durchm.	3 schräge Bügel (2 doppelte, 1 einfacher) aus Rundeisen 7 mm Durchm. auf 73 cm	6900
C ₇ .	2 gerade Flacheisen 8 × 35 mm	6 schräge doppelte Bügel aus Rundeisen 7 mm Durchm. auf 70 cm	10759
C ₈ .	2 „ „ Rundeisen 13 mm Durchm.	4 schräge Bügel (2 einfache, 2 doppelte) aus Rundeisen 7 mm Durchm. auf 95 cm	5320

erreicht mit Ausnahme des geringer bewehrten Balkens C_8 , bei dem die Zugfestigkeit des Eisens überschritten wurde, wie sich durch eine beginnende Einschnürung der Eiseneinlagen zu erkennen gab.

105. Über die Erhöhung der Bruchlasten durch Hilfsmittel, die das Gleiten der Einlagen verhindern sollen, sind aus den Versuchen folgende Schlüsse zu ziehen:

1. Die Verteilung des Gesamtquerschnittes der Längseinlagen zur Gewinnung einer größeren Einbettungsfläche wirkt günstig: B_1 gegenüber A_1 .

2. Die Abbiegung der Einlagen wirkt günstig, denn es wird angegeben, daß bei den Balken A_2 und A_5 , die ein gerades und ein abgebogenes Längseisen enthielten, das erstere früher glitt, so daß der Balken kippte. Auch erzielte der Balken B_3 , bei dem die Hälfte der Eisen so abgebogen war, daß beiderseits der mittleren Balkenebene die Hälften der Querschnitte gleich waren, eine höhere Bruchlast als B_1 , bei dem alle Längseisen glatt durchgeführt wurden.

3. Die Verwendung einer ringelförmigen Umwicklung der Enden erhöht den Widerstand gegen Hereinziehen, denn bei dem Balken A_6 wird das gerade, mit einer Drahttringelung umwickelte Eisen nicht früher hereingezogen als das abgebogene.

4. Bei den Einlagen von Thachereisen wurde bei den Balken A_4 , A_5 , A_7 eine höhere Bruchlast erreicht als bei den Balken A_1 , A_2 , A_3 mit geraden Eisen.

5. Die Verwendung von Bügeln erhöht die Bruchlast. Wie weit die Querschnitte und die Verteilung der Bügel von entscheidendem Einfluß sind, ist aus den Reihen A und B des näheren nicht zu verfolgen, da die vergleichsfähigen Balken A_9 , A_{10} , A_{11} und B_2 , B_4 , B_5 kein einheitliches Bild geben.

6. Für den Vergleich der Wirkung schräger, befestigter Bügel gegenüber senkrechten losen liegen zwei gleichartig gegenüber zu stellende Balken nicht vor. Zwar haben C_1 und A_9 den gleichen Eisenquerschnitt in den Bügeln, jedoch greift bei C_1 der erste Bügel im Abstände von 45 cm von der Mitte am Längseisen an, bei Balken A_9 im Abstände von 55 cm. Außerdem liegen beim Balken C_1 Bügel an vier Stellen mit je 15 cm Abstand — zwei einfache als äußerste und zwei doppelte in der Mitte; der Balken A_9 hat hingegen drei Doppelbügel in je 20 cm Abstand. Der Balken C_1 ertrug eine Last von 6280 kg, der Balken A_9 eine solche von 4442 kg.

7. Aus einem Vergleich der Balken C_1 , C_2 , C_3 , bei denen die Bügel sich mit wachsender Zahl und damit zunehmendem Gesamtquerschnitt über eine gleiche Fläche erstreckten und dementsprechend die Bruchlast zunahm, kann geschlossen werden, daß die Vermehrung der Bügel günstig wirke.

106. Es ist sonach eine erhöhende Wirkung der Einlage zweiter Ordnung oder der Sicherung der Längseinlagen in bezug auf die Bruchlast nicht zu verkennen. Es ist jedoch fraglich und jedenfalls aus diesen Versuchen nicht zu beweisen, daß eine Erhöhung der Haftfestigkeit dadurch erzielt wird in dem Sinne, daß die örtliche Lösung des Verbundes in der Einbettungsfläche zwischen dem Beton und dem Eisen länger verhindert wird. Bei dem Balken A_2 und A_4 , bei denen je ein Eisen wagerecht durchging, während das andere abgebogen war, zeigt sich, daß an einem Balken anfänglich das abgebogene Eisen sich stärker dehnte, an dem anderen jedoch das wagerechte. Es könnte daher vermutet werden, daß die ersten Bewegungen der Eisen in ihrer Einbettungsfläche von der zweiten Einlage unabhängig sind, daß diese aber dann verhindert, daß die Bewegungen eine Gleitung der Einlageenden nach sich ziehen. Überdies könnte ja auch von einer gleichmäßigen Vermehrung der Haftfestigkeit in ganzer Länge wohl keine Rede sein, wenn zwischen den Bügeln unverstärkte Stücke bleiben. An diesen werden immer erst kleine örtliche Bewegungen bis zum Eingriff der zweiten Einlage eintreten müssen.

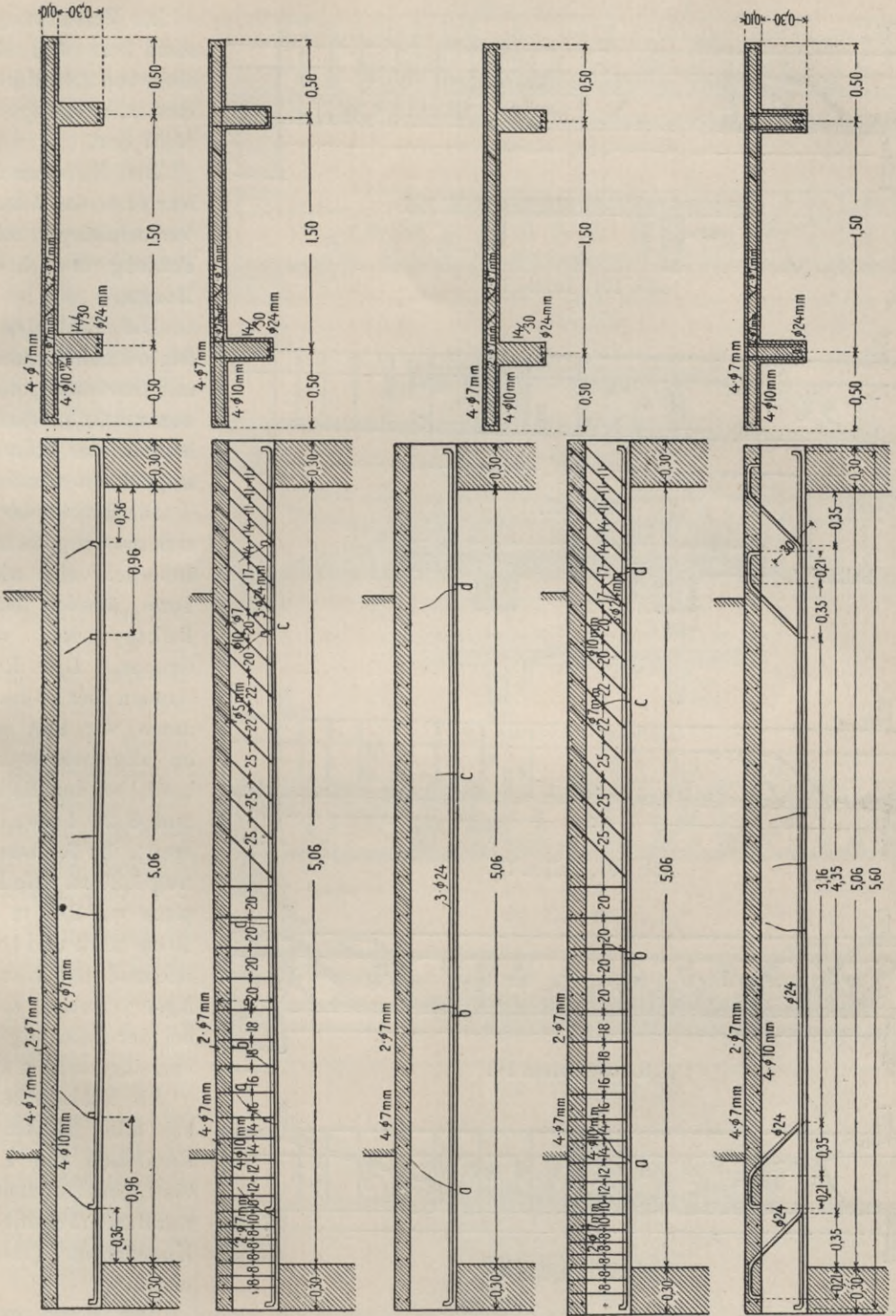


Abb. 97,
Balken 1.

Abb. 98,
Balken 2.

Abb. 99,
Balken 3.

Abb. 100,
Balken 4.

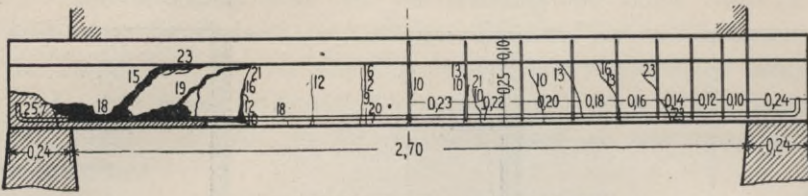


Abb. 101, Balken I.

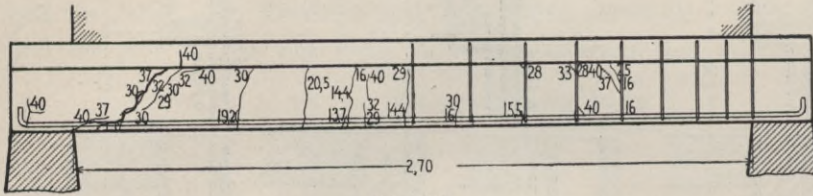


Abb. 102.

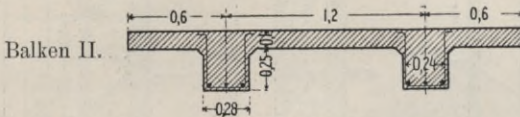


Abb. 103.

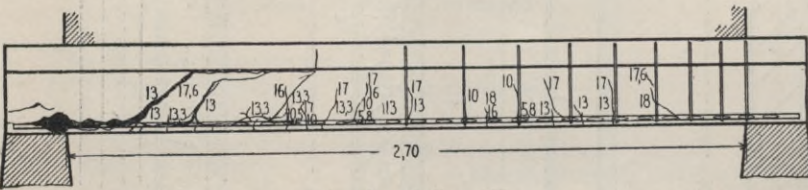


Abb. 104, Balken III.

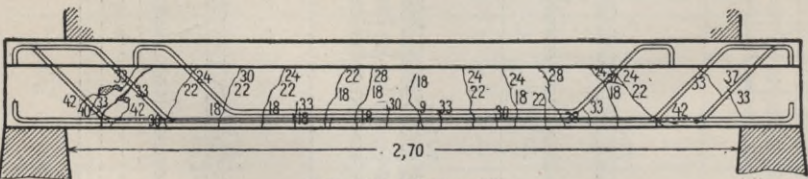


Abb. 105, Balken IV.

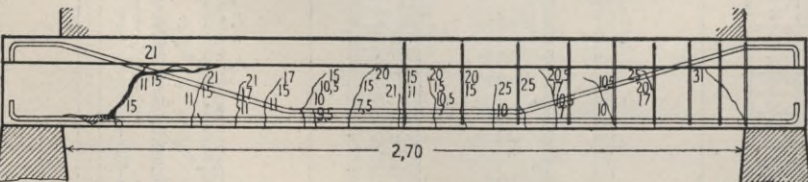


Abb. 106, Balken V.

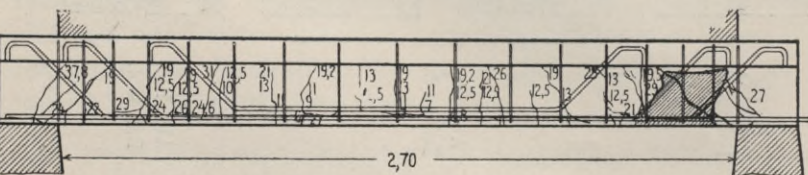


Abb. 107, Balken VI.

Die Verstärkung bestand aus drei Rundeisen von 2,4 cm Durchmesser, betrug also $13,57 \text{ cm}^2$.

Die Betonmischung war 1:4, das Alter der Versuchskörper bei der Prüfung etwa 3 bis 4 Monate.

Die Belastung erfolgte durch Eisenbarren und Sandsäcke, die auf den mittleren fünf Siebenteln der Stützweite aufgebracht wurden.

Die Balken der drei anderen Gruppen hatten äußerlich alle gleiche Form, ähnlich der der Balken der ersten Gruppe. Die Rippen standen hier 25 cm nach unten vor und waren im allgemeinen 14 cm breit, bei den Balken 2 und 8 28 bzw. 10 cm breit; ihr Abstand betrug 1,20 m. Die Deckplatte war 2,40 m breit, 10 cm stark und so ausreichend mit Eiseneinlagen versehen, daß sie bei der Belastung nicht vorzeitig zerstört wurde.

Die Einlage bestand bei allen Balken aus Rundeisen von 1,5 cm bis 1,8 cm Durchmesser, nur Balken 3 enthielt drei Knoteneisen (Thacher-eisen)

Der Beton enthielt 1 Teil Zement auf $4\frac{1}{2}$ Teile Rheinkie sand; die Prüfung erfolgte drei Monate nach der Herstellung.

Risse in der Mitte — also die ersten Zugrisse — und die ersten Risse an den Enden — also die Scherrisse — erheblich später auftreten als bei allen anderen Balken, und zwar in dem Verhältnis der Betonquerschnitte etwa erst unter der doppelten Belastung bei dem breiten Balken *II* gegenüber dem schmaleren Balken *I*. Die von dem Balken *II* bei der Bildung der ersten Zug- und Scherrisse getragenen Lasten werden von keinem anderen Balken erreicht, vielmehr halten sie sich bei allen anderen nahe den Lasten des Balkens *I*. Das dürfte das aus den Versuchen der französischen Regierungskommission abgeleitete Ergebnis bestätigen, wonach die Schubfestigkeit des Betons in einer Querverarmierung keine wesentliche Unterstützung findet.

109. Das bestätigt hier weiter noch der Vergleich der von den Balken *IX* und *VIII* beim Erscheinen der ersten Risse getragenen Lasten, sowie der Vergleich der Ribbildung aller Balken mit gleichem Betonquerschnitt untereinander und endlich der Vergleich der beiden Seiten der einzelnen Balken, die nur auf einer Hälfte mit Bügeln ausgerüstet waren. Die Bildung schräger Risse stand überall in keinem Verhältnis zu der späteren Bruchlast; sie war unabhängig von der besonderen Führung der Längseisen und unabhängig von dem Vorhandensein von Bügeln.

Nachdem der Beton gerissen ist, tritt allerdings der Wert der Art und Form der Einlagen ~~in dem Maße~~ desto besser hervor, jemeher sie imstande ist, möglichst mit Längsbeanspruchung dem weiteren Aufklaffen der Risse entgegenzuwirken. Diese günstige Wirkung erweist schon der Umstand, daß alle einseitig mit Bügeln versehenen Balken auf der bügelfreien Seite brechen, und weiterhin zeigen sie beim Vergleich aller Balken die Unterschiede in den Bruchlasten. — Die abweichende Erscheinung, daß bei dem Balken *3* beide Unterzüge unter gleicher Last brechen, obwohl der eine Bügel hatte, der andere aber nicht, dürfte sich daraus erklären, daß mit wachsender Durchbiegung des bügelfreien Balkens der mit Bügeln versehene sofort einen stärkeren Anteil der Gesamtlast aufnehmen mußte, so daß eine gleichmäßige Verteilung der Gesamtlast auf beide Balken dann nicht mehr vorhanden war. Es wäre also die bei dem Balken *3* erzielte Last das Mittel einer von dem bügelfreien Unterzug getragenen kleineren und einer von dem Balken mit Bügeln ausgehaltenen größeren Last; damit ist zu erklären, daß die Endlast unter der von *4* und noch unter der von *2* bleibt.

Sofern die Schubbeanspruchungen gegenüber den Längsbeanspruchungen zurücktreten, wie das bei der Gruppe 4 (Balken *X* bis *XII*) entsprechend der Anwendung einer Mittellast der Fall ist, tritt auch die Bedeutung einer besonderen Art und Form der Einlagen zurück; diese drei Balken brechen unter fast gleicher Last.

Aus dem Vergleich der Balken ist folgendes in bezug auf die Höhe der Bruchlast zusammenzufassen:

1. Die Verwendung der Bügel wirkt günstig: Balken *2* mit Bügel trägt 27 460 kg gegenüber 16 280 kg, die der Balken *1* ohne Bügel aufnehmen kann.

2. Ein Vergleich zwischen der Wirkung der Bügel und einer Abbiegung der Längseinlagen ist nicht möglich, da bei dem Träger *3*, der dem Träger *4* gegenüberzustellen wäre, nur ein Unterzug mit Bügeln versehen ist, die Endlast also nicht maßgebend sein kann.

3. Die Abbiegung einzelner Eisen in verschiedenen Ebenen unter 45° wirkt günstiger als die Abbiegung mehrerer Eisen in einer Ebene in Form eines Hängewerkes: der Balken *IV* ertrug 42 000 kg gegenüber 31 000 kg bei dem Balken *V*, und der Balken *III* 34 000 kg gegenüber 25 000 kg beim Balken *IX*. Dies Verhältnis dürfte auch dadurch, daß diese Balken nicht genau gleich sind, weil zum Teil auch noch Bügel vorhanden waren, nicht umgestimmt werden.

Die Überlegenheit der Balken mit den unter 45° abgebogenen Eisen dürfte sowohl durch die Neigung, vielleicht aber in erster Linie auch durch die Verteilung der Einlagen bestimmt werden. Die abgebogenen Eisen werden um so besser wirken können, je mehr sie die weitere Öffnung der schrägen Risse verhindern. Das können sie um so besser, je mehr sie senkrecht zu den Rissen, also je näher sie der Richtung von 45° liegen, aber auch je mehr sie über die Balkenseiten verteilt sind. Überdies ist auch noch bei dem Bruchvorgang dieser Balken zu beachten, daß die absprengende Wirkung der in waagrechter Richtung verbleibenden Eiseneinlagen auf die unter ihnen liegende Betonschicht bei dem hängewerkförmig bewehrten Balken größer sein mußte. Bei ihnen wurden zwei Eisen bis an das Ende gerade durchgeführt, dagegen bei dem Balken mit unter 45° abgebogenen Eisen nur eines.

4. Die Verwendung von Bügeln neben abgebogenen Längseisen hat die Bruchlast verringert: Der Balken *VI* ertrug 37 800 kg gegenüber 42 000 kg bei dem Balken *IV*. Ob daraus schon zu schließen wäre, daß mit der Teilung der Betonmasse durch Einlagen nicht zu weit gegangen werden darf, mag dahingestellt bleiben.

5. Ein Vergleich zwischen der Wirkung des Knoteneisens am Balken *III* und der Wirkung gerader Einlagen am Balken *I* kann nicht gezogen werden, da letztere an den Enden aufgebogen waren, erstere nicht.

110. Die Versuche bestätigen also das über die Wirkung einer Einlage zweiter Ordnung an den Balkenversuchen der französischen Regierungskommission entwickelte Ergebnis. Neben dies Ergebnis ist im Hinblick auf die Haftfestigkeit die Reihe von v. Emperger zu stellen.

II. Formänderungsuntersuchungen.

a) Die Dehnungs- und Spannungsfähigkeit des eisenbewehrten Betons.

1. Versuche von Considère (Paris).¹⁾

111. Considère weist einleitend auf die Tatsache hin, daß Zementmörtelmischungen größere Dehnungen als 1:10000 ihrer Länge, also 0,1 mm auf 1 m nicht ertragen können, ohne zu zerreißen, daß jedoch Eisen bei einer solchen Längenänderung erst eine Spannung von 200 kg für das Quadratcentimeter, also einen Bruchteil der Beanspruchung erhalte, bei der es erst vorteilhaft ausgenutzt wird. Daher sei wohl zu vermuten, daß der Beton in Eisenbetonbauten, bei denen das Eisen ja immer höher beansprucht werden solle, meist gerissen sei.

Daraus entspringe ein Gegensatz zwischen Praktikern und Theoretikern, von denen die ersteren die Erfahrung vertreten, daß Bauwerke aus Eisenbeton nur selten Risse aufwiesen, während die letzteren behaupten, daß im Beton wohl Haarrisse vorhanden seien, die sich der Wahrnehmung entzögen, deren Wirkungen hinsichtlich der Dauer der Bauwerke insbesondere bei wiederholten Beanspruchungen jedoch nicht ausbleiben würden.

112. Considère hat eine Anzahl Prismen von 60 cm Länge mit quadratischem Querschnitt von etwa 6 cm Seitenlänge untersucht. Ein Teil war nicht bewehrt, während die übrigen auf der gezogenen Seite Rundeiseneinlagen enthielten, und zwar teils 17 Eisen von 1,9 mm Durchmesser (je $2,84 \text{ mm}^2$ Querschnitt), teils 3 von 4,25 mm (je $14,9 \text{ mm}^2$ Querschnitt) oder auch ein Eisen von 7,7 mm ($46,6 \text{ mm}^2$ Querschnitt). Der Querschnitt der Eiseneinlagen betrug also 48,2, bzw. 42,6, bzw. $46,6 \text{ mm}^2$, also überall etwa 1,25 % des Gesamtquerschnittes oder etwa 1,27 % des nutzbaren Betonquerschnittes.

¹⁾ Le génie civil 1898/99, 1, S. 213f.

Die Mörtelmasse enthielt 433 kg Portlandzement und 160 l Wasser auf 1 m³ guten quarzigen Meersandes, also etwa einen Raumteil Zement auf vier Raumteile Sand.

Die Prismen wurden nach der in der Abb. 115 dargestellten Anordnung belastet, so daß sie zwischen der Einspannung und dem Hebelansatz einem gleichmäßigen Momente unterworfen und von Querkräften nicht beansprucht wurden. Es konnte daher auch eine gleichmäßige Formänderung zwischen allen Querschnitten erwartet werden.

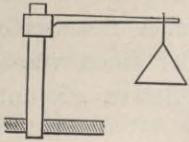


Abb. 11.

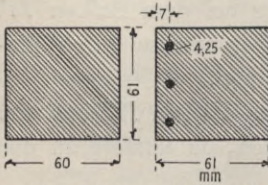


Abb. 116.

Abb. 117.

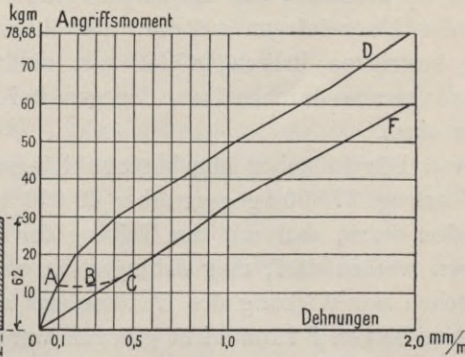


Abb. 119.

Considère gibt das Ergebnis der Untersuchung dreier Prismen an: Nr. 31, unbewehrt mit dem Querschnitt der Abb. 116, und Nr. 34 und 35 mit dem Querschnitt der Abb. 117. Er bemerkt, daß mit letzterem die Ergebnisse der Untersuchung der anders bewehrten Körper mit den schwächeren zahlreichen Einlagen fast genau übereinstimmen. Bezüglich der mit nur einem stärkeren Rund-

eisen verstärkten Körper wichen sie nur im Hinblick auf die geringere Elastizität der Einlage und die Bauart ab, da bei diesen Prismen die Eiseneinlagen von der Außenkante einen größeren Abstand entsprechend dem größeren Durchmesser hatten.

113. Das eisenfreie Prisma brach, nachdem es ein Moment von 11,48 kgm längere Zeit getragen hatte. Dies Moment hatte beim Aufbringen im Druckgurt eine Faserverkürzung von 0,131 mm für das Meter und im Zuggurt eine Verlängerung von 0,201 mm für das Meter bewirkt. Kurz vor dem Bruch konnte noch eine Verlängerung von 0,266 mm für das Meter beobachtet werden. Unter einem Moment von 5,18 kgm war eine Dehnung von 0,045 mm für das Meter und eine Verkürzung von 0,036 mm für das Meter gemessen worden.

114. Das Prisma 34 trug ein Moment von 78,68 kgm ohne zu brechen, wurde dann ganz entlastet und 139052 mal unter jedesmaliger vollständiger Entlastung wechselnden Momenten von 34,58 bis 55,58 kgm ausgesetzt. Der Mörtel erschien danach unbeschädigt, abgesehen von zwei Oberflächenrissen von 2 bis

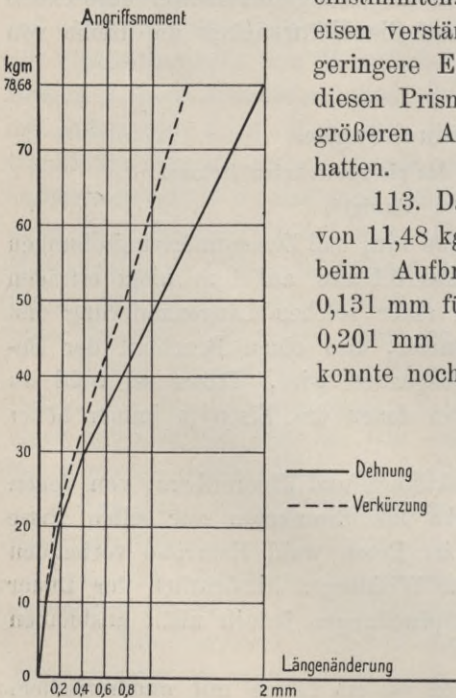


Abb. 118.

4 mm Länge, und es konnten aus dem Versuchskörper herausgeschnittene Stücke von 15 × 12 mm Querschnitt und 80 bis 200 mm Länge noch eine Biegungsbeanspruchung von 22 kg für 1 cm² als Bruch des Angriffsmomentes und des Widerstandsmomentes des Querschnittes ertragen.

Während der Belastung wurden folgende Formänderungen der äußersten gezogenen und gedrückten Betonfaser gemessen:

Belastung . .	5,18	11,48	19,88	30,38	40,88	49,28	63,98	78,68	kgm
Verlängerung	0,038	0,092	0,186	0,424	0,775	1,050	1,520	1,98	mm auf 1 m
Verkürzung .	0,034	0,082	0,166	0,345	0,562	0,745	1,01	1,32	„ „ 1 „

(die Verkürzungen werden von Considère nicht in Zahlen angegeben, sie lassen sich jedoch aus anderen Angaben durch einfache Zahlenrechnung wie vorstehend ermitteln).

Demgegenüber fand man bei dem reinen Betonprisma:

Verlängerung	0,045	0,201 bis
		0,266

Verkürzung . 0,036 0,131 mm auf 1 m.

Es hätte danach das unbewehrte Prisma eine Dehnung ertragen, die mehr als doppelt so groß wäre, als die bei Zugversuchen zu erreichende, und das verstärkte Prisma sogar etwa das Zwanzigfache der Zugdehnung reinen Betons. Der Verlauf der Formänderung ist in der Abb. 118 dargestellt.

115. Zur Erklärung der von ihm beobachteten größeren Dehnungsfähigkeit des eisenverstärkten Betons zieht Considère die Erscheinungen beim Zerreißen eines Eisenstabes heran. Dieser dehnt sich anfangs in ganzer Länge gleichmäßig um etwa 20% seiner Länge. Dann streckt er sich unter Einschnürung seines Durchmessers auf einer kurzen Teilstrecke nur dort noch erheblich weiter und reißt dann an dieser Stelle. Nur in der Gegend dieser Einschnürungs- und Rißstelle werden also die größten möglichen Dehnungen mit etwa 200 bis 300% der unbelasteten Längeneinheit erreicht. Es müsse also ein Stab, der etwa durch Verbindung mit einem anderen gezwungen werde, auf seiner ganzen Länge sich dauernd gleichmäßig zu dehnen, eine wesentlich größere Gesamtdehnung erreichen können, als wenn er allein zerrissen werde.

Das erweise sich auch, wenn man einen Stahlstab mit einem Stabe aus einem Metall, dessen Streckgrenze höher liege, in ganzer Länge zusammenschweiße, und diesen Doppelstab einem Zugversuch aussetze. Durch die Verbindung mit dem dehnbareren Metall werde der Stab gezwungen, sich in ganzer Länge gleichmäßig zu dehnen, da andernfalls bei Erreichung seiner eigenen Streckgrenze jede größere örtliche Verlängerung sofort eine erhebliche Vermehrung der Spannung an der nebenliegenden Stelle des anderen Stabes, dessen Streckgrenze noch nicht erreicht sei, hervorbringen würde. Daher werde die Gesamtlängenänderung des weicheren Stabes eine wesentlich größere sein, als wenn er allein gezogen werde.

Ähnlich sei die Erscheinung zu erklären, daß bei Stäben einheitlicher Masse, die gebogen würden, die Einschnürung sich nicht zeige, und daß alle Materialien unter Biegung eine höhere Dehnungsgrenze erreichten als unter Zug. Es wirke bei der Biegung die Verkürzung der gedrückten und die Verlängerung der gezogenen Faser zusammen. Dementsprechend sei auch bei dem unbewehrten Prisma Nr. 31 unter Biegung eine Längenänderung der Zugfasern von 0,266 mm für das Meter gemessen, während Beton unter einfachem Zug sich nicht mehr als 0,1 mm für das Meter dehne.

Die Verbindung von Beton und Eisen zeitige nun aber noch weiter für die Dehnungsfähigkeit des Betons die gleiche Erscheinung, wie sie die Verbindung zweier Metallstäbe für den härteren mit sich bringe. — Dabei ist auch an die von Möller ausgesprochene Vermutung, daß bei dem Beton vor dem Bruch sich ein gewisses Fließen zeige, zu denken. —

Demgemäß könne — meint Considère — gegenüber der bei Biegung mit reinem Beton erzielten größten Dehnung die am verstärkten Prisma Nr. 34 gemessene Dehnung sehr wohl noch ungefähr 8mal so groß sein und etwa 20mal so groß als die Zugdehnung reinen Betons. Dies sei durch die Zusammenwirkung mit der Eiseneinlage, die einen

wesentlich höheren Elastizitätsmodul als der Beton habe, zu erklären. Sie verhindere den Beton, an einer Stelle eine schneller anwachsende Dehnung anzunehmen, zwingt ihn vielmehr, in ganzer Länge die größte Dehnung zu leisten, deren er überhaupt fähig sei.

Es werde also durch die Eiseneinlage nicht die Dehnungsfähigkeit des Betons geändert, sondern dieser nur befähigt, die ihm innewohnende Dehnungsfähigkeit gleichmäßig zwischen allen Querschnitten seiner ganzen Länge zur Geltung zu bringen. Die Grenze dieser Ausdehnung sei natürlich bei Erreichung der Streckgrenze der Eiseneinlage gegeben, da alsdann der Zwang zur gleichmäßigen Dehnung auch für den Beton aufhöre.

116. Gleichzeitig mit der größten Dehnung aller Schichten käme nun auch in allen Schichten die größte mögliche Spannung zur Geltung. Überdies würde bei dem Beton, der an sich ein wenig gleichmäßiges Material sei, durch die Eiseneinlage die ungleiche Widerstandsfähigkeit einzelner schwächeren Schichten ausgeglichen.

117. Außer durch die Beobachtungen will Considère noch durch eine Rechnung den Nachweis führen, daß der Beton unverletzt geblieben, und seine Fähigkeit zur Aufnahme von Spannungen erhalten worden sei. Dazu ermittelt er aus den auf der Zug- und der Druckseite gemessenen Längenänderungen die Dehnung der Eiseneinlage unter der Annahme, daß der Querschnitt des Gesamtkörpers während der Formänderung eben bliebe. Gleichzeitig wurde der Elastizitätsmodul des Eisens durch Zugversuche mit einem gleichartigen Stabe festgestellt. Aus beiden Größen ist dann eine dem Eisen zugeschriebene Spannkraft berechnet. Die Vervielfachung dieser vom Eisen aufgenommenen Kraft mit dem Abstände der Mitte des Eisens von dem Schwerpunkte des zugehörigen Mörteldruckes ergab dann das Moment, dessen Zuganteil das Eisen aufgenommen hat.

Der Rest, also der Unterschied des ganzen Angriffsmomentes und des soeben ermittelten Beitrages wäre dann das Moment, das die Zugspannungen des Mörtels und die damit ein Kräftepaar bildenden Teile der Mörteldruckspannungen aufgenommen haben. Die folgende Zusammenstellung gibt in den Spalten 1 bis 6 die Beobachtungen und in den Spalten 7 bis 11 die daran geschlossenen Rechnungen.

Angriffs- moment kgm	Abstand der Nullachse		Verlängerungen		Elastizitäts- modul des Eisens kg/mm ²	Eisenkraft		innerer Hebelarm m	Momentanteil	
	von unten mm	von oben mm	gemessen am Beton mm	gerechnet für das Eisen mm		auf die Einheit kg	im ganzen kg		des Eisens kgm	des Betons kgm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5,18	28,7	32,3	0,038	0,031	21700	0,67	28	0,0450	1,28	3,90
11,48	28,7	32,3	0,092	0,075	21700	1,63	69	0,0450	3,12	8,38
19,88	28,7	32,3	0,166	0,145	21700	3,15	134	0,0450	6,03	13,85
30,38	27,4	33,6	0,424	0,337	21500	7,25	309	0,0450	13,90	16,48
40,88	25,5	35,1	0,775	0,620	21100	13,10	558	0,0445	24,83	16,05
49,28	25,3	35,7	1,050	0,840	21000	17,60	750	0,0442	33,15	16,13
63,98	24,4	36,7	1,520	1,230	20600	25,37	1079	0,0440	47,48	16,50
78,68	24,4	36,6	1,980	1,600	20000	32,00	1363	0,0440	59,97	18,71

Diese Rechnung verläßt das Gebiet des Versuchsbeweises und bietet Unsicherheiten in ihren Voraussetzungen. Einmal ist die Annahme der Erhaltung der ebenen Querschnitte für jede Lasthöhe unbewiesen. Der Einfluß dieser Annahme tritt in einer Hinsicht zwar zurück, da in dem inneren Moment aus dem Eisenzug und dem Abstand der Kraftmittelpunkte dieser letztere von geringerem Einflusse ist, wie der Vergleich der Spalten 8 und 9 zeigt.

Andererseits ist aber auf die Rechnung die Eisendehnung und die aus ihr ermittelte Eisenspannkraft von großem Einfluß. Es muß aber sehr zweifelhaft erscheinen, ob für die Zustände der großen Formänderungen die Annahme noch richtig bleiben kann, daß die Eisendehnungen im Verhältnis der geringeren Abstände von der Nulllinie kleiner sind als die Dehnungen der unter dem Eisen liegenden Betonfaser. Sollte bewiesen werden können, daß der Beton alsdann doch schon Änderungen in seinem Gefüge erlitten hat, so treten durch die Ribbildung — wie schon bei den Möllerschen Versuchen dargelegt — Verschiebungen in der Betonhülle ein, und es würde kaum angenommen werden können, daß über der ganzen Meßlänge zwischen den Dehnungen der Eisen- einlage und der Betonunterkante noch eine mit der Höhe abnehmende Beziehung besteht. In dem Falle würde die Eisenkraft, die der entscheidende Beitrag des Momentes ist, ganz anders ausfallen können.

Die nach der Berechnung von Considère durch die Zugspannungen aufgenommenen in der Spalte 11 der Zusammenstellung aufgenommenen Momente zeigen, abgesehen von den Zahlen in den Reihen 4 und 8, einen gleichmäßigen Verlauf. Den Umstand, daß die Zahlen in den Reihen 4 und 8 höher sind als die anderen, hat Considère anfangs auf Beobachtungsfehler zurückführen wollen. Aber er fand diese Abweichung bei allen Versuchen weiter und glaubt daher, daß sie doch wohl keine zufällige, sondern vielleicht auf ein Gleiten der Einlage im Beton zurückzuführen sei.

In der Abb. 119 ist die Verteilung der Momente dargestellt; als Längen sind die gemessenen Dehnungen, als Höhen die Momente aufgetragen, und zwar begrenzt die Linie *OD* die Angriffsmomente, und die Linie *OF* den dem Eisenzug entsprechenden Anteil des inneren Momentes. Der lotrechte Abstand zwischen diesen beiden Linien würde also das jeweils von den gezogenen Betonfasern aufgenommene innere Moment angeben. Wäre der Mörtel bei seiner aus Zugversuchen bekannten Dehnungsgrenze von etwa 0,1 mm auf 1 m gerissen, so hätte er — nach Considère — von da ab keine Spannungen mehr aufnehmen können. Es hätte also von dem der Zugdehnungsgrenze entsprechenden Punkte *A* das Moment etwa nach der Linie *ABC* zu der Linie *OF* abfallen müssen.

Es erscheint fraglich, ob — abgesehen von den Unsicherheiten, die die Berechnung der Größe des von dem Betonzug aufgenommenen Momentes bietet — die Annahme richtig ist, daß mit dem Auftreten von Rissen die Betonzuggurtung als Ganzes keinerlei Spannungen mehr aufnehmen könne, und ob mit der Aufnahme eines Teiles des inneren Momentes durch die gezogenen Betonfasern die Unverletztheit des Betons auf seiner ganzen Länge nachgewiesen werden könnte. Natürlich wird der Beton an der Ribstelle spannungslos. Es tritt aber nicht eine allgemeine Zerstörung des Betons ein, sondern er wird zuerst an einzelnen schwächeren Stellen reißen. Dazwischen liegen Betonstücke, die in ihrem Gefüge erhalten bleiben und die durch den Gleitwiderstand mit dem Eisen verbunden noch weiterhin einen Teil der Zugspannungen aufnehmen können.

Bei Considère ist das von den gezogenen Betonfasern aufgenommene Moment größer als 16 kgm, übersteigt also sogar das von dem gleichgebauten unbewehrten Prisma ertragene Bruchmoment von 11,48 kgm. Considère erklärt das daraus, daß durch die Verbindung mit dem Eisen in allen Betonschichten neben der größten möglichen Dehnung auch die größte mögliche Spannung erreicht und schwächere Stellen überbrückt würden. In dem unbewehrten Prisma könne hingegen nur eine mittlere Spannung zwischen der größten an der Bruchstelle und einer kleineren auf der übrigen Stablänge erreicht werden; außerdem könnten einzelne schwächere Stellen die Ursache zum vorzeitigen Bruche werden.

Der von den gezogenen Betonfasern aufgenommene Teil des Momentes nimmt bis zur Erreichung der Zugdehnungsgrenze des reinen Betons stetig, aber langsamer als die Dehnungen zu; von da an bleibt er sich gleich. Aus dem Moment ermittelt Considère den Verlauf der während der ganzen Belastung von der Betoneinheit aufgenommenen Spannung in einem ähnlichen Verhältnis und schließt daraus, daß bei der Biegung im Beton Zugspannungen entstehen, die sich bis zur Erreichung der Streckgrenze des Betons, d. h. bis zu der bisher nach Zugversuchen angenommenen Dehnungsgrenze erhöhen, dann zwar nicht mehr zunehmen, jedoch gleichmäßig erhalten bleiben. Dementsprechend müsse der Elastizitätsmodul des Betons dauernd kleiner werden, sobald die Zugdehnungsgrenze überschritten wird. Der Riß erfolge dann erst, wenn auch die Streckgrenze des Eisens erreicht ist, da erst dann die gleichmäßige Dehnung des ganzen Körpers aufhört, und auch das Eisen unter örtlicher Einschnürung sich an einer Stelle stärker dehnt. So hätten sich auch die ersten Risse gezeigt, wenn das Eisen mit 1600 bis 2000 kg/cm² beansprucht war. Das entspricht einer Längenänderung von ungefähr 1 mm für das Meter; bei dem Prisma 34 sei besonders weiches Eisen verwendet worden, so daß eine größere Dehnung möglich war, und eine größere Dehnung des Betons vor dem Bruch erreicht werden konnte.

118. An dem Prisma 35 wurde der Verlauf der Dehnungen bei wechselnder Belastung und Entlastung beobachtet.

An den Satz von der Erhaltung der Dehnungs- und Spannungsfähigkeit des bewehrten Betons knüpft Considère Schlüsse über die Größe der zulässigen Spannungen und des Elastizitätsmodul, die Lage der Nullachse und über den günstigsten Aufbau von Eisenbetonträgern.

Considère faßt seine Versuchsergebnisse wie folgt zusammen:

Der genügend mit Metall bewehrte Beton kann, ohne zerstört zu werden, Dehnungen annehmen, die wesentlich größer sind, als die bei gewöhnlichen Zugversuchen beobachteten.

Sobald die Streckgrenze der Einlage erreicht ist, vermag die Einlage die gleichmäßige Dehnung des Betons nicht mehr zu sichern.

Sobald die Dehnung des Betons die gewöhnliche Zugdehnungsgrenze überschritten hat, nehmen die Zugspannungen nur noch wenig zu. Dementsprechend nimmt der Elastizitätsmodul sehr schnell ab. Von dem Augenblick ab, in dem die Dehnung erreicht wird, die reiner Beton unter Biegung ertragen kann, also bei der zwei- bis zweieinhalbfachen Zugdehnung bleibt die Zugspannung gleichmäßig, und der Elastizitätsmodul wird sehr klein.

2. Versuche der französischen Regierungskommission (Paris)¹⁾.

119. Zur Prüfung des von Considère aufgestellten Satzes sind von der zweiten Untergruppe der französischen Regierungskommission Versuche angestellt worden. Im Jahre 1902 wurden vier Prismen, deren Querschnitt die Abb. 120 und deren Längsanordnung die Abb. 121 zeigt, auf Zug untersucht. Die Einlage bestand aus vier runden Stäben weichen Stahls von 6 mm Durchmesser, betrug also viermal $28,27 = 113,08$ mm² oder 1,13 % des ganzen 100 cm² großen Querschnittes. An Vorversuchen wurde festgestellt, daß ihre Streckgrenze bei einer Beanspruchung von 3110 kg für das Quadratzenimeter, und die Bruchgrenze bei einer Spannung von 4240 kg für das Quadratzenimeter erreicht wurde. Der Elastizitätsmodul bestimmte sich zu 2040800 kg für das Quadratzenimeter.

¹⁾ Commission du ciment armé: expériences etc. Paris 1907.

Die Betonmischung enthielt 300 kg Zement auf 400 l Sand und 800 l Kies, also etwa einen Raunteil Zement auf zwei Teile Kies und vier Teile Sand, und war unter Zusatz von 8% Wasser zu der trockenen Mischung angemacht. Bei der Prüfung waren die Körper drei bis vier Monate alt und hatten während dieser Zeit an der Luft gelegen.

120. Bei den Prismen 1 und 4 wurde die Belastung bis zur Erkennung eines Risses im Beton getrieben. Währenddessen wurden an dem Prisma 1 die Dehnungen des Betons und an dem Prisma 4 die Dehnungen zweier Eisenstäbe auf 1 m Länge gemessen. Die Messung begann bei einer Belastung von 200 kg, weil man diese für nötig hielt, um erst einen festen Angriff der Last am Versuchskörper herbeizuführen. In der Abb. 122 sind mit vollem Strich die Dehnungen des Betons und mit unterbrochenem die Eisendehnungen aufgetragen. Die ersten Risse wurden im Beton bemerkt, als bei dem Prisma 1 eine Dehnung von 1,35 mm auf 1 m und bei dem Prisma 4 eine solche von 1,30 mm auf 1 m erreicht war.

121. Die Prismen 2 und 3 wurden steigenden Belastungen unterworfen, wobei man von jeder Stufe immer wieder auf 200 kg zurückging. Diese Mindestlast wurde beibehalten, um den Verband des Belastungsangriffes so zu sichern, daß nicht aus einer möglichen Lockerung Schwankungen in den Dehnungsmessern entstanden. Die Last wurde so bei dem Prisma 2 auf 2080 kg getrieben, und dabei eine Dehnung von 0,61 m auf 1 m gemessen; bei dem Prisma 3 ging man bis auf 1790 kg und fand eine Dehnung von 0,43 mm auf 1 m.

Um festzustellen, ob der Stab unverletzt erhalten geblieben sei, wurden die Eiseneinlagen aus dem Prisma 2 herausgeschält, so daß ein Betonbalken mit kreuzförmigem Querschnitt verbleiben mußte. Bei dieser Arbeit fand man einen Riß etwa bei einem Drittel der Länge zwischen den Enden der Lastanker. Man glaubte, daß dieser Riß durch die Beanspruchung des Betons beim Herausschälen der Eisen entstanden sei. Die verbleibenden beiden kreuzförmigen Betonbalkenstücke von 0,44 m bzw. 0,96 m Länge wurden über 0,35 m bzw. 0,80 m Stützweite mit wachsender Last in der Mitte bis zum Bruch belastet. Sie brachen unter 80 bzw. 37 kg, was einer Biegebungsbeanspruchung — Angriffsmoment durch Widerstandsmoment des Querschnittes — von etwa 9 kg für das Quadratcentimeter entsprechen würde. Die Länge einer Einlage war bei dem Prisma 2 und 3 vor dem Versuch zu 2,03 m gemessen worden. Nach dem Versuch hatte sie bei dem Prisma 2 um 0,4 mm, bei dem Prisma 1 um 0,19 mm zugenommen. Nachdem alsdann die Einlagen im Beton vorsichtig freigelegt waren, ging ihre Verlängerung bei dem Prisma 2 um 0,04 mm auf 0,36 mm zurück; bei dem Prisma 3 nahm sie um 0,11 mm auf 0,30 mm zu.

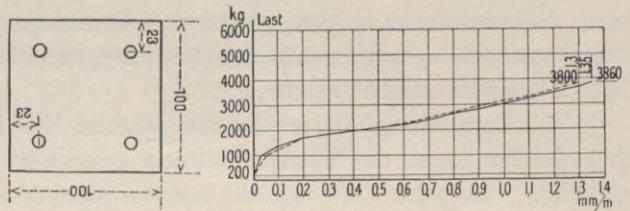


Abb. 120.

Abb. 122.

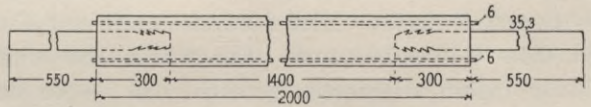


Abb. 121.

122. Das Ergebnis dieser Versuche, daß eisenbewehrter Beton, ohne zerstört zu werden, eine Dehnung von 1,35 mm auf 1 m vertragen habe, kann sich allein auf die Sicherheit der Beobachtung mit dem Auge stützen. Ob sie genügend sicher ist, um die erste Zerstörung des Betons anzuzeigen, muß dahingestellt bleiben. Der Beweis, daß der Beton nach Erreichung einer Dehnung von 0,41 mm auf 1 m noch biegezugfest ge-

blieben sei, kann als sicher geführt nicht angesehen werden; der Bruch der Betonsäule bei der Bloßlegung des Eisens stört die Schlüssigkeit des Beweises, wenn auch für den Bruch immerhin andere Ursachen als die Anstrengung beim Zugversuch möglich sind.

123. Die Schlüsse aus dem Versuch sucht die französische Regierungskommission auch durch eine Rechnung zu stützen. Sie ermittelt aus der Dehnung und dem bekannten Eisenquerschnitt nach dem Hooke'schen Gesetz den Anteil der angreifenden Last, den das Eisen jeweils aufgenommen hat. Der Rest wäre von der Zugfestigkeit des Betons zu leisten.

Für diese Ermittlung des Eisenanteiles sind aber zwei Feststellungen nötig. Einmal ist, da die Messung der Dehnung bei 200 kg Belastung begann, der Nullpunkt des die Dehnungen und die Lasten darstellenden Achsenkreuzes zu suchen. Die Kommission ermittelt ihn, indem sie die Dehnungslinie unterhalb der Last 200 kg bis zu der Last 0 tangential verlängert.

Zum zweiten muß der Einfluß der Anfangsspannungen, die das Eisen bei der Abbindung des Betons erlitten hat, ausgeschaltet werden. Es würde das, da der Beton in der Luft bei der Erhärtung geschwunden sein wird, vermutlich eine Druckspannung sein, die von der aus den gemessenen Dehnungen errechneten Zugspannungen abzusetzen wäre, d. h. es wäre die den Eisenzug darstellende Linie nicht im Nullpunkte der Lasten, sondern unterhalb anzusetzen.

Zur Feststellung dieses Punktes benutzt die Kommission die an dem Prisma 3 nach der Freilegung des Eisens an diesem gemessene Längenänderung von $0,30 - 0,19 = 0,11$ mm. Sie setzt diese gleich der bei der Abbindung des Eisens im Beton entstandenen Verkürzung. Es könnte darauf hingewiesen werden, daß die Durchführung des gleichen Gedankenganges bei dem Prisma 2, das ebenfalls an der Luft erhärtete, das Gegenteil ergibt. Hier fand sich nach der Freilegung des Eisens eine Verkürzung von $0,4 - 0,36 = 0,04$ mm. Das würde also einen Anfangszug bedeuten. Die Kommission meint bei diesem Versuch, daß — da das Metall wahrscheinlich während der nur auf 2060 kg getriebenen Belastung keine bleibende Verlängerung erlitten habe — die gegenüber dem Beginn des Versuches endgültig bleibende Verlängerung von 0,36 mm die Verkürzung darstelle, die das Eisen durch die Erhärtung des Betons an der Luft erlitten habe. Es ist nicht einzusehen, warum dieser Gedankengang nicht auch auf das Prisma 3 angewendet wird, und dort nicht mit einer Anfangszusammendrückung von 0,19 mm gerechnet wird.

Mangels einer genauen Messung der Längenänderungen während der Abbindung — wie sie übrigens die Kommission bei einem anderen Versuch, der aber keinen Vergleich ermöglicht, durchführte — muß daher die über die Verteilung der Zugkräfte zwischen der Betonhülle und der Eiseneinlage aufgestellte Rechnung über die Erhaltung der Zugfähigkeit des Eisenbetons bis über die Dehnungsgrenze des unbewehrten Betons als nicht beweiskräftig angesehen werden.

Es hätte übrigens bei diesen Versuchen nahe gelegen, die Belastung über die Entdeckung der Betonrisse hinaus bis zum Bruche des ganzen Versuchskörpers fortzusetzen, um so zu prüfen, ob dann die Linie der ertragenen Gesamtlast an die errechnete Linie des Eisenanteiles — etwa nach der Linie *A, B, C*, wie in der Abb. 119 von Considère angenommen — abgefallen wäre, und dadurch die über die Verteilung aufgestellte Rechnung und die daraus abgeleitete Spannungserhaltung bestätigt worden wäre.

124. Die Kommission faßt das Gesetz der Formänderung des Eisenbetons nach den vorliegenden Versuchen dahin zusammen, daß die Spannung des Betons bis zu einer Dehnung von 0,04 mm für das Meter bis auf 12 kg für das Quadratcentimeter

regelmäßig zunehme, nämlich bis zu der Grenze der Zugfestigkeit des unbewehrten Betons. Während der weiteren Dehnung von 0,04 auf 0,20 mm wächst die Betonspannung um 30 bis 40 % über die, welche der unbewehrte Beton ertragen kann. Zwischen 0,20 und 0,60 mm sinkt sie wieder auf die Zugfestigkeit des unbewehrten Betons und bleibt dann nahezu gleichmäßig auf dieser Höhe bis zu dem bei einer Dehnung von 1,3 mm auf 1 m eingetretenen Bruch.

125. Zur Ergänzung dieser Zugversuche wurden noch zwei Balken von 3 m Länge, 15 cm Breite und 20 cm Höhe auf Biegung geprobt. Sie enthielten fünf Rundeisen, von denen die beiden äußersten 1,6 cm und die drei mittleren 1,2 cm Durchmesser hatten. Unter den stärkeren Eisen verblieb noch eine Betonschicht von 8 mm Dicke. Der Querschnitt der Einlagen betrug also 4,4 cm², d. h. 1,46 % der ganzen Fläche oder 1,6 % des über ihrer Mitte liegenden Betonquerschnittes. Die Einlagen waren an den Enden hakenförmig aufgebogen.

Die trockene Betonmischung glich der bei den Zugkörpern verwandten; für die Anmachung wurde jedoch etwas mehr Wasser: 9,6 % zugesetzt. Die Balken lagerten etwa sechs Monate, und zwar der erste an der Luft, der zweite im Wasser.

Sie wurden dann über 3,9 m Stützweite an den Viertelpunkten belastet. Dabei wurden die Längenänderungen an der Zugseite verfolgt, indem an den beiden Enden einer 1 m langen, in der Mitte des Balkens liegenden Strecke kleine Metallplättchen auf dem Balken befestigt, und deren Verschiebung mit Hilfe von Mikroskopen beobachtet wurde. Um das Auffinden der ersten Risse zu erleichtern, war die Oberfläche der Balken mit einem dünnen Anstrich eines sehr fetten Zementbreies versehen.

Die Belastung des ersten Balkens wurde unter 4095 kg abgebrochen. Dieser Last entsprach eine Dehnung von 0,637 mm. Ein Riß wurde nicht bemerkt.

Der zweite Balken brach unter 5510 kg durch einen schräg von einem Lastangriff nach dem Auflager verlaufenden Riß unter Gleitung der Eiseneinlagen. Gleichzeitig wurde eine Dehnung von 1,33 mm abgelesen, ohne daß auf der Meßstrecke ein Riß sichtbar wurde.

Nach dieser Belastung wurde die untere Seite der Balken etwa 2 cm abgearbeitet also auch die Einlage entfernt, und die darauf folgende Betonschicht etwa 4,5 cm hoch als Platte in ganzer Balkenbreite herausgeschnitten. Ein 1 m weit freiliegendes Stück dieser Platten ertrug unter einer in der Mitte angreifenden wachsenden Last eine Bieungsbeanspruchung — Angriffsmoment durch Widerstandsmoment des Querschnittes — von 27,1 kg für das Quadratcentimeter bei dem Balken 1, und von 22,2 kg für das Quadratcentimeter bei dem Balken 2. Will man die Annahme der Erhaltung ebener Querschnitte gelten lassen, so hätten die äußersten Fasern der herausgeschnittenen Platten schon vorher im ganzen Balken 1 eine Längenänderung von 0,5 bzw. 0,25 mm erfahren.

Zwei ebenso aus der gedrückten Gurtung der Balken herausgearbeitete Platten von 4,8 cm Dicke erzielten in gleicher Weise eine Biegungsspannung von 32,7 kg für das Quadratcentimeter am Balken 1 und von 25,4 kg für das Quadratcentimeter am Balken 2. Diese Zahlen sind also höher als die, welche bei den auf der Zugseite herausgeschnittenen Platten erreicht wurden.

126. Bei einem Biegungsbruchversuch mit einem dritten Balken wurden die Längenänderungen der Eiseneinlage und des Betons gemessen, und darauf eine ähnliche Rechnung aufgebaut, wie sie Considère zum Beweise der Erhaltung der Fähigkeit des Betons zur Aufnahme von Zugspannungen angestellt hat. Sie ergibt, daß der Beton bei einer vom Beginn der Belastung als Nullpunkt gemessenen Dehnung von 0,435 mm auf 1 m noch eine Spannung von 9,5 kg für das Quadratcentimeter aufgenommen hat. Außerdem

wird angenommen, daß der Beton bei der Abbindung dadurch, daß das Eisen ihn an der Schrumpfung hindert, also vor der Belastung, bereits eine Anfangsspannung von etwa 15 kg erlitten habe. Er solle also im ganzen eine Zugspannung von 24 bis 25 kg für das Quadratcentimeter noch bei der Dehnung von 0,435 mm auf 1 m ertragen haben.

Zu dieser Rechnung ist dieselbe Einwendung über die Ermittlung der Nullachse zu erheben wie bei den Versuchen von Considère. Außerdem fehlt für die angenommene Größe der Anfangsspannung eine Gewährleistung.

127. Considère als Berichterstatter der französischen Regierungskommission sagt, daß die vorstehenden Zug- und Dehnungsversuche, die von ihm aus seinen Versuchen abgeleiteten Sätze über die Dehnungs- und Spannungsfähigkeit des Eisenbetons bestätigt hätten, so daß diese Sätze als endgültig bewiesen angesehen werden könnten. Es kann jedoch als Beweismittel dafür bei den vorliegenden Versuchen für die größten Dehnungen nur die Zuverlässigkeit der Beobachtung angeführt werden, und für die auf Grund der Annahme der Erhaltung ebener Querschnitte errechneten Dehnungen bis 0,5 mm für das Meter mit gewissen Einschränkungen die Erhaltung der Tragfähigkeit der Balkenreste.

3. Versuche von Schüle (Zürich).¹⁾

128. Schüle hat in der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt in Zürich zwei Reihen prismatischer Eisenbetonkörper quadratischen Querschnittes auf Zugfestigkeit untersucht, und die Ergebnisse im Jahre 1896 veröffentlicht.

Die Bauart erläutern die Abb. 123 und 124 sowie die folgende Zusammenstellung.

*1906, Die Versuche vom 1902 - 1903 unter-
sucht von Schüle*

Reihe	Nr.	Quer- schnitt des Schaftes	Einlage		Beton			Alter in Mo- naten	Ort des Risses	Größe Dehnung mm für das m	
			Durch- messer u. Quer- schnitt	%	Zement- gehalt auf 1 m ³ kg	Festigkeit auf					
						Druck kg/cm ²	Zug kg/cm ²				
I.	1	14,0 × 14,1 cm = 197 cm ²	1,5 cm	3,6	300	187	30,1	5,5	Kopf	0,167	
	2			3,6	300	187	30,1	5,5		"	0,207
	3			=	500	289	39,7	5,5		"	0,144
	4			3,6	500	289	39,7	5,5		"	0,260
	5		0,8 cm	1,0	300	308	38,1	5,25	"	1,000	
	6			=	300	308	38,1	5,25		"	1,080
	7			1,0	500	378	42,5	5,25		Schaft	1,020
	8			1,0	500	378	42,5	5,25			"
II.	1	11,1 × 11,3 cm = 125 cm ²	0,2 cm	0,1	300	124	12,5	1	"	0,031	
	2			=	300	124	12,5	1		"	0,039
	7			0,1	500	116	10,0	1,33		"	0,047
	8		0,126 cm ²	0,1	500	116	10,0	1,33	"	0,031	
	3			0,8 cm	1,6	300	136	15,5	1,25	Kopf	1,17
	4				=	300	136	15,5	1,25		"
	9		1,6		500	170	17,5	1,5	"	1,38	
	10		2,01 cm ²	1,6	500	170	17,5	1,5	Schaft	1,38	
	5			1,5 cm	5,6	300	149	17,0		1,33	Kopf
	6				=	300	149	17,0	1,33	"	
	11		7,07 cm ²		5,6	500	151	17,7	1,5	"	0,275
	12			5,6	500	151	17,7	1,5	"		0,196

Die Zugkräfte griffen an Bolzen an, die durch die in den Köpfen vorhandenen Löcher gesteckt wurden; bei einem Teil der Proben wurden vorher Bleiringe in das

¹⁾ Resultate der Untersuchung von armiertem Beton, Zürich 1906.

mittlere Drittel der Bolzenlöcher eingelegt. Die Köpfe bestanden aus einer fetteren Betonmischung.

129. Bei allen Versuchskörpern wurden die Dehnungen des Betons auf einer im Schaft gelegenen Meßstrecke von 15 cm Länge an zwei Seiten, und die Dehnungen der Eisenstangen über einer Meßstrecke von 50 cm beobachtet. Dazu wurden bei der Reihe I an beiden Enden der Meßstrecke die Eisenstangen durch Löcher im Beton bloßgelegt, und ein fester Maßstab an dem einen Ende mit einem in die Einlage gesteckten Stift fest verbunden, während am anderen Ende von dem Maßstab eine Zunge auf die Einlage hinunterreichte. Die Verschiebung dieser Zunge gegen einen auf der Einlage eingeritzten Stift wurde mikroskopisch beobachtet. Bei den Körpern der Reihe II wurde das feste Ende des Maßstabes nicht mit dem Eisen, sondern nur mit dem Beton verbunden. Schüle bemerkt, daß die Ablesungen der Eisendehnungen an dieser Reihe aber nicht so übereinstimmend mit den Betondehnungen geworden seien wie die der ersten Reihe. Auch seien allgemein die Beobachtungen der Verschiebungen der Zunge gegen den auf der Einlage eingeritzten Strich nur schwierig und unsicher festzustellen gewesen.

Bei der Messung der Dehnungen wurde der Nullpunkt unter der Anfangslast von 250 kg angenommen, alsdann wurde stufenweise mit 500 kg Zuschlag weiter belastet. Vor Aufbringung der nächsten Stufe ging man immer auf die Anfangslast zurück. Von den Beobachtungsergebnissen werden die Zahlen der Betondehnungen mitgeteilt. Die Versuchskörper rissen, wie in der Zusammenstellung angegeben, teils im Schaft, teils in den Köpfen; die am Beton vor der Wahrnehmung der Risse gemessenen größten Dehnungen sind ebenda vermerkt.

130. Zu den Zahlen bemerkt Schüle, daß die Körper mit starker Einlage an den Köpfen gerissen sind, bevor große Dehnungen im Schaft beobachtet werden konnten; nur bei den Körpern mit 1,0 und 1,6 % Eisengehalt seien die größten möglichen Dehnungen erreicht worden; die Körper mit ganz schwacher Einlage, die solchen ohne Eisen gleichkämen, seien gerissen, bevor die Dehnungen einen namhaften Betrag erreicht hätten. Schüle hebt hervor, daß auch durch diese Versuche bestätigt sei, daß die Sprödigkeit des Betons durch die Verbindung mit Eisen vermindert, und die Dehnungsfähigkeit bedeutend erhöht werde, wie dies auf Grund der Versuche von Considère festgestellt worden sei.

131. In der Abb. 125 sind die Dehnungen als Höhen auf den Lasten als Längen für alle Versuchskörper mit ungerader Nummer aufgetragen. Der Verlauf zeigt, daß bei allen Körpern die Dehnungen, sobald sie die Grenze von 0,04 bis 0,08 mm für das Meter erreicht haben, wesentlich schneller zunehmen als vorher. Insbesondere bei den Körpern mit 2,01 cm² Eisen, von denen Schüle annimmt, daß sie allein die größten

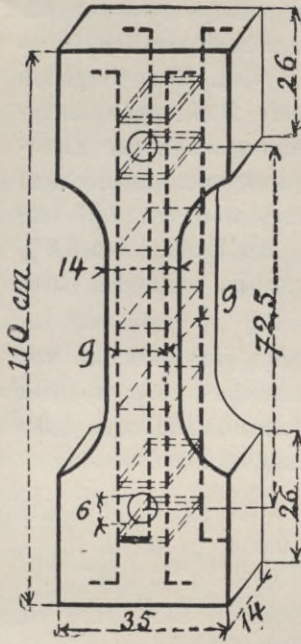


Abb. 123.

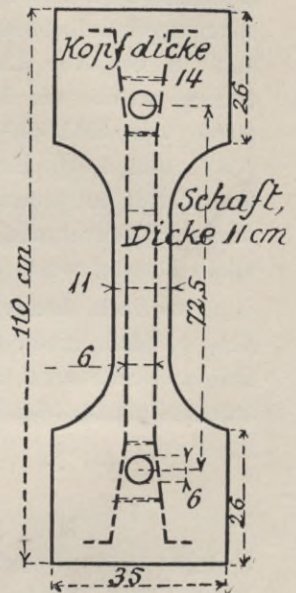


Abb. 124.

möglichen Dehnungen nach ihrem Aufbau zu erreichen imstande gewesen seien, zeigt sich von der Dehnung von

	0,045	0,054	0,065	0,078	0,06 mm für das Meter
unter den Lasten von	2,75	3,25	4,75	2,25	2,75 t
bei den Körpern	I: 5,	6,	7,	II: 9,	10

eine sprunghafte Zunahme mit einem Vielfachen der bis dahin erlittenen Verlängerung. Bei dem Körper I 7 wurde auch bei der nächsten Last von 5,25 t ein Riß entdeckt. Der Verlauf der Dehnungen ist dann ungefähr so, als ob die Zunahme der Belastung nur noch von den Eisen-
spannungen aufgenommen wird. Zum Vergleich sind in der Abb. 125 die Richtungen aufgetragen, welche die Dehnungslinien der Eisenstäbe von 2,01 cm² Querschnitt entsprechend 1,0 % und 1,6 % Einlage, und von 7,07 cm² Querschnitt entsprechend der Einlage von 3,6 % und 5,6 % annehmen würden, wenn das Eisen allein belastet wird.

v. Bach bemerkt zu der Ansicht von Schüle, daß nicht einzusehen sei, wodurch sich zwischen zwei aufeinanderfolgenden Laststufen die plötzliche Zunahme der Dehnung

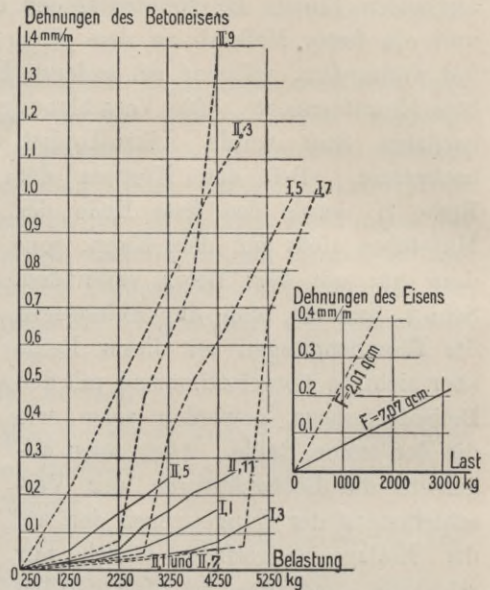


Abb. 125.

bei I 5	von 0,045	auf 0,355	mm für das Meter d. i. auf das 8fache
6	„ 0,054	„ 0,295	„ „ „ „ „ „ 5,5fache
II 9	„ 0,078	„ 0,455	„ „ „ „ „ „ 6fache

erklären solle, wenn nicht die Rißbildung eingetreten sei. Considère gibt ja für diese Erscheinung, daß bei allen Körpern beim Überschreiten der oben angegebenen Dehnungen sich eine sprunghafte Zunahme zeigt, die Erklärung, daß von den Knickpunkten ab — der Dehnungsgrenze des unbewehrten Betons — die Spannungen des Betons nicht mehr zunehmen, wohl aber erhalten bleiben. Wäre das der Fall, so könnten die Dehnungen wohl einen Verlauf nehmen, wie sie die Verlängerung eines Eisenstabes ohne Betonhülle aufweisen würde, und es wäre aus dem Richtungswechsel der Dehnungslinien noch keine Widerlegung der von Considère behaupteten Erhaltung der Dehnung und der Spannungsfähigkeit des Eisenbetons herzuleiten.

Es stehen jedoch den Versuchen von Considère, der französischen Regierungskommission und von Schüle andere Beobachtungen gegenüber, die nachweisen, daß an dem Knickpunkte auch das Gefüge des Betons leidet und damit auch den Satz von der Erhaltung der Spannungsfähigkeit erschüttern.

132. Schüle hat bei den vorstehenden Versuchen auch Dehnungen gemessen, die nach der Entlastung sich erhielten. Diese bleibenden Dehnungen hatten eine namhafte Größe, wenn auch eine besondere Regelmäßigkeit nicht vorhanden war. Die größten Werte der bleibenden Dehnungen betragen ein Drittel der unter der Last erreichten ganzen Dehnung. Das Verhältnis der bleibenden und der Gesamtdehnungen scheint den größten Wert unmittelbar nach der Laststufe zu erreichen, welche die größten Spannungen im Beton erzeugt, das wäre also etwa bei der Zugdehnungsgrenze des unbewehrten Betons.

4. Versuche von Rudeloff (Berlin).¹⁾

133. Im Jahre 1903 hat Rudeloff in dem Königlichen Materialprüfungsamte zu Groß-Lichterfelde-West eine Anzahl von Eisenbetonprismen untersucht. Nach der ihm gewordenen Angabe waren sie im Jahre 1899 aus einem Teil Zement und drei Teilen Sand gefertigt und hatten seitdem an der Luft gelagert. Sie hatten etwa 5 zu 5 cm Querschnitt und waren in der Längsachse mit einer Eiseneinlage von 0,5 oder 0,7 oder 1 cm Durchmesser, d. h. von 0,2 oder 0,4 oder 0,8 qcm gleich 0,8 oder 1,6 oder 3,2% des ganzen Querschnittes versehen.

134. Zwei Proben mit Eiseneinlagen von 5 mm Durchmesser wurden Zugversuchen unterworfen, bei denen die Belastung auf die über die Betonhülle herausragenden Enden der Eiseneinlage wirkte; hier waren für die Kraftübertragung Kettenstücke angeschweißt. Unter einer Last von 720 kg bei einem und von 760 kg bei dem anderen Prisma brachen die Eisen an einer mangelhaften Schweißstelle in einem Auge des Kettenansatzes. Der Beton blieb anscheinend unversehrt.

Ein dritter, diesen beiden gleicher Versuchskörper wurde in zwei Hälften geteilt, und diese auf Zugfestigkeit geprüft. Hierzu wurde jedes Ende der Proben in ein etwa 7 cm tiefes gußeisernes nach hinten sich erweiterndes Gehäuse geschoben und darin mit Zementguß festgelegt. Die Belastung griff dann an den Gehäusen mittels Zugstangen an, die zur Vermeidung jeder Biegungsbeanspruchung in Kugellagern hingen. Durch das Gehäuse und den Zementguß wurde also die Belastung zunächst auf die Betonhülle übertragen, und von dieser die Eiseneinlage mit herangezogen, während ja der Angriff der Belastung bei den ersten beiden Proben vom Eisen ausging. Die Kraft wurde stufenweise gesteigert; bei der einen Probe zuerst auf 350 kg. Dann wurde entlastet. Bei der zweiten Belastung brach die Probe dann unter 600 kg. Die andere ertrug eine ohne Entlastung bis auf 520 kg gesteigerte Kraft.

Bei beiden Prismen wurden die Dehnungen an zwei gegenüberliegenden Seiten an der Oberfläche über 30 cm Länge gemessen. Sie betragen bei einer Belastung von

	bei dem einen Prisma		bei dem anderen	im Mittel
50 kg	0,0077	0,0077	0,0077	0,0077
100 „	0,0153	0,0163	0,0157	0,0158
150 „	0,0270	0,0233	0,0230	0,0244
200 „	0,0310	0,0313	0,0300	0,0308
250 „	0,0387	0,0393	0,0390	0,0390
300 „	0,0460	0,0470	0,0467	0,0466
350 „	0,0533	0,0550	0,0540	0,0541
400 „	—	0,0623	0,0620	0,0622
450 „	—	0,0697	0,0703	0,0700
500 „	—	0,0777	0,0777	0,0777
550 „	—	0,0853	0,0853	0,0853
600 „	—	0,0933	0,0930	0,0932 mm auf 1 m.

Bei der Entlastung der einen Probe wurde also eine bleibende Dehnung nicht festgestellt. In der Abb. 126 sind die Mittelwerte in einem Linienzuge dargestellt.

135. Nach dem Bruch wurde der Beton von den Eiseneinlagen entfernt, und diese bis zum Bruch belastet. Sie hatten vorher bei dem Zugversuch in der Betonhülle schon eine Beanspruchung von 3060 kg für das Quadratcentimeter ertragen und brachen

¹⁾ Mitteilungen aus dem Königlichen Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde-West, 1904.

nun bei 4370 kg für das Quadratcentimeter. Die während der Belastung über einer Länge von 15 cm gemessenen Dehnungen sind in die Abb. 126 eingezeichnet: *BE*.

136. Endlich wurden zwei Prismen mit je 1 cm starker Einlage unter Angriff der Kraft am Eisen belastet. Es entstanden in der Betonhülle unter 1800 bzw. 1500 kg die ersten Risse, und unter 2680 bzw. 2340 kg brachen die Eisen in einer mangelhaften Schweißstelle an einem Auge der Kettenansätze.

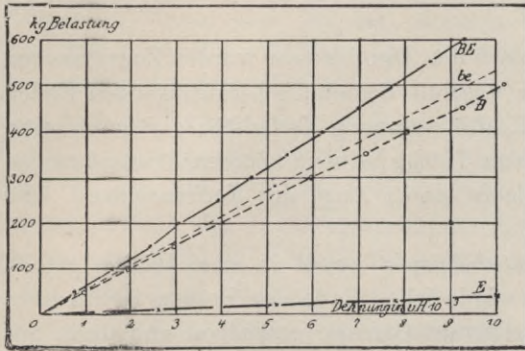


Abb. 126.

Es wurden nun die Eiseneinlagen herausgezogen, und eine hohle Hälfte jedes Betonkörpers einem Zugversuch unterworfen, bei dem die Kraft von der Oberfläche in gleicher Weise wie vorher bei den verstärkten Betonprismen geschickt, angriff. Die ebenso gemessenen Dehnungen sind auch in die Abb. 126 eingetragen: Linie *B* und zwar umgerechnet auf die Querschnittgröße der Eisenbetonprismen mit 5 mm starker Einlage, deren Dehnungen die Abbildung ebenfalls zeigt. Die Betonhüllen brachen

unter einer Last von 500 kg bei einer Dehnung von 0,102 mm auf 1 m.

137. Nach den von Rudeloff ermittelten Zahlen wurde bei den Eisenbetonproben eine Bruchdehnung von 0,0932 mm für 1 m erreicht und zwar nahezu gleichmäßig bei beiden Proben. Gegenüber der an der Betonhülle gemessenen Dehnung von 0,102 mm auf 1 m war sie also durch die Eiseneinlage keinesfalls vergrößert. Zu beachten ist, daß die Betonhüllen Körpern entstammen, die bereits soweit belastet worden waren, daß der Beton an einer Stelle gerissen war. Es sei daher — meint Rudeloff — nicht ausgeschlossen, daß der Beton auch außerhalb der Bruchstelle bereits geschwächt war. Wenn diese Beanspruchung die ursprünglichen Eigenschaften der Betonhülle bereits verändert haben sollte, so hätte die Bruchdehnung allenfalls vermindert, aber nicht vergrößert sein können.

Rudeloff knüpft an die Versuche noch die folgende Überlegung: Nimmt man zunächst an, daß weder die Dehnbarkeit des Betons noch die des Eisens durch die Vereinigung der beiden Materialien beeinflusst wird, d. h. daß die Beziehungen zwischen Belastung und Dehnung wie sie für die beiden Materialien allein gefunden sind, durch die Vereinigung beider zu einem Körper nicht geändert werden, so ergibt sich die Gesamtbelastung P , welche die Eisenbetonkörper um l zu dehnen vermag, aus der Gleichung $P = p\text{-Eisen} + p\text{-Beton}$, wenn diese die Belastungen bedeuten, welche die Eiseneinlage und den Betonkörper je für sich allein um l dehnen. Unter dieser Voraussetzung erhält man die Linie *be* durch Rechnung. Aus den Beobachtungen an Eisenbetonkörpern ergab sich die Linie *BE*.

Die Eisenbetonproben erforderten also zur Erzielung der gleichen Dehnung größere Belastungen, als die Rechnung aus der Summe der Einzellasten für die beiden Bestandteile ergibt, und zwar beträgt das Verhältnis 118 zu 100. Hiernach erschiene die Dehnbarkeit des Betons oder des Eisens oder beider durch ihre Vereinigung verringert.

Rudeloff weist selbst darauf hin, daß bei dieser Ableitung zu beachten ist, daß die Dehnungen der Eisenbetonkörper bei der ersten Belastung gemessen seien, die der Betonhülle jedoch erst, nachdem diese schon in Verbindung mit dem Eisen im ganzen Prisma und dann zum Zwecke des Herausziehens des Eisens beansprucht worden war. Einer Verallgemeinerung des Ergebnisses der verringerten Dehnungsfähigkeit von Beton

und Eisen im Verbunde gegenüber der der beiden einzelnen freien Bestandteile würde auch deshalb widersprochen werden müssen, weil bei den vorliegenden Versuchen die Einflüsse der durch die Abbindung entstehenden Anfangsspannungen bei der Prüfung des Eisenbetonkörpers, und die aus der ersten Belastung möglicherweise entstandenen bleibenden Dehnungen bei der Prüfung der Betonhülle nicht ausgeschaltet sind. Wohl aber haben die Versuche eine größere Dehnbarkeit des mit Eisen bewehrten Betons nicht ergeben.

138. Der Unterschied in der Bruchlast bei Angriff der Kraft am Eisen — 720 und 760 kg — und der bei Angriff am Beton — 600 und 620 kg — (wobei im ersten Falle der Beton unversehrt blieb und im letzten Falle riß) zeigt, daß Eisenbetonproben eine größere Last bis zum Bruch der Betonhülle ertragen können, wenn die Last an der Einlage angreift, als wenn sie vom Umfange der Betonhülle aus übertragen wird. Daraus wird geschlossen werden können, daß die Dehnungen beider Bestandteile nicht gleich sind, sondern daß die des Teiles, an dem die Kraft angreift, voreilt, und die des anderen, der mitgenommen wird, folgt. Dies naheliegende Ergebnis zeigt, daß Rechnungen, die über die Zusammenwirkung beider und die Eigenschaften jedes im Verbunde auf Grund von Messungen an einem aufgestellt werden, mit Vorbehalt aufzunehmen sind.

5. Versuche von Kleinogel (Stuttgart).¹⁾

139. Kleinogel hat im Jahre 1904 in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart 32 Balken in sieben Reihen nach der Bauart der Abbildungen 127 und 128 und zwar acht unbewehrte und vier von jeder Bauart der verstärkten Balken auf Biegung untersucht.

In der Betonmischung war ein Teil Zement auf einen Teil Sand und zwei Teile Kalksteinschotter mit 8% Wasser angemacht. Dieser Wasserzusatz hatte sich nach Vorversuchen mit 10% und 6% am zweckmäßigsten für die Herstellung eines gut formenden Betons erwiesen. Die Balken wurden in Holzlehren in fünf Lagen gestampft. Nach 30 Stunden wurden die Seitenwände der Form entfernt, und nach weiteren 24 Stunden wurden die Balken vom Boden abgehoben und in feuchtem Sande hochkant bis zur Prüfung, die nach etwa 5½ Monaten erfolgte, gelagert.

Die Eiseneinlagen waren gerade. Um eine Biegung der Einlage beim Stampfen der Balken zu verhindern, wurden sie mit mäßig angezogenen Muttern vor den Kopfenden der Formen angespannt. In je 50 cm Abstand von der Balkenmitte waren Quereisen, die über die Seitenflächen der Balken vorstanden, mit den Längseisen durch Hartlötung verbunden. Es sollte damit die Möglichkeit der Messung der Eisendehnungen offengehalten werden.

140. Der Zweck der Prüfungen war die Messung der Betondehnungen im Zuggurt nach der Ansicht von Considère. Die Dehnungen wurden über einer Meßlänge von 80 cm in der Mitte beobachtet, indem eine feste Meßplatte auf Plättchen, die in der Oberfläche der Balken an den Enden der Meßstrecke *CD* — s. die Abb. 129 — festlagen, in Körnerpunkten gestützt wurde; und zwar auf einer Seite mittels einer festen Körnerspitze und auf der anderen Seite mittels einer beweglichen Schneide. Die Drehung dieser Schneide wurde auf einer Bogenteilung mittels Zeigerübertragung abgelesen. Um das Auffinden der ersten Risse zu erleichtern, waren die Seitenflächen und die Unterfläche des Balkens mit Kreide, die in einer Leimlösung angeschlemmt war, bestrichen.

¹⁾ Untersuchungen über die Dehnungsfähigkeit des nichtarmierten und armierten Betons, Wien 1904. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons. Heft I. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Außerdem wurden die Durchbiegungen gemessen, indem die Verschiebung eines Tasters in Balkenmitte gegen eine an den Auflagerpunkten des Balkens gelagerte aus einem festen Eisen bestehende Meßbrücke verfolgt wurden.

Als Belastung wirkten zwei Einzellasten in den Viertelpunkten der 2 m langen Stützweite. Sie wurden in Stufen von

200	3000	400	500	750	1000	1500	bei den Balken
<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	gesteigert.

141. Die nach den Mittelwerten aufgetragenen Dehnungslinien zeigt die Abb. 129. Die Dehnung bei der Erkennung des ersten Risses ergibt die folgende Zusammenstellung.

Nr.	Einlage	Querschnitt	Last		Dehnung	
			beim ersten Riß.		mm auf 1 m	
<i>B</i>	1 Rundeisen: 10 mm	0,7854 qcm	0,183 ‰	3600—3900	0,118	mm auf 1 m
<i>C</i>	2 „ 10 „	1,5708 „	0,366 „	4800—5200	0,16—0,17	„ „ 1 „
<i>D</i>	3 „ 10 „	2,3562 „	0,549 „	5500—6000	0,16—0,19	„ „ 1 „
<i>E</i>	1 „ 22 „	3,8013 „	0,887 „	5250—6000	0,15—0,24	„ „ 1 „
<i>F</i>	2 „ 22 „	7,6026 „	1,774 „	6000—7000	0,16—0,20	„ „ 1 „
<i>G</i>	3 „ 22 „	11,4039 „	2,661 „	6000—7500	0,14—0,18	„ „ 1 „

somit im Mittel 0,148 bis 0,196 mm auf 1 m.

Bei den Körpern mit stärkerer Einlage waren die Risse anfangs besonders fein; erst bei der folgenden fünften oder sechsten Laststufe dehnten sie sich von der Unterkante hinauf bis über die Höhe der Ebene der Einlagen aus. Dem Einwande, daß die Risse nur oberflächliche gewesen seien, begegnet Kleinlogel jedoch durch eine spätere ausdrückliche Erklärung, in der er angibt, daß dies nicht der Fall gewesen sei, sondern daß es sich um deutlich erkennbare Risse in der Masse handelt habe.

An den unbewehrten Balken wurden die Meßgeräte zu ihrer Sicherstellung vor dem Herannahen von Rissen von den Balken entfernt. Nach der auf der Abb. 129 für die Klasse *A* punktiert angegebenen Ergänzung der Dehnungslinie bis zur Bruchlast hätten die reinen Betonbalken etwa eine Bruchdehnung von 0,131 mm für das Meter im Mittel aller Balken und als größten Wert bei einem Balken 0,146 mm für das Meter ertragen können.

Die Dehnungen aller Balken blieben also innerhalb der von Considère für reinen Beton angegebenen Grenze von 0,1 bis 0,2 mm für das Meter. Die ersten Risse zeigten sich bei den Balken der Reihe *B* und *C* mit der kleinsten Einlage zumeist an den Quereisen, also außerhalb der Meßstrecke; bei der Reihe *D* erschien bei drei Balken der erste Riß innerhalb der Meßlänge, bei den übrigen Balken traten gleichzeitig mehrere Risse auf, die teils innerhalb der Meßlänge, manchmal aber auch an den Quereisen lagen.

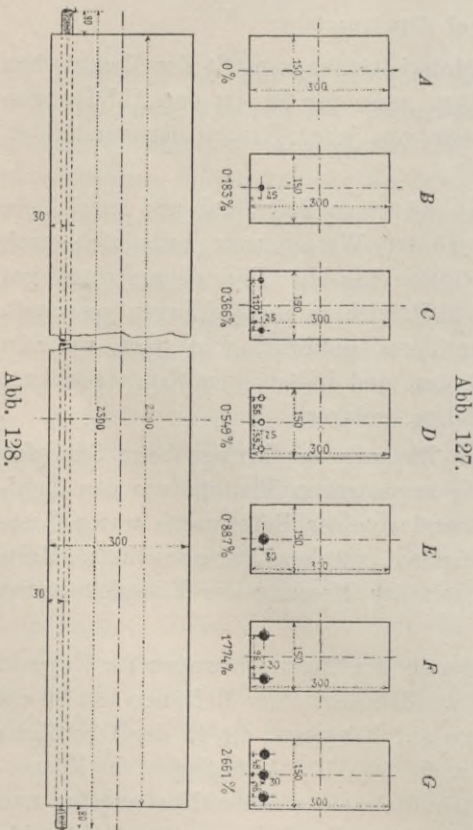


Abb. 128.

Abb. 127.

Die Ergebnisse seiner Versuche faßt Kleinlogel für Eisenbeton dahin zusammen, daß er Bruchdehnungen erreiche, die kaum nennenswert größer wären, als sie jeweils gleiche unbewehrte Balken ausführen könnten. Der kennzeichnende Unterschied in den Dehnungen beider bestehe nur darin, daß die Bruchdehnung beim bewehrten Beton desto später, d. h. bei um so höherer Belastung erreicht wird, je stärker die Einlage ist. Für das Gebiet seiner Versuche zieht er den Schluß, daß dem Eisen nicht die von Considère angegebene Eigenschaft innewohne, Dehnungen des Betons bis zu riesigen Werten zu ermöglichen, wie man sie sonst bei diesem spröden Material nicht kenne. Kleinlogel will die Frage offen lassen, ob nicht bei einer gewissen Art der Einlage und bei Innehaltung von irgendwelchen Vorsichtsmaßregeln der Beton in stande ist, in Verbindung mit Eisen Dehnungen auszuführen, die den Betrag des reinen Betons um ein Vielfaches überschreiten. Er hält jedoch die Vermutung für naheliegend, daß es mehr als unwahrscheinlich sei, daß ein und derselbe Beton durch die lediglich mechanische Verbindung mit Eisen zu einem in elastischer Hinsicht gänzlich anderen Körper umgewandelt werden könne.

142. Considère hält auch diesen Versuchen gegenüber seine Meinung aufrecht. Er meint, daß es nötig sei, zum ersten das Eisen in genügend kleine und zahlreiche Querschnitte zu verteilen, und sodann den Beton genügend feucht anzumachen und ihn während der Erhärtung genügend feucht zu erhalten. Es müsse dadurch die Zusammenziehung des Betons so lange verhindert werden, bis er genügend Kraft habe, um die durch die Schwindung entstehenden Eisendruck- und die ihm selbst als Gegenkräfte entstehenden Zugspannungen aufzunehmen. Diesen Einwänden gegenüber ist zu ergänzen, daß die Dicke der unter der Eisenunterkante vorhandenen Betonschicht bei den Versuchen von Kleinlogel etwa 20 mm, hingegen bei den Versuchen von Considère etwa 5 mm und bei denen der französischen Regierungskommission 8 und 10 mm betrug. Der Wassergehalt war bei Kleinlogel 8 %, bei Considère etwa 13 und bei den Biegeversuchen der französischen Regierungskommission 9,6 %.

6. Versuche von Mörsch (Zürich) mit Wayss und Freytag (Neustadt a. d. H.).¹⁾

143. Vor Kleinlogel hatte Mörsch neun Balken untersucht, welche dieselben äußeren Abmessungen hatten und ebenso belastet wurden. Die Betonmischung enthielt jedoch 1 Teil Zement und 4 Teile Sand und Kies, war also ärmer an dem Bindemittel. Die Einlagen bildeten zwei Rundeisen, die an den Enden abgebogen waren; außerdem war noch eine Anzahl Bügel angeordnet.

Es wurden die Eisendehnungen an den Querstäben gemessen, die, wie bei den Versuchen von Kleinlogel beschrieben, über die Seitenkanten vorstanden, außerdem die Verkürzungen der Balkenoberkante. Aus beiden wurde unter der Annahme der Erhaltung ebener Querschnitte die Dehnung der untersten Betonfaser berechnet.

144. So erhielt man beim Erkennen der ersten Risse folgendes:

	Einlage	Dehnung		
		des Eisens	der Unterkante	
2	Rundeisen: 10 mm	0,4 %	0,42	0,50
2	„ 16 „	1,0 „	0,33	0,40
2	„ 22 „	1,9 „	0,30	0,38 mm auf 1 m.

¹⁾ Mörsch und Wayss u. Freytag, Der Eisenbetonbau. Stuttgart 1906.

Man wird zu diesen Zahlen den Vorbehalt machen müssen, daß sie nicht unmittelbarer Messung entspringen.

7. Versuche von Feret (Boulogne sur mer).¹⁾

145. Wenn so Rudeloff, Kleinlogel und auch Mörsch schon Risse im Beton bei kleineren Dehnungen, als sie Considère für erreichbar hält, entdeckt haben, so sind bei den folgenden Versuchen Beobachtungen gemacht worden, die zeigen, daß die Erkenntnis von Rissen bereits einen fortgeschritteneren Zustand in der Zerstörung des Betons darstellt, und daß das Gefüge des Betons schon früher gelockert wird.

Feret hat eine Anzahl mit Rundeisen verschiedener verstärkter Prismen von 5 zu 5 cm Querschnitt und 60 cm Länge, die drei Jahre lang im Wasser aufbewahrt worden waren, über 50 cm Stützweite in der Mitte mit einer Kraft belastet, die von 0 immer um 2 kg gesteigert wurde. Jede Last wurde fünfhundertmal aufgebracht, dann ging man auf 0 vor dem Übergang der höheren Laststufe zurück.

146. Während des Versuches trocknete die Oberfläche der Balken bald. Bei fortschreitender Belastung zeigten sich im mittleren Teil der Unterfläche zuerst feuchte Flecke oder feine Wasseradern, die sich allmählich nach den unteren Kanten zu ausdehnten und dann an den Seitenflächen emporliefen. Bei höherer Belastung stellten sich an den Orten der feuchten Flecke ebenfalls feine Wasseradern ein, aus denen bei der Entlastung ein wenig Wasser heraustrat. Bei noch weiterer Belastung blieben jedoch nur die stärksten Adern sichtbar; sei es, daß die Austrocknung weiter fortgeschritten war; sei es, daß die Formänderung des Mörtels sich auf die schwächsten Stellen, die inzwischen gerissen waren, beschränkt hatte und in den zwischen den Rissen liegenden Stücken nicht mehr mit genügender Kraft erregt werden konnte.

Dieser Zustand dauerte längere Zeit, bis bei ständiger Erhöhung der Last ein Riß sich plötzlich weiter öffnete. Auch dann konnte der Balken noch weitere Belastung ertragen unter langsamer Zunahme der Durchbiegung, bis der Riß und die Durchbiegung sich plötzlich sehr vergrößerten, und der Mörtel auch im oberen Teil zerstört wurde. Die nachstehende Zusammenstellung gibt die Lasten und die Zahl ihrer Anwendungen für die einzelnen Prismen und die Bauart dieser an.

Prisma	1	2	3	4
Einlage, Zahl	2	1	4	2
„ Durchmesser	2	4	2	3 mm
„ Querschnitt	6,28	12,56	12,56	14,13 mm ²
„ Abstand v. d. Unterkante	6	7	5,5	7,5 mm
Nutzquerschnitt des Betons . . .	2200	2150	2225	2125 mm ²
Einlage, Querschnitt %	0,295	0,59	0,57	0,63 %
Last beim ersten feuchten Fleck	150 mal 4 kg	50 mal 8 kg	400 mal 2 kg	150 mal 4 kg
„ „ ersten Riß	2 „ 10 „	200 „ 8 „	250 „ 18 „	5 „ 26 „
„ „ Bruch	100 „ 14 „	300 „ 10 „	50 „ 20 „	220 „ 26 „

Nach dem Erscheinen der ersten feuchten Flecke konnten die Balken also bis zum Auftreten von Rissen noch eine erhebliche Lastvermehrung ertragen.

147. Gleichzeitig wurden unverstärkte Prismen gleichen Querschnittes und gleichen Gemenges, jedoch über einer kleineren freien Länge bis zum Bruch unter stetig wachsender Last erprobt. Aus den erreichten Bruchlasten wurden nach dem Verhältnis der Quadrate der Stützweiten die Lasten ermittelt, die über einer Freilänge von 50 cm — wie sie

¹⁾ Étude expérimentale du ciment armé, Paris 1906.

bei der Prüfung der verstärkten Prismen vorhanden war — ein gleiches Moment hervorbringen würden. Diese Last lag bei den drei ausgeführten Versuchen in den Grenzen von 3 bis 5 kg.

Da bei den verstärkten Prismen in der Nähe dieser Lasten auch die ersten Wassererscheinungen bemerkt wurden, schließt Feret, daß entgegen der Ansicht von Considère der Beton auch trotz der Anwesenheit von Einlagen angefangen habe zu reißen ungefähr unter derselben Last, die er auch ohne Verstärkung hätte tragen können.

148. Considère tritt diesem Schlusse mit dem Einwande entgegen, daß bei den vorliegenden Versuchen die Einlage zu schwach gewesen sei, um den Bruch des Mörtels aufzuhalten. Allerdings war bei den Versuchen von Considère mit kleinen Prismen die Einlage im Verhältnis doppelt so groß; bei den Biegungsversuchen der französischen Regierungskommission war sie das Dreifache.

8. Versuche von Talbot (Illinois) und Turneaure (Wisconsin).¹⁾

149. Talbot hat die Zunahme der Längenänderungen genauer beobachtet. Im Jahre 1904 hat er die Ergebnisse von 22 an der Universität Illinois untersuchten Balken veröffentlicht. Die Proben waren etwa 5,50 m lang und hatten 30 zu 34 cm Querschnitt; 30 cm der Höhe lagen über den Mittelpunkten der Einlage. Diese bestand teils aus Rundeisen, teils aus Quadrateisen oder aus besonders geformten Stäben und betrug 0,42 bis 1,67% des über ihrer Mitte liegenden Betonquerschnittes.

Die Mörtelmischung enthielt 1 Teil Zement auf 3 Teile Sand und 6 Teile Schotter. Die Balken wurden an den Viertelpunkten mit Einzelkräften belastet.

150. Talbot fand in seinen Beobachtungen vier Stufen der Formänderungen. Auf der ersten verlaufen die Formänderungen eines verstärkten Balkens wie die eines unbewehrten Betonbalkens — natürlich verringert durch die Eiseneinlage —, die Mitwirkung der gezogenen Betonfaser ist deutlich erkennbar. Auf der zweiten Stufe, etwa bei Überschreitung einer rechnungsmäßigen Betonzugspannung von 25 kg für das Quadratcentimeter, wachsen die Dehnungen und auch die Zusammendrückungen schneller; Risse wurden noch nicht entdeckt, Talbot meint jedoch, daß während dieses zweiten Abschnittes die Zugfähigkeit des Betons abnehmen müsse. Während des dritten Abschnittes nehmen die Dehnungen und die Verkürzungen annähernd im gleichen Verhältnis mit den Lasten zu; dabei werden Risse sichtbar. Der vierte kurz vor dem Bruch beginnende Abschnitt zeigt dann eine plötzliche Zunahme der Formänderung.

151. Turneaure fand nun an Versuchen, die in den Jahren 1902 und 1903 an der Universität Wisconsin vorgenommen wurden, daß die Erscheinung der ersten Wasserflecke mit dem Beginn des bei Talbot zweitgenannten Formänderungsabschnittes zusammenfällt.

160 Balken von 1,60 m Länge und 15 zu 15 cm Querschnitt wurden über 1,50 m Stützweite teils mit einer Last in der Mitte, teils mit zwei Lasten in den Drittelpunkten beschwert.

Die Einlage war verschieden. Der Beton enthielt an Gewicht 1 Teil Zement auf 2 Teile Sand und 3 Teile Schotter. Die Versuchskörper wurden, nachdem 48 Stunden seit ihrer Anfertigung vergangen waren, bis zum Versuch in warmem fließendem Wasser aufbewahrt.

152. Die Ergebnisse zeigt folgende Zusammenstellung:

¹⁾ Engineering News 1904, Bd. 52, S. 122 u. 213.

In den Unterschieden dürfte das höhere Alter und vielleicht auch das Fehlen von Querkraften bei der Gruppe 2 eine Rolle spielen.

Der von Considère aufgestellten Rechnung gegenüber, durch welche dieser nachweisen will, daß mit der Dehnungsfähigkeit des Betons auch seine Spannungsfähigkeit erhalten bleibe, hebt auch Turneure hervor, daß mit dem Entstehen von Rissen in dem Beton keineswegs die Fähigkeit der gezogenen Betongurtung als Ganzes betrachtet zur Aufnahme von Spannungen aufhöre; vielmehr könnten die zwischen den Rissen verbleibenden Stücke noch Spannungen aufnehmen, so daß auch nach dem Auftreten von Rissen im Beton die gesamten Zugkräfte nicht nur vom Eisen aufzunehmen seien.

9. Versuche von v. Bach (Stuttgart).¹⁾

153. v. Bach hat an 107 Versuchskörpern umfassende Versuche über die Dehnungsfähigkeit des Betons mit und ohne Eiseneinlagen festgestellt.

Er fand an Balken, die bis zur Prüfung auf feuchtem Sande gelagert hatten und stets mit nassen Decken bedeckt waren, unter steigender Belastung ebenfalls zuerst einzeln an der Balkenunterfläche kleine feuchte Flecke, die sich mit Zunahme der Belastung vergrößerten, und deren Zahl durch Entstehen solcher Wasserflecke an anderen Stellen vermehrt wurde. Die Abb. 130, welche das photographische Bild zweier Balkenunterflächen wiedergibt, läßt diese Erscheinung erkennen. Die Wasserflecke bildeten die Vorläufer von Rissen und zeigen an, daß an der betr. Stelle eine Lockerung des Gefüges eingetreten ist. In der Tat fielen die Risse, die bei weiterer Belastung auftraten, jedesmal auf solche Wasserflecke. Es entstanden aber nicht an allen Wasserflecken Risse.

154. v. Bach erklärt diese Erscheinung auf folgende Weise. Mit steigender Belastung findet an einzelnen Stellen der Unterfläche, die auf Zug beansprucht wird, eine Lockerung des Gefüges statt; Feuchtigkeit tritt von innen nach außen und liefert einen Wasserfleck. Bei Erhöhung der Belastung geht die Lockerung an dem einen oder anderen Fleck in einen Riß über. Dabei wird an der anderen benachbarten Stelle, die gleichfalls Wasserflecke zeigt, eine Verminderung der Spannung herbeigeführt, und das erklärt, daß nicht an allen Stellen mit Wasserflecken Risse auftreten. Auch der Umstand könne dabei wirksam werden, daß der Grad der Lockerung an verschiedenen Stellen verschieden ist. Bei der Natur des Betons erkläre es sich ganz von selbst, daß von einer gleich großen Zugfestigkeit der Masse an allen Stellen der Unterfläche nicht wohl die Rede sein kann, weshalb das Auftreten von Lockerungen in dem Gefüge an einzelnen Stellen ganz begreiflich erscheine.

155. Würde es sich nun nicht um einen Balken mit Eiseneinlage, sondern um einen durch Zug in Anspruch genommenen Betonkörper ohne Eiseneinlage handeln, so stände mit Eintritt der Lockerung im Gefüge sofort das Zerreißen, also der Bruch des Körpers zu erwarten. Auf Grund dieser Erwägung wird die Dehnung des Betons beim Eintritt von Wasserflecken im gebogenen Balken ungefähr dieselbe sein müssen wie die, welche im Augenblick des Zerreißen eines Körpers aus Beton ohne Eiseneinlage vorhanden ist. In der Tat ist das auch der Fall nach den in der Zusammenstellung 9 wiedergegebenen Zahlen der Bachschen Versuche.

Daraus ergibt sich für eine Zementart die Dehnung beim Zerreißen durch Zug

zu 0,065 bis 0,09 mm für das Meter bei 5 Körpern ohne Eiseneinlage (Zusammenstellung unter a);

¹⁾ Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. 1907, S. 1027.

Zusammenstellung 9.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	Bauart				Zahl der Körper	Alter der Körper	Zusammensetzung des Betons der Versuchskörper	Lagerung der Versuchskörper	gemessene Verlängerung des Betons unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses (Durchschnittswerte)	berechnete Zugspannung σ_e des Eisens unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses (nach den amtlichen preußischen Bestimmungen)	gemessene Verlängerung des Betons beim Eintritt der ersten Wasserflecke	
	Querschnitt	Balkenabmessungen		Eiseneinlagen								durchschnittliche Entfernung der Staboberfläche von der unteren Balkenfläche
		Breite	Höhe		cm	Mo-nate	mm auf 1 m Länge	kg/cm ²	mm auf 1 m Länge			
	cm	cm										
a		Zugkörper 20/20		—	—	5	8	1 Raumteil Portlandzement A, 4 Raumteile Kies und Sand in dem Mischungsverhältnis von 3 Raumteilen Sand zu 2 Raumteilen Kies, 15 % Wasser (Raumpro-zente)	auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt	0,065 bis 0,09	—	—
Die Dehnungsmessungen reichen bis etwa 9,7 kg/cm ² Zugspannung (die Zugfestigkeit beträgt durchschnittlich 13 kg/cm ²); die angegebenen Werte sind durch Ergänzung der Dehnungslinien gewonnen worden.												
b		15	30	ohne Einlagen	—	3	7	wie unter a)	wie unter a)	0,125	—	0,08
		30	30	25 mm-Rundeisen, bearbeitet, Querschnitt: $f_e = 4,93 \text{ cm}^2$, Umfang: $u_e = 7,87 \text{ cm}$.	0,8	4	6	"	"	0,127	963	0,07
		30	30	25 mm-Rundeisen, $f_e = 4,89 \text{ cm}^2$, $u_e = 7,83 \text{ cm}$	0,8	4	6	"	"	0,132	1015	0,07
c		30	30	25 mm-Rundeisen, bearbeitet, $f_e = 4,90 \text{ cm}^2$, $u_e = 7,84 \text{ cm}$.	0,9	3	7	"	"	0,141	1068	0,09
		30	30	25 mm-Rundeisen, $f_e = 4,87 \text{ cm}^2$, $u_e = 7,82 \text{ cm}$.	0,9	3	7	"	"	0,132	1105	0,09
		30	30	32 mm-Rundeisen, $f_e = 8,02 \text{ cm}^2$, $u_e = 10,04 \text{ cm}$.	0,9	3	6	"	"	0,136	741	0,08
d		20	30	18 mm-Rundeisen, $f_e = 2,53 \text{ cm}^2$, $u_e = 5,63 \text{ cm}$.	0,9	3	6	"	"	0,123	1235	0,06
		20	30	18 mm-Rundeisen, $f_e = 2,58 \text{ cm}^2$, $u_e = 5,70 \text{ cm}$.	1,3	3	6	"	"	0,133	1288	0,07
e		20	30	Thachereisen, $f_e = 2,3 \text{ cm}^2$, $u_e = 6,2 \text{ cm}$.	0,9	3	7	"	"	0,143	1437	0,06
		15	30	22 mm-Rundeisen, $f_e = 3,72 \text{ cm}^2$, $u_e = 6,84 \text{ cm}$.	1,5	3	6	"	"	0,176	905	0,10
f		15	30	22 mm-Rundeisen und 16 Bügel, $f_e = 3,71 \text{ cm}^2$, $u_e = 6,83 \text{ cm}$.	1,4	3	7	"	"	0,109 ¹⁾ 0,141 ²⁾	782	0,08

¹⁾ Unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses an einer Bügelstelle außerhalb der Meßstrecke.

²⁾ Unmittelbar vor Beobachtung eines Risses innerhalb der Meßstrecke.




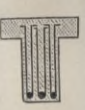




1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
	Bauart											
	Querschnitt	Balkenabmessungen		Eiseneinlagen	durchschnittliche Entfernung der Staboberfläche von der unteren Balkenfläche	Zahl der Körper	Alter der Körper	Zusammensetzung des Betons der Versuchskörper	Lagerung der Versuchskörper	gemessene Verlängerung des Betons unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses (Durchschnittswerte)	berechnete Zugspannung σ_e des Eisens unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses (nach den amtlichen preussischen Bestimmungen)	gemessene Verlängerung des Betons beim Eintritt der Wasserflecke
		Breite	Höhe									
		cm	cm		cm		Monate			mm auf 1 m Länge	kg/cm ²	mm auf 1 m Länge
f		15	30	22 mm-Rundeisen und 16 Bügel, $f_e = 3,74 \text{ cm}^2$, $u_e = 6,86 \text{ cm}$.	1,4	3	7	wie unter a)	wie unter a)	0,140 ¹⁾ 0,158 ²⁾	899	0,08
		30	30	3 Rundeisen 14 mm, $f_e = 4,70 \text{ cm}^2$, $u_e = 13,32 \text{ cm}$.	0,8	3	3	"	"	0,164	1051	0,09
g		20	30	3 Rundeisen 10 mm, $f_e = 2,45 \text{ cm}^2$, $u_e = 9,60 \text{ cm}$.	0,8	3	6	"	"	0,196	1567	0,07
		15	30	3 Rundeisen 10 mm, $f_e = 2,40 \text{ cm}^2$, $u_e = 9,55 \text{ cm}$.	0,8	3	7	"	"	0,235	1456	0,06
h		15	30	3 Rundeisen 10 mm, $f_e = 2,38 \text{ cm}^2$, $u_e = 9,44 \text{ cm}$.	0,7	3	7	"	"	0,267	1466	0,06
		15	30	3 Rundeisen 10 mm, $f_e = 2,34 \text{ cm}^2$, $u_e = 9,37 \text{ cm}$.	1,4	3	7	"	"	0,207	1452	0,06
		20	30	3 Rundeisen 18 mm, $f_e = 7,86 \text{ cm}^2$, $u_e = 17,21 \text{ cm}$.	0,7	3	8	"	"	0,211 ³⁾ 0,257 ²⁾	790	0,07
i		20	30	3 Rundeisen 18 mm, $f_e = 7,81 \text{ cm}^2$, $u_e = 17,20 \text{ cm}$.	1,7	3	8	"	"	0,188	765	0,08
		20	30	1 Rundeisen 18 mm, 2 " 13 " 2 " 12 " $f_e = 7,49 \text{ cm}^2$, $u_e = 21,39 \text{ cm}$.	0,8	3	7	"	"	0,242	879	0,08
k		20	30	1 Rundeisen 18 mm, 2 " 13 " 2 " 12 " $f_e = 7,57 \text{ cm}^2$, $u_e = 21,50 \text{ cm}$.	1,5	3	7	"	"	0,185	765	0,07
l		15	30	1 Rundeisen 10 mm, 4 " 7 " $f_e = 2,35 \text{ cm}^2$, $u_e = 12,02 \text{ cm}$.	0,6	3	8	"	"	0,241	1428	0,07
m		Zugkörper 20/20		—	—	4	8	1 Raumteil Portlandzement B, 4 Raumteile Kies und Sand in dem Mischungsverhältnis von 3 Raumteilen Sand zu 2 Raumteilen Kies, 14 % Wasser (Raumprozent)	"	0,08 bis 0,10	—	—

Die Dehnungsmessungen reichen bis etwa 9,5 kg/cm² Zugspannung (die Zugfestigkeit beträgt durchschnittlich 12,6 kg/cm²; die angegebenen Werte der Dehnungen sind durch Ergänzung der Dehnungslinien gewonnen worden.

¹⁾ Unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses an einer Bügelstelle außerhalb der Meßstrecke.

²⁾ Unmittelbar vor Beobachtung eines Risses innerhalb der Meßstrecke.

³⁾ Unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses an der Biegestelle der Einlage 3.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Bauart												
Querschnitt	Balkenabmessungen		Eiseneinlagen	durchschnittliche Entfernung der Staboberfläche von der unteren Balkenfläche	Zahl der Körper	Alter der Körper	Zusammensetzung des Betons der Versuchskörper	Lagerung der Versuchskörper	gemessene Verlängerung des Betons unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses (Durchschnittswerte)	berechnete Zugspannung σ_e des Eisens unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses (nach den amtlichen preussischen Bestimmungen)	gemessene Verlängerung des Betons beim Eintritt der ersten Wasserfleckung	
	Breite	Höhe										mm
cm	cm	cm	cm	cm								
	30	30	26 mm-Rundeisen, $f_e = 5,5 \text{ cm}^2$, $u_e = 8,3 \text{ cm}$.	1,0	4	50 Tage	wie unter m)	(Nr. 91 u. 92) an der Luft gelagert	0,097	502	—	
								(Nr. 93 u. 94) unter Wasser gelagert	0,205	823		
	20	50	1 Rundeisen 32 mm, 2 " 25 " $f_e = 17,79 \text{ cm}^2$, $u_e = 25,70 \text{ cm}$.	1,3	3	7	"	auf feuchtem Sand, mit nassen Säcken bedeckt	0,225	773	0,09	
	20	50	1 Rundeisen 32 mm, 2 " 25 " 24 Bügel aus 7 mm- Rundeisen, $f_e = 17,72 \text{ cm}^2$, $u_e = 25,65 \text{ cm}$.	1,3	3	7	"	"	0,197 ¹⁾ 0,218 ²⁾	747	0,09	
	20	50	1 Rundeisen 32 mm, 2 " 25 " 48 Bügel aus Flach- eisen, $f_e = 17,75 \text{ cm}^2$, $u_e = 25,66 \text{ cm}$.	1,6	3	7	"	"	0,149 ¹⁾ 0,181 ²⁾	642	0,10	
	20	50	1 Rundeisen 32 mm, 4 " 18 " $f_e = 18,46 \text{ cm}^2$, $u_e = 32,97 \text{ cm}$.	1,2	6	7	"	"	0,217	725	0,09	
0,9				0,227					753			
	20	50	1 Rundeisen 32 mm, 4 " 18 " 24 Bügel aus Rund- eisen, $f_e = 18,4 \text{ cm}^2$, $u_e = 32,89 \text{ cm}$.	1,6	6	7	"	"	0,180 ¹⁾ 0,225 ²⁾	680	0,09	
1,8				0,183 ¹⁾ 0,195 ²⁾					699			
	15	20	ohne Einlagen	—	1	172 Tage	1 Raumteil Portland- zement A, 1 Raumteil Sand, 2 Raumteile Kies, 8 % Wasser (Gewichts- prozente)	in feuchtem Sand	0,091	—	—	
	15	20	Eisenblech mit Aus- fräsungen, 7 mm stark, außen je 15, in der Mitte 30 mm breit, $f_e = 4,06 \text{ cm}^2$; $u_e = 14,7 \text{ cm}$.	0,75	4	100 Tage	"	"	(Nr. 98 und 99) auf feuchtem Sand und mit nassen Säcken bedeckt	0,324	1115	—
				0,86					(Nr. 100 und 101) unter Wasser gelagert	0,367	1145	

¹⁾ Unmittelbar vor Beobachtung des ersten Risses außerhalb der Meßstrecke an einer Bügelstelle.

²⁾ Unmittelbar vor Beobachtung eines Risses innerhalb der Meßstrecke.

und die Dehnung beim Eintritt der ersten Wasserflecke unter Biegung
zu 0,06 bis 0,10 mm für das Meter bei 68 Betonbalken mit 0 bis 5 Eiseneinlagen
(Zusammenstellung unter b bis l). Für eine zweite Betonart ist
die Dehnung beim Zerreißen durch Zug
0,08 bis 0,10 mm für das Meter bei 4 Körpern ohne Eiseneinlage (Zusammen-
stellung unter m);
und die Dehnung beim Eintritt der ersten Wasserflecke unter Biegung
0,09 bis 0,10 mm für das Meter bei 21 Betonbalken mit 3 bis 5 Eiseneinlagen
(Zusammenstellung unter o).

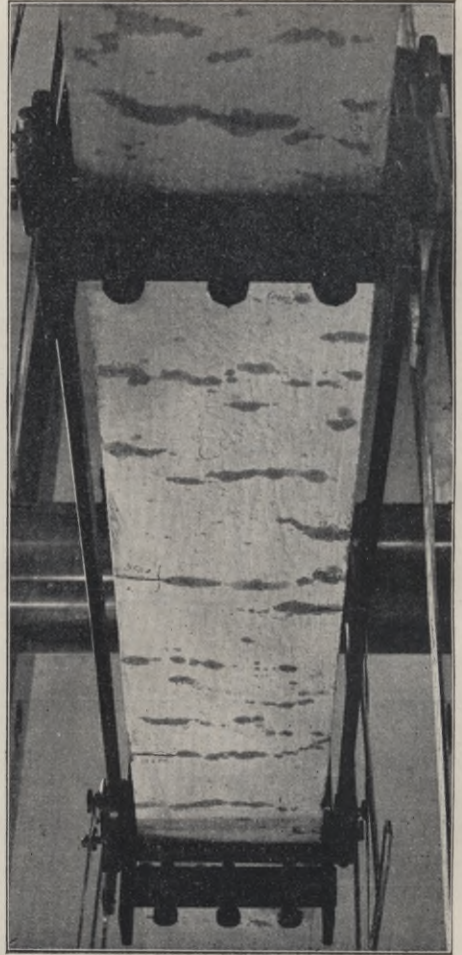
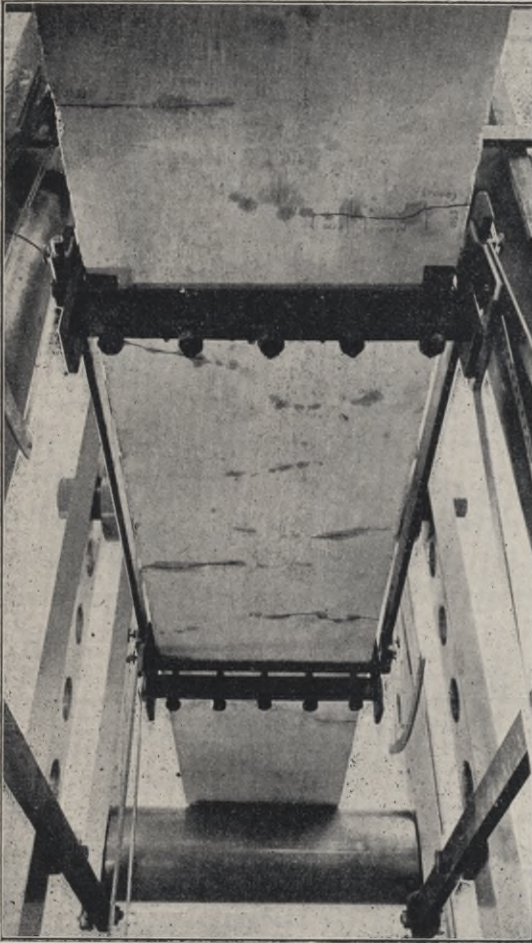


Abb. 130.

156. In den Abb. 131 bis 139 sind die Dehnungen an der Unterkante, die Verkürzungen an der Oberkante und die Durchbiegungen der Sechstelpunkte eines der Balken, der auch zur Ermittlung des Gleitwiderstandes gedient hat, wiedergegeben. Es ist ein Balken der Bauart 2, der in den Abb. 140 bis 144 dargestellten Körper.

Er bestand aus einem Raumteil Zement, vier Teilen Sand und Kies und 15 % Wasser. Der Querschnitt der Einlage betrug $4,87 \text{ cm}^2$, d. h. 0,54 % des Gesamtquerschnittes oder 0,56 % der über der Mitte der Einlagen befindlichen Betonmasse.

Die Belastung des Balkens geschah folgendermaßen: im Anfangszustande d. h. unter der Wirkung des Eigengewichtes wurden sämtliche Meßgeräte abgelesen, und der Stand der Stifte zur Messung der Durchbiegungen bestimmt. Dann erfolgte die Belastung durch die Maschinenkraft P gleich 1000 kg. Nachdem diese Last rund drei Minuten gewirkt hatte, wurden die Ablesungen und die Beobachtungen der beiden Flächen vorgenommen. So-

dann wurde der Balken auf den Anfangszustand entlastet, und nach drei Minuten wurden die Meßgeräte abgelesen. Dann folgte die Last 2000 kg usf. Wenn die Ribbildung oder die Höchstbelastung zu erwarten stand, so wurde die Belastung in kleineren Stufen von 100 bis 250 kg gesteigert. In dem abgebildeten Beispiel verlaufen die Dehnungen bis zu der Last von 3000 kg annähernd nach einer Geraden; in Wirklichkeit wachsen die Dehnungen etwas rascher als die Belastungen, so daß die Dehnungslinien von Anfang an ein wenig hohl gegen die Achse der Verlängerungen — die wagerechte Achse — erscheinen.

Zwischen 3000 und 6000 kg ist die verhältnismäßige Zunahme der Dehnungen gegenüber den Belastungen weit größer.

Oberhalb der Belastung von 6000 kg nähert sich die Dehnungslinie — etwas hohl gegen die Achse bleibend — abermals einer Geraden.

Im zweiten Abschnitt wurde unter 3500 kg der erste Wasserfleck beobachtet und unter 4000 kg sechs weitere; unter 5250 kg zeigten sich die ersten Risse.

v. Bach stellt danach fest, daß die Entstehung der ersten Wasserflecke und der ersten Risse in das Gebiet fällt, in dem die Dehnungslinien die stärksten Krümmungen

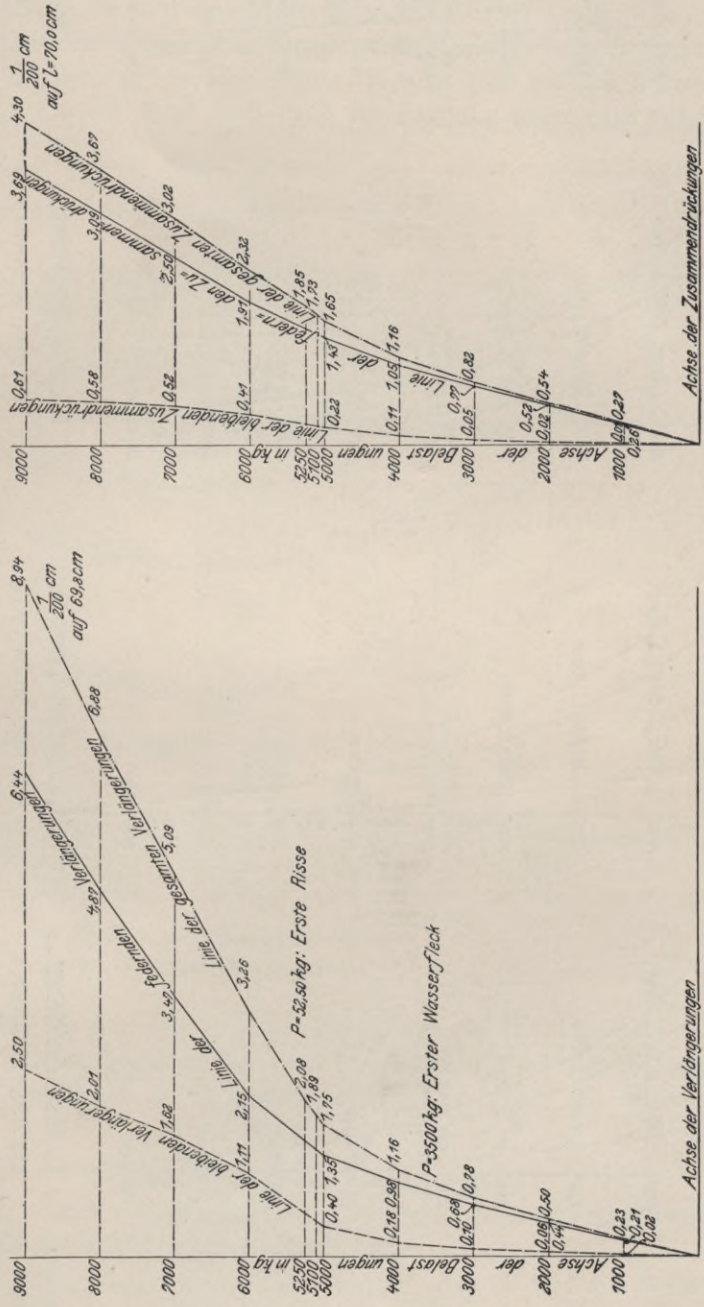


Abb. 132.

Abb. 131.

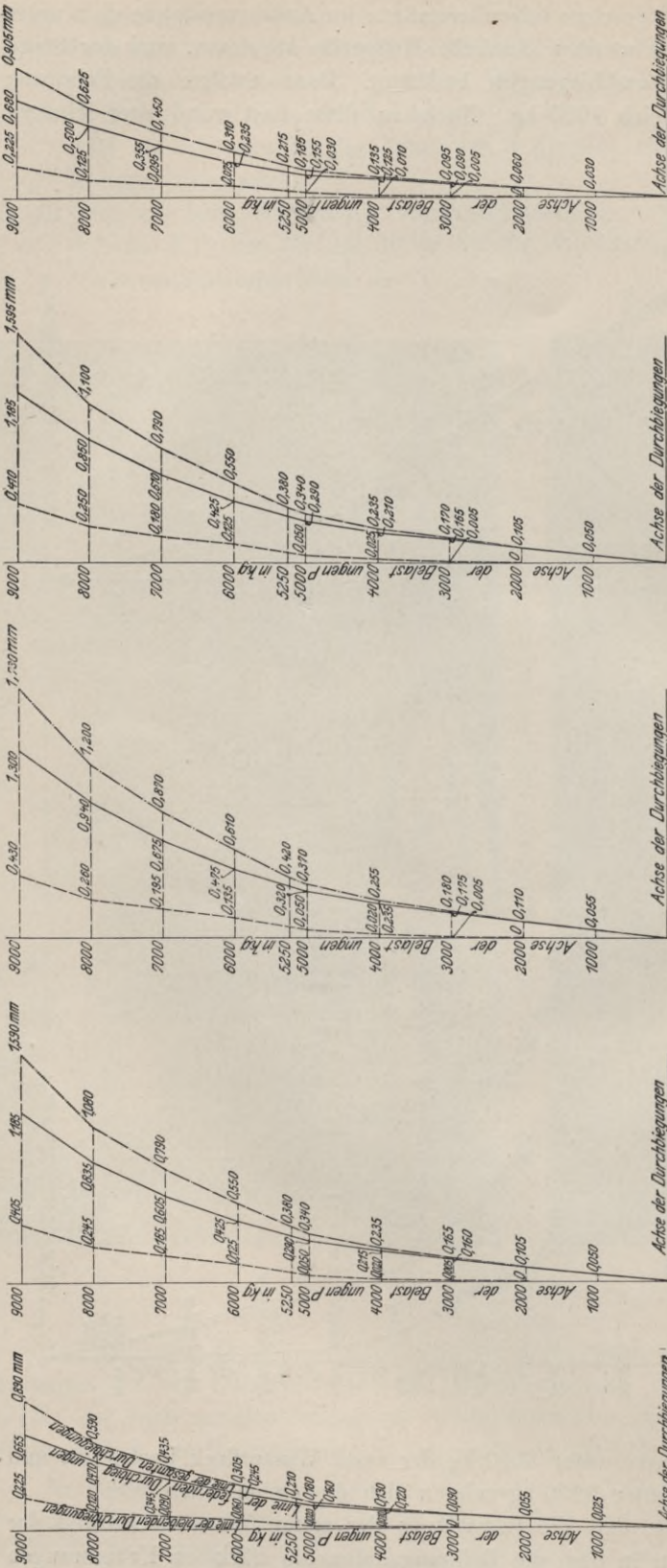


Abb. 133, Meßstelle a. bei denen die Risse erst später bemerkt worden seien, d. h. nachdem bereits die Dehnungslinien das Gebiet der größten

Abb. 134, Meßstelle b. aufweisen. Das stimmt mit den Beobachtungen von Turneure überein. v. Bach meint, daß diese Feststellung darauf hindeute, daß bis 3000 kg und noch etwas darüber der Balken als Ganzes wirkt, d. h. daß bis dahin die Zugspannungen des Betons mit wirksam sind. Von da werde die Übertragung der Zugkräfte im Balken mehr und mehr an das Eisen abgegeben. Schon vor 6000 kg ist die Beteiligung des Betons innerhalb der Meßstrecke an der Übertragung recht klein geworden: das Eisen hat diese Übertragung zum Teil übernommen und besorgt sie, bis bei 9000 kg unter Eintritt des vollständigen Gleitens des Eisens der Balken brach.

Abb. 135, Meßstelle c. v. Bach gibt an, daß bei allen untersuchten Balken nicht nur die ersten Wasserflecke, sondern auch die ersten Risse immer in das Gebiet der stärksten Krümmungen der Dehnungslinien fallen, daß also die ersten Risse entdeckt wurden, kurz bevor die Dehnungslinien zum zweiten Male den einer Geraden sich nähernden Verlauf nehmen.

Abb. 136, Meßstelle d.

Abb. 137, Meßstelle e.

Krümmungen hinter sich hatten und wieder nahezu in einer Geraden verliefen, die ersten Risse nicht rechtzeitig vom Beobachter wahrgenommen seien.

157. Durch diese Feststellungen fällt mit dem Satze Considères von der Erhaltung der Dehnungsfähigkeit des Betons bis zu den von Considère angegebenen Grenzen auch sein Folgesatz von der Erhaltung der unverminderten Spannungsfähigkeit.

158. Wohl aber bestätigen die Versuche von v. Bach die Richtigkeit der Gedankengänge Considères über die Möglichkeit an sich, unter Biegung eine größere Dehnung zu erzielen als unter Zug. Auch v. Bach fand nach der Richtung mehr oder minder

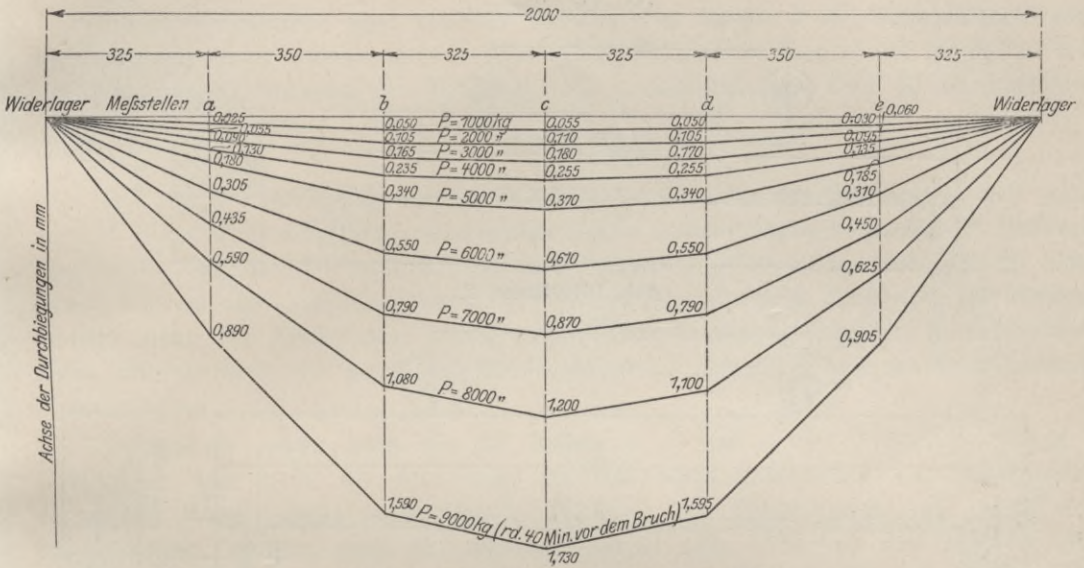


Abb. 138. Biegungslinien unter den Lasten.

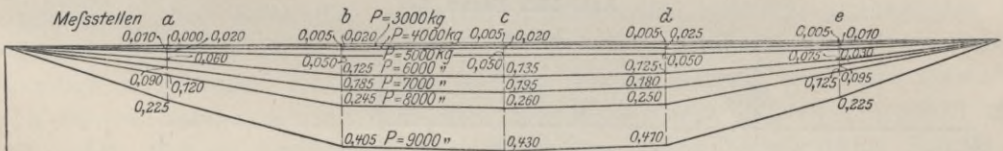


Abb. 139. Bleibende Biegungslinien.

große Unterschiede. Er erklärt sie mit der folgenden Darlegung, die er im wesentlichen schon vor einer Reihe von Jahren gegeben hat, um klarzustellen, daß die zulässige Biegungsbeanspruchung in der Regel höher gewählt werden dürfe als die zulässige Zugbeanspruchung:

„Wir denken uns zwei rechteckige Stäbe aus Beton,

a) den einen auf Zug durch ruhende Belastung mit s_x in Anspruch genommen, wobei s_x ein wenig unterhalb der Zugfestigkeit liegen möge,

b) den anderen durch ein biegendes Moment so belastet, daß in dem am meisten beanspruchten Querschnitt in der äußersten Faser gleichfalls die Spannung s_x auftritt.

Im Falle a) ist in allen Punkten aller Querschnitte des prismatischen Stabteiles die Zugspannung s_x vorhanden und zwar immer unter der günstigsten Voraussetzung, daß die Zugkraft gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist. Bei der geringsten Abweichung hiervon — das Vorhandensein einer solchen wird die Regel sein — werden sich sofort höhere Spannungen einstellen; zu der Zugspannung s_x gesellen sich

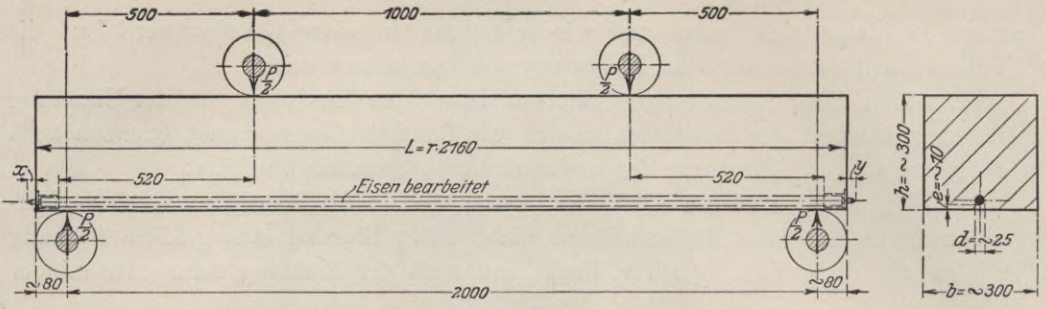


Abb. 140, Bauart 1.

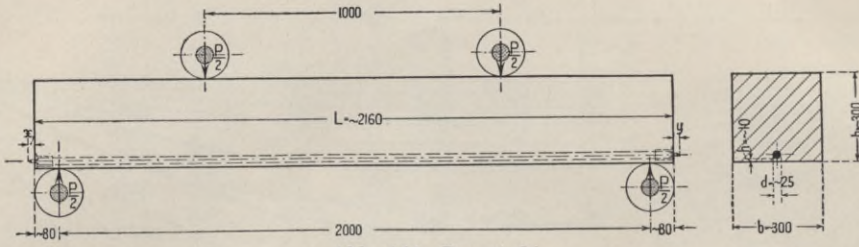


Abb. 141, Bauart 2.

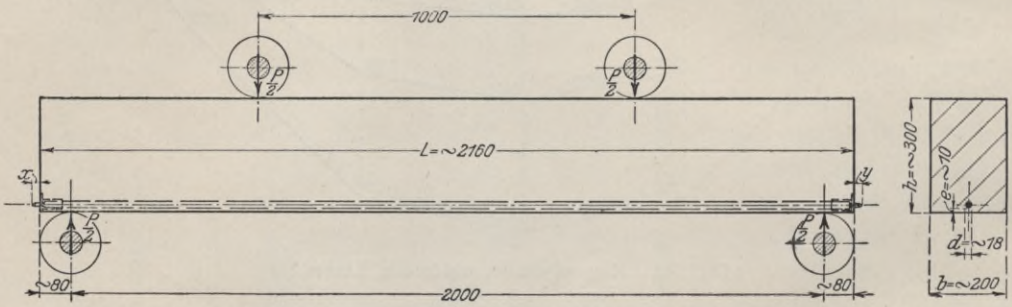


Abb. 142, Bauart 3.

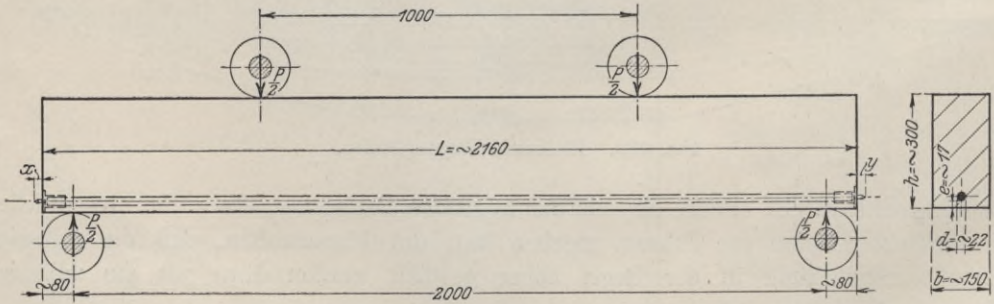


Abb. 143, Bauart 4.

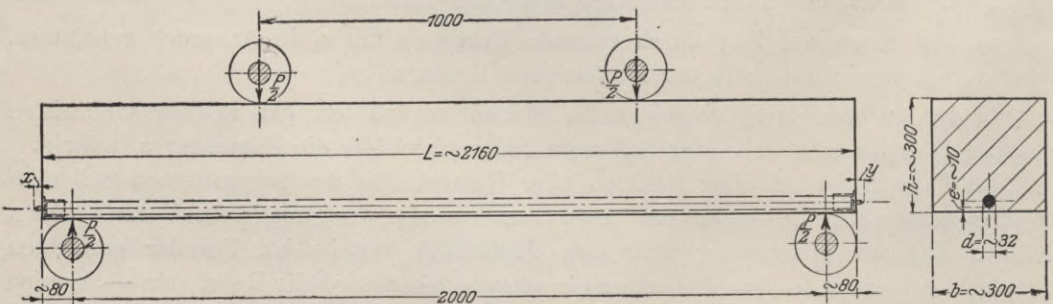


Abb. 144, Bauart 5.

Biegungsspannungen, die, sofern sich das Gefüge des Betons an irgend einer Stelle lockert, sofort zum Zerreißen führen.

Im Falle b) dagegen ist die Spannung s_z meist nur in einem einzigen Querschnitte des Stabes vorhanden und daselbst nur in der äußersten Faserschicht wirksam. Tritt in dieser Faserschicht eine Lockerung des Gefüges ein, so greifen die im Querschnitt weiter innen gelegenen und weniger stark belasteten Fasern (wenn dieser Ausdruck für Beton gebraucht werden darf) unterstützend ein. Es braucht somit die Lockerung des Gefüges an einer Stelle noch nicht mit der Notwendigkeit wie bei a) zum Bruch zu führen, selbst wenn keine Eiseneinlagen vorhanden sind.

Solche Verhältnisse sind gegeben bei den drei Balken *b* der Zusammenstellung. Die Dehnung, unter welcher sich die Wasserflecke einstellten, betrug bei ihnen 0,08 mm auf 1 m Länge, während die Dehnung, die unmittelbar vor dem Bruch gemessen wurde, sich auf $\frac{0,128 + 0,120 + 0,127}{3}$ gleich 0,125 mm belief.“

Die gleiche Überlegung führt — nach v. Bach — zu der Erkenntnis, daß wenn die auf Biegung in Anspruch genommenen Balken Eiseneinlagen besitzen, die Dehnung des Betons, bei der der erste Riß zu beobachten ist, größer sein müsse, als die Dehnung, bei der mit dem Erscheinen der Wasserflecke die erste Lockerung des Gefüges eintritt; denn die Eiseneinlage wird, sobald diese Lockerung beginnt, in verstärktem Maße unterstützend die gelockerte Stelle entlastend eingreifen und so die Rißbildung hinauschieben.

Demgemäß zeigen auch die 26 Balken *c*, *d* und *e* der Zusammenstellung 9 Dehnungen von 0,123 bis 0,143 mm für das Meter unmittelbar vor Beobachtung der ersten Risse. Diese unterstützende Wirkung der Eiseneinlagen, die nicht nur für gebogene, sondern auch für gezogene Körper gilt, wird von den Abmessungen und der Verteilung des Eisens im Beton abhängen. Diese auch von Möller nach der Richtung des Verhältnisses der Haftfestigkeit zwischen Beton und Einlage zu der Zugfestigkeit der Betonhülle erörterten Unterschiede bei der Bildung der Risse erläutern die beiden Bilder der Abb. 130. Das linke stellt die Unterfläche eines auf Biegung in Anspruch genommenen 300 mm breiten Balkens mit einer Eiseneinlage von 25 mm Durchmesser dar, nachdem sich Wasserflecke und Risse gebildet haben; das rechte gibt die Unterfläche eines in gleicher Weise beanspruchten Balkens von 150 mm Breite mit drei Eiseneinlagen von je 10 mm Durchmesser, die über dem Querschnitt verteilt angeordnet sind, wieder. „Die letztere Abbildung zeigt eine viel größere Anzahl von Wasserflecken bis zum Eintritt der Risse; sie läßt damit erkennen, daß in dem zweiten Balken an weit mehr Stellen eine Lockerung des Gefüges eingetreten ist als im ersten Balken. Die bessere Verteilung des Eisens im gezogenen Teile des zweiten Balkens hat somit zur Folge gehabt, daß an einer größeren Anzahl von Stellen das Gefüge sich gelockert hat, ehe Risse entstanden. Hiermit hängt es denn auch zusammen, daß bei ihm eine erheblich größere Dehnung des Betons zu messen ist, ehe Risse beobachtet werden können, als beim linken Balken, nämlich 0,171 mm gegen 0,153 mm.“

Die gleichen Erwägungen werden für das Verhältnis der durch die Raummaßänderung während der Abbindung entstehenden Eisenanfangsspannungen und die daraus folgenden Betonzugspannungen entgegengesetzter Richtung gelten. Diese Spannungen des Betons werden in den Teilen, die dem Eisen am nächsten liegen, am größten sein und mit der Zunahme des Abstandes von der Eiseneinlage abnehmen.

Hat der Balken also nur eine Einlage, so wird die Wirkung dieser auf den Beton an den Seitenflächen unter sonst gleichen Verhältnissen kleiner sein, als wenn der Balken mehrere Eiseneinlagen besitzt, die sich gleichmäßig über die Balkenbreite verteilen. Die Wirkung auf die Unterfläche wird um so größer sein, je näher das Eisen dieser ist.

Tatsächlich sind auch die Dehnungen der schmaleren Balken mit einer Einlage (Zusammenstellung *f*) größer, als die der breiteren (Zusammenstellung *c, d, e*). Ebenso zeigen die neun Balken *g* den Einfluß der Verteilung der drei Eisen über den Querschnitt und sodann weiter die Zunahme dieses Einflusses mit abnehmender Balkenbreite. Die Dehnung steigt bei drei Eisen von 0,164 mm im breiten Balken auf 0,235 mm im schmalsten Balken. In gleicher Weise vermehrt sich die Dehnung bei den sechs Balken der Zusammenstellung *k* von 0,185 mm bei 15 mm Abstand des Eisens von der unteren Fläche auf 0,242 mm bei 8 mm Abstand; ähnliches gilt für die Gruppe *i*.

159. Wenn der Beton beim Abbinden in der Luft sein Raummaß verringert, so werden infolge des Vorhandenseins der das Schwinden hemmenden Eiseneinlage im Beton Anfangszugspannungen und eine Anfangsdehnung des Betons entstehen. Hingegen werden Druckspannungen verbunden mit einer Anfangsverkürzung entstehen, sofern der Beton sein Raummaß vergrößert, wenn er bald nach dem Abbinden unter Wasser oder doch feucht aufbewahrt wird. Im ersten Falle beginnen also die Dehnungen beim Aufbringen einer Belastung oberhalb, im letzteren Falle unterhalb des Nullpunktes des spannungslosen Zustandes, d. h. die Bruchdehnungen der in trockener Luft abgebundenen Balken werden kleiner sein, als die solcher Balken, die während des Abbindens feucht gehalten wurden. So erreichen je zwei Balken der Gruppe *n*: 0,097 mm für das Meter gegenüber 0,205 mm für das Meter.

Die Versuche von Bach scheinen daher zu erweisen, daß der Beton an sich mit einer Einlage nur dieselbe Dehnungsfähigkeit besitzt wie ohne eine solche.

10. Versuche von Labes (Berlin).¹⁾

160. In der Frage der Dehnungsfähigkeit des eisenbewehrten Betons hätte dann die Ansicht der Theoretiker — um an Considères einleitende Worte anzuknüpfen — gegenüber der der Praktiker recht behalten. Es wäre die nächste Frage an den Versuch, ob der weitere Schluß der Theoretiker, daß die Außerachtlassung der Dehnungsgrenze des Betons auf die Dauer nicht unbedenklich sei, berechtigt ist.

Nach der Richtung nimmt die Preußische Staatseisenbahn-Verwaltung auf Anregung von Labes Versuche vor, indem Plattenbalken aus Eisenbeton als Balken auf zwei Stützen in einem eisernen Kasten so gelagert werden, daß ihr Zuggurt von Wasser umspült werden kann, während zeitweise die Balkenmitte wechselnden Belastungen und Entlastungen ausgesetzt wird. Diese Proben sollen klarstellen, ob die Theorie, die im Zuggurt den Beton als tragenden Teil ausschaltet und alle Kräfte dem Eisen zuweist und somit für die Festigkeit ja in hohem Grade vertrauenerweckend ist, durch den Angriff der Zeit auf die Bauwerke gezwungen wird, die Dehnung und damit die Zugspannungen des Betons zur Sicherung des Verbundes und der dauernden Erhaltung der Bauwerke unter dem Einfluß der Witterung, der Nässe, der Rauchgase und ähnlicher schädlicher Einflüsse in Rechnung zu ziehen, um die Entstehung von Rissen zu vermeiden und um die Entwicklung des Eisenbetonbaues zu sichern.

¹⁾ Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, S. 327.

b) Die Formänderungen unter Biegung im Balken als Ganzes in Richtung der Längsachse.

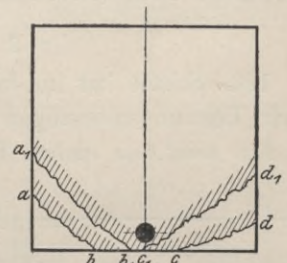
1. Bedingungen für die Gestaltung der Querschnitte.

161. An der Formänderung der Balkenquerschnitte arbeiten Momente und Querkräfte. Wirken erstere allein, liegt also reine Biegung vor, so kann man annehmen, daß eine Verdrehung der rechtwinklig zur Stabachse liegenden Querschnitte gegeneinander ohne Veränderung ihrer ebenen Form stattfindet. In den Abschnitten, in denen Querkräfte wirken, werden jedoch die ebenen Querschnitte in S-förmige Gestalt gebogen werden.

Besteht ein Balken aus einer einheitlichen Masse, so wäre damit die Formänderung der Querschnitte erledigt; sie würde also eine gekrümmte Fläche ergeben, deren Leitlinie eine wagerechte Gerade ist.

162. Anders beim Eisenbetonbalken, in dem zwei Bestandteile von verschiedener Elastizität vereint sind, von denen der eine — das Eisen mit höherem Elastizitätsmodul — durch den anderen — den Beton mit geringerem Elastizitätsmodul — erst zur Mitarbeit herangezogen wird. Um die Beziehungen zwischen der Verteilung der Kräfte im Beton und im Eisen und den Formänderungen beider zu erkennen, dazu wären genaue Messungen nötig, die bis heute fehlen.

Einige allgemeine Schlüsse ergeben die Beobachtungen von v. Bach. Er fand, daß in gebogenen Eisenbetonbalken die Formänderungen des Betons voreilen, die des Eisens nachfolgen. Die Risse bilden sich zuerst vorwiegend an den unteren Kanten, d. h. an den Stellen, die am weitesten vom Eisen, das die Zugspannungen aufnimmt, abliegen. Die Ribbildung vollzöge sich zunächst etwa nach der Linie a, b, c, d in der Abb. 145. Mit steigender Belastung rückt die Bruchlinie nach a^1, b^1, c^1, d^1 und so erst allmählich an das Eisen heran. (Die Abbildung bezieht sich auf den Balken, dessen Formänderungen in den Abb. 131 bis 139 dargestellt sind.) Das kommt daher, daß die Belastung zuerst auf den Beton wirkt. In dem Maße, wie sich der Beton durchbiegt, also seine unterhalb der Nullachse gelegenen Fasern dehnt, und die oberhalb gelegenen zusammendrückt, wird das Eisen durch den Beton zur Überführung der Zugkräfte herangezogen. Hieraus erkenne man — bei Annahme eines spannungslosen Zustandes beider Materialien vor der Belastung —, daß die Formänderung des Betons eine voreilende und die des Eisens eine nachfolgende ist, derart, daß die von dem Eisenstab seitlich gelegenen Querschnittseinheiten des Betons um so mehr aus der ursprünglichen Querschnittsebene hervordringen, je größer ihre Entfernung von dem Eisenstab ist. Die dem Stabe am nächsten gelegenen Betonteile, die diesen gewissermaßen mitnehmen, d. h. die Zugkräfte auf ihn zu übertragen haben, werden zurückbleiben. Daraus folge, daß der Querschnitt des Balkens nicht eben bleiben kann, sondern sich wölben muß.



Kantenrisse nach a, b und c, d unter $P=6000-6500\text{kg}$
 " a_1, b_1 " c_1, d_1 " $P=7000\text{kg}$

Abb. 145.

Der Unterschied zwischen der Dehnung des Betons und des Eisens wird um so größer sein, je weiter das Eisen vom Balkenrande entfernt ist. Das Gesetz der Dehnungsänderung ist noch unbekannt.

Die Krümmung der Querschnitte eines Eisenbetonbalkens wird also, auch wenn keine Querkräfte vorhanden sind d. h. auch bei reiner Biegung, eintreten; es werden also auch die wagerechten Schnitte gekrümmt sein. Das trifft natürlich nur annähernd zu, da der Unterschied aus der voreilenden Formänderung des Betons und der folgenden des

Eisens von der wagerechten Ebene der Einlagen ab sich der Höhe nach bis zu der Oberkante des Balkens ausgleichen wird.

163. Wirken noch Querkkräfte, so würden daraus die für den homogenen Körper entwickelten Formänderungen hinzutreten. Es würden sich also die anfangs ebenen Querschnitte eines Eisenbetonbalkens nach einer räumlichen Fläche gestalten.

164. Dazu kommt als drittes die Frage, ob bei der Eigenart der Betonmasse an sich auf die Erhaltung ebener Querschnitte gerechnet werden kann, und ob nicht auch noch daraus eine unbekannte Größe in die Gestaltung der Querschnitte hineingetragen wird.

165. Beim Vergleich von Versuchen, die aus geradliniger Verbindung der an der Unterkante gemessenen Längenänderung und der an der Oberkante gemessenen Zusammendrückung die Lage der spannungslosen Faser ermitteln, wird daher zuerst festzustellen sein, wie nach Art der Belastung der Einfluß der Querkkräfte sich gestaltet.

Bei der Auslegung von Versuchsergebnissen, die auf Messungen an den Seitenflächen beruhen, werden zum zweiten vor der Übertragung der Messungen auf die Wirkungslinien der Träger, d. h. auf die lotrechte Ebene der Einlage, die Abstände zwischen den Seitenflächen des Balkens und den Eiseneinlagen zu berücksichtigen sein.

Nach diesen beiden Richtungen fehlen bis heute Versuchswerte.

In dem dritten Punkte, ob abgesehen von den beiden ersten — also im Falle von Messungen an den Seitenflächen eines mit reiner Biegung belasteten Balkens — die Querschnitte eben bleiben können, sind die Meinungen geteilt:

2. Versuche von Schüle (Zürich).¹⁾

166. Schüle hat im Jahre 1902 in der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt zu Zürich Dehnungsmessungen an Eisenbetonbalken vorgenommen und zwar, wie die Abb. 146 zeigt, an sieben Punkten der Balkenhöhe über zwei nebeneinanderliegenden

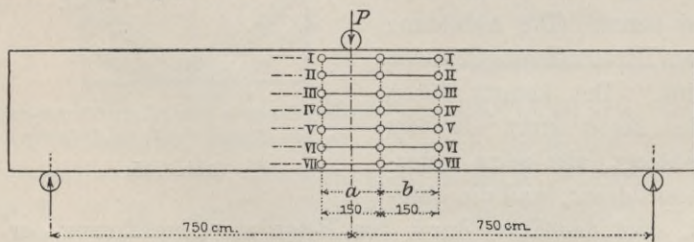


Abb. 146.

Meßstrecken von je 15 cm Länge. Die Balken wurden mit einer Mittellast bis auf 4 Tonnen belastet, dann entlastet und weiter bis auf 6 Tonnen belastet. Die Messungen erfolgten an Stiften, die im Beton befestigt waren.

167. Die Abb. 147 zeigt die für die Belastung bis auf 6 Tonnen gemessenen Längenänderungen und in den gestrichelten Linien die bei der vorhergehenden Entlastung von 4 Tonnen auf 1 Tonne gebliebenen. Schüle bemerkt dazu, daß, wie die Abbildung ja auch zeigt, die Beobachtungen im Druckgurt eine gewisse Regelmäßigkeit haben, aber zahlreiche unerklärliche Abweichungen in den gezogenen Fasern, die auch in der Größe und Form durch die mit der Belastung durch eine Einzellast verbundene Wirkung der Querkraft kaum erklärt werden können, so daß von der Erhaltung des ebenen Querschnittes nicht die Rede sein könne. Er bemerkt, daß der Balken unter einer Last von 15,6 Tonnen gebrochen sei; unter 6 Tonnen zeigten sich die ersten Risse.

Schüle schließt daher, daß die Lage der Nulllinie nur durch Dehnungsmessungen an verschiedenen Stellen der Druckgurte mit genügender Sicherheit bestimmt werden

¹⁾ Beton u. Eisen 1903, S. 32.

einer von Querkräften freien Meßstrecke an beiden Seitenflächen vorgenommen worden sind. Allerdings zeigen sich zwischen den Zahlen der beiden Seitenflächen an manchem Balken so erhebliche Unterschiede, daß die Werte bisweilen um die Hälfte voneinander verschieden sind und auf der in der halben Balkenhöhe liegenden Meßstrecke anfänglich sogar verschiedene Vorzeichen aufweisen. Bisweilen ergaben sich überhaupt keine vergleichsfähigen Zahlen mehr.

171. Die französische Regierungskommission vermutet daher selbst, daß doch wohl erheblich unregelmäßige Verschiebungen der Körper stattgefunden haben.

172. Von Plattenbalken haben der französischen Regierungskommission ebenfalls einige Versuche vorgelegen, bei denen die Längenänderungen an drei Punkten des Querschnittes in verschiedener Höhe gemessen waren. Sie schließt aus ihnen, daß auch bei Plattenbalken wie bei rechteckigen Balken die Veränderungen des ebenen Querschnittes, soweit sie von Zug- und Druckspannungen in der Längsachse des Balkens abhängig sind, so gering sind, daß man sie vernachlässigen kann, ohne damit bei der Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen Fehler zu begehen, die größer sind als die mit der Annahme der Erhaltung der ebenen Querschnitte auch für Metallkonstruktionen verbundenen.

5. Die Lage der Nullachse.

173. Nach den Versuchen muß die Frage, wieweit die tatsächliche Formänderung der Balkenquerschnitte von der Geraden abweicht, offen gelassen werden, wenn man auch von den eingangs erwähnten Unterschieden, die zwischen den einzelnen senkrechten Längsebenen bestehen, und von den Abweichungen, die das Hinzutreten von Querkräften hereinbringt, absieht. Es scheint, daß die Unregelmäßigkeiten insbesondere in den unteren Laststufen vorhanden sind, daß hingegen, wenn der Beton gerissen ist und vorwiegend nur die Zugspannungen des Eisens und die Druckspannungen des Betons wirken, die Beziehungen zwischen den Längenänderungen eher dem Gesetze der geraden Linie folgen könnten.

Mit diesen Einschränkungen sind die Ableitungen, welche die Höhenlage der spannungslosen Faser durch geradlinige Verbindung der unteren Dehnungen und oberen Zusammendrückungen ermitteln, zu betrachten (siehe die folgenden Nr. 6 bis 9).

174. Übereinstimmend ergibt sich aus solchen Ableitungen, daß die Nullachse an jeder Stelle anfangs nahe der Höhenmitte des Balkens liegt und mit wachsender Belastung steigt, d. h. es nehmen die Zusammendrückungen langsamer zu als die Dehnungen. Messungen, die sich über Strecken mit verschiedenen Momenten ausdehnen, werden daher aus diesem Grunde einen Mittelwert geben, der für die Orte der höheren Momente zu hoch und für die geringeren Momente zu niedrig ist und der desto ungenauer ist, je länger die Meßstrecken sind. Ferner ist daraus abzuleiten, daß die Ebene der spannungslosen Faser über die ganze Balkenlänge eine zur Momentenfläche in umgekehrter Beziehung stehende, d. h. eine nach unten offene nach den Balkenenden abfallende Krümmung hat. Das zeigen auch gleichzeitig an verschiedenen Stellen eines Balkens vorgenommene Messungen von Feret und Schüle.

6. Versuche von Talbot (Illinois).¹⁾

175. Talbot fand aus seinen Versuchen, daß die Nullachse anfangs unterhalb der halben Betonhöhe liegt und dann bis zum Auftreten von Rissen in dem Beton ansteigt. Diese Steigerung erfolgt also während des von ihm abgeleiteten ersten Zustandes bis

¹⁾ Engineering news 1904, Bd. 52, S. 122.

zum Auftreten der Wasserflecke und des zweiten, an dessen Ende die Risse auftreten. Dann bleibt die Nullachse in gleicher Höhe, manchmal senkt sie sich sogar ein wenig in der Nähe der höheren Lasten. Die Abb. 148 zeigt die verhältnismäßige Lage der Nullachse zur Balkenhöhe für einen Balken und darunter den Verlauf der zugehörigen Dehnungen.

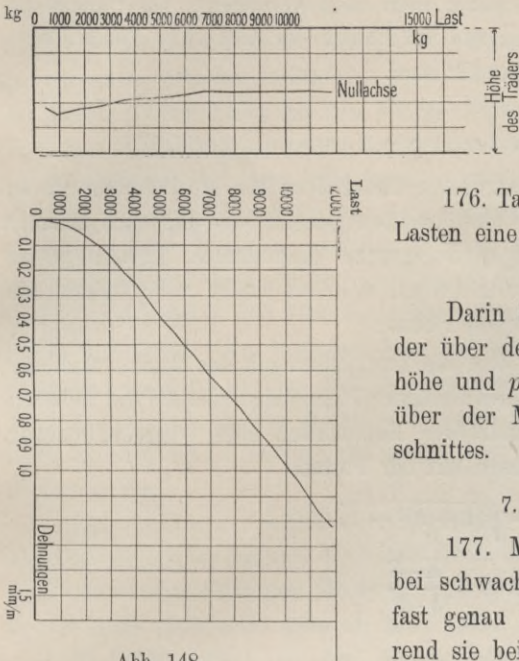


Abb. 148.

einem Versuche von Mörsch mit einem Hundertstel Eisengehalt die über einer von Querkräften freien 80 cm langen Strecke gemessenen Zusammendrückungen der oberen Betonfaser und die Dehnungen der Eisen von einer Senkrechten aus aufgetragen. Daraus ist durch geradlinige Verbindung jeweils der Nullpunkt ermittelt; auf Loten in diesem sind die den Längenänderungen entsprechenden Momente aufgetragen.

Der Nullpunkt steigt dauernd mit der Last und Mörsch meint, daß man aus der Linie der Momente mit Sicherheit schließen könne, daß er sich mit weiter zunehmenden Momenten einer Grenzlage nähern wird. Es zeigt sich also hier auch über die Bildung der Risse hinaus im Gegensatz zu Talbot noch eine Steigung.

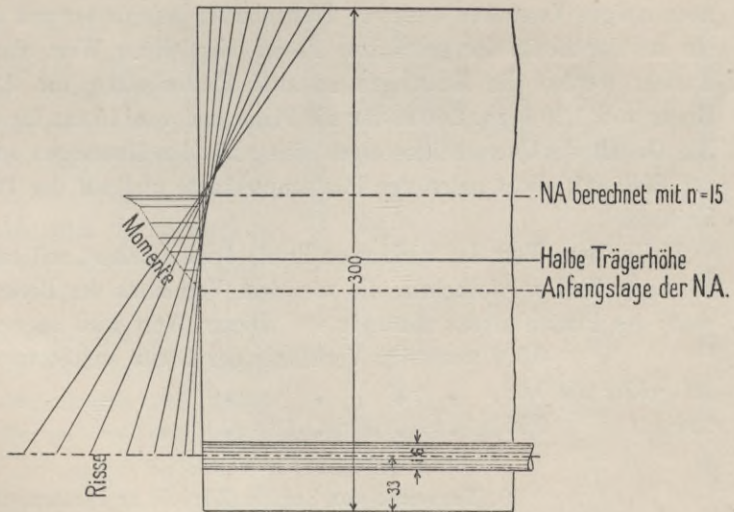


Abb. 149.

176. Talbot glaubt, daß sich aus allem für die höheren Lasten eine feste Beziehung ableiten lasse, nämlich

$$K = 0,26 + 0,18 \times p.$$

Darin bedeutet K die Höhenlage in Hundertsteln der über der Mitte der Einlagen vorhandenen Betonhöhe und p den Eisenquerschnitt in Hundertsteln des über der Mitte der Einlage vorhandenen Betonquerschnittes.

Die Nulllinie? Von oben oder von unten gemessen?

7. Versuche von Mörsch (Zürich).¹⁾

177. Mörsch schließt aus seinen Versuchen, daß bei schwacher Einlage die Anfangslage der Nullachse fast genau mit der Plattenmitte zusammenfällt, während sie bei den stärkeren Armierungen ziemlich unter die Plattenmitte fällt. In der Abb. 149 sind nach

¹⁾ Mörsch und Wayss u. Freytag, Der Eisenbeton, Stuttgart 1906.

8. Versuche von v. Bach (Stuttgart).¹⁾

178. v. Bach fand, wie die Abb. 150 zeigt, daß sich die Nullachse bis zum Auftreten von Rissen allmählich und danach rascher nach oben verschiebt. Die Darstellung des Verlaufes bezieht sich auf einen Balken von der Bauart der Abb. 141, dessen Formänderungen in den Abb. 131 bis 139 dargestellt sind.

9. Versuche der französischen Regierungskommission (Paris).²⁾

179. Die französische Regierungskommission findet ebenfalls zwei Abschnitte in der Lage der Nulllinie, die sie mit dem Considèreschen Gesetze von der nach anfänglicher Spannungszunahme bis zur Zugspannungsgrenze eintretenden Erhaltung der Spannungsfähigkeit des Betons in Beziehung bringt, d. h. sie findet mit v. Bach den Richtungswechsel in der Steigung am gleichen Punkte.

180. Für den zweiten Abschnitt, in dem die Zugspannungen des Betons nach der Annahme von Considère unter Erhaltung ihres Gefüges gleichmäßig, also auf die weiteren Formänderungen ohne Einfluß blieben, findet die Kommission eine Übereinstimmung der aus den Versuchen ermittelten Höhenlage mit der Formel:

$$x = 1 + n - \sqrt{(1 + n)^2 - 1}.$$

$$\text{Darin ist } n = \frac{K \cdot S}{b \cdot h}$$

und weiter h die nutzbare Betonhöhe,

b die Balkenbreite,

S der Einlagequerschnitt,

und K das Verhältnis des Elastitätsmodul der Einlage und des Betons.

181. Diese Formel für rechteckige Balken hält die französische Regierungskommission nach einigen Versuchen auch für Plattenbalken anwendbar mit der Maßgabe, daß für b ein aus der Breite der gedrückten Fasern abgeleiteter Wert einzusetzen ist. Für diese Ansicht werden die Messungen an zwei Plattenbalken von 2,90 m Länge, bei einer Breite von 1,20 bzw. 2,00 m für die Platte und von 15 cm für den Unterzug angeführt. Die Gestalt des Querschnittes ergab sich nach den Messungen an drei Punkten in Höhe der Einlagen, dicht unter der Plattenunterkante und auf der Plattenoberkante als eben bleibend.

Um den Wert der wirksamen Breite b zu erhalten, soll man die Breite der Platte mit einer Zahl vervielfachen, die von dem Verhältnis der Breite der Platte zur Spannweite des Plattenbalkens abhängig ist. Dieser Wert wird angegeben auf:

	0,90,	wenn das Verhältnis der Breite zur Stützweite 0,40 ist	
auf größer als	0,68,	" " " " " " " "	0,52 "
und auf	0,55,	" " " " " " " "	0,70 "

10. Versuche von Schüle (Zürich) an Plattenbalken.³⁾

182. Schüle hat vom Jahre 1903 ab 13 Plattenbalken, wie sie in der Abb. 151 dargestellt sind, untersucht. Die Betonmischung enthielt 300 kg Zement auf 1 m³ Sand und Kies. Für die Balken 6 und 7 war ein Zement mit höherer Festigkeit verwandt.

¹⁾ Forschungsarbeiten des Vereins Deutscher Ingenieure, Heft 39.

²⁾ Commission du ciment armé, expériences etc., Paris 1907.

³⁾ Resultate der Untersuchung von armiertem Beton, Zürich 1906.

Die Balken der Reihe II (9 bis 13) waren beim Versuch etwa sechs Wochen alt, die der Reihe I (1 bis 4, 6 und 7) etwa 60 Wochen. Sie wurden über einer Stützweite von 4 m an den Achtelpunkten mit 7 gleichen unter Wasserdruck stehenden Kräften belastet und zwar von 0,15 t Anfangslast an unter Steigung in Stufen von je 0,1 t bei der Reihe I, und 0,15 t bei den älteren Balken. Vor dem Übergang auf eine höhere Laststufe wurde jedesmal auf die Anfangslast zurückgegangen; einzelne Laststufen wurden mehrmals wiederholt. Der Übergang von der Anfangs- bis zur Endlast jeder Stufe erfolgte unter Anwendung aller Zwischenstufen und Einhaltung einer kurzen Pause auf jeder. An Eigenlast kam auf jeden Lastpunkt rund 0,110 t, so daß also die tatsächliche Anfangslast, da der Balken von unten belastet wurde, 0,04 t betrug und kleiner als die Eigenlast war.

183. Beobachtet wurde unter anderem die Längenänderung an Stiften, die in den Beton eingelassen wurden über eine Meßlänge von 15 cm in der Mitte oben und unten an der Platte.

Die Ablesungen an den gleichgelegenen Strecken stimmen nicht ganz überein, ein Umstand, den Schüle auf kleine Unterschiede in der Dicke der Druckplatten oder in der genauen Lage der Einlagen oder in der Gleichförmigkeit der Betonmasse zurückführt. Kleinlogel fügt dem hinzu, daß diese Unterschiede wohl auch daher rühren können, daß es Schwierigkeiten habe, Balken von so großer Spannweite in die Prüfungsmaschine in genauer Mittellage einzubauen. Es könnten daher außer den lotrechten auch wagerechte Biegunsmomente eintreten. Im allgemeinen ergeben die Werte aber eine befriedigende Übereinstimmung.

Bei der Wahl der Meßstellen ging Schüle von der Ansicht aus, daß nach seinen früheren Versuchen nur die Verkürzungen der Druckgurtung einen einigermaßen regelmäßigen Verlauf annehmen, daß also die Lage der Nullachse mit einiger Sicherheit nur aus der Verbindung von Messungen im Druckgurt erfolgen könne. Schüle meint, daß die Zusammendrückungen bis zum Eintreten der Risse annähernd geradlinig verlaufen.

184. Die Mittelwerte der Dehnungen werden benutzt zur Bestimmung der Lage der Nulllinie unter der Annahme, daß die Druckgurtung eben bleibe. Die Ergebnisse zeigt die Abb. 152.

Schüle bemerkt dazu, daß die Lage der Nulllinie beeinflusst werde durch die Größe der Belastung, die kleinen Unterschiede im Material

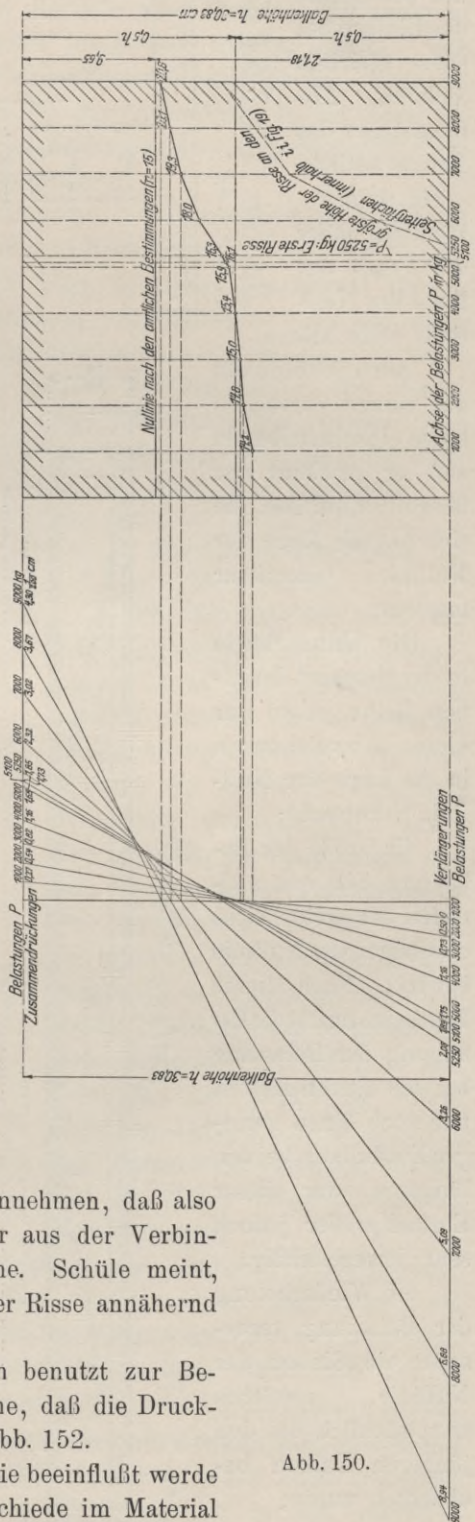


Abb. 150.

der einzelnen Balken, durch das Auftreten der Risse im Beton, durch die Wiederholung der Belastung, durch das Alter der Balken und durch die Stärke der Einlage. Berechnungsverfahren, die nur die Stärke der Einlage bei sonst gleichen äußeren Abmessungen des Betons berücksichtigten, könnten daher die Frage der Lage der Nulllinie nicht klären.

Auch Schüle stellt aus seinen Versuchen keine einzelnen Regeln auf, er erwähnt nur über die Einflüsse, die sich auf die Lage der Nulllinie bemerkbar machen:

Die Unterschiede in der Betonart derselben Reihe haben nur kleine Abweichungen in der Lage der Nulllinie verursacht;

die Größe der Belastung hat vor Auftreten der ersten Risse ein Steigen der Nulllinie bewirkt. Nach dieser Erscheinung übt die Erhöhung der Belastung bei den älteren Balken nur noch einen geringen Einfluß aus, bei den jüngeren war dieser Einfluß größer, jedoch sehr unregelmäßig;

die Wiederholung der Belastung verursacht ein Sinken der Nulllinie, welches hauptsächlich bei den jüngeren Balken beobachtet wurde;

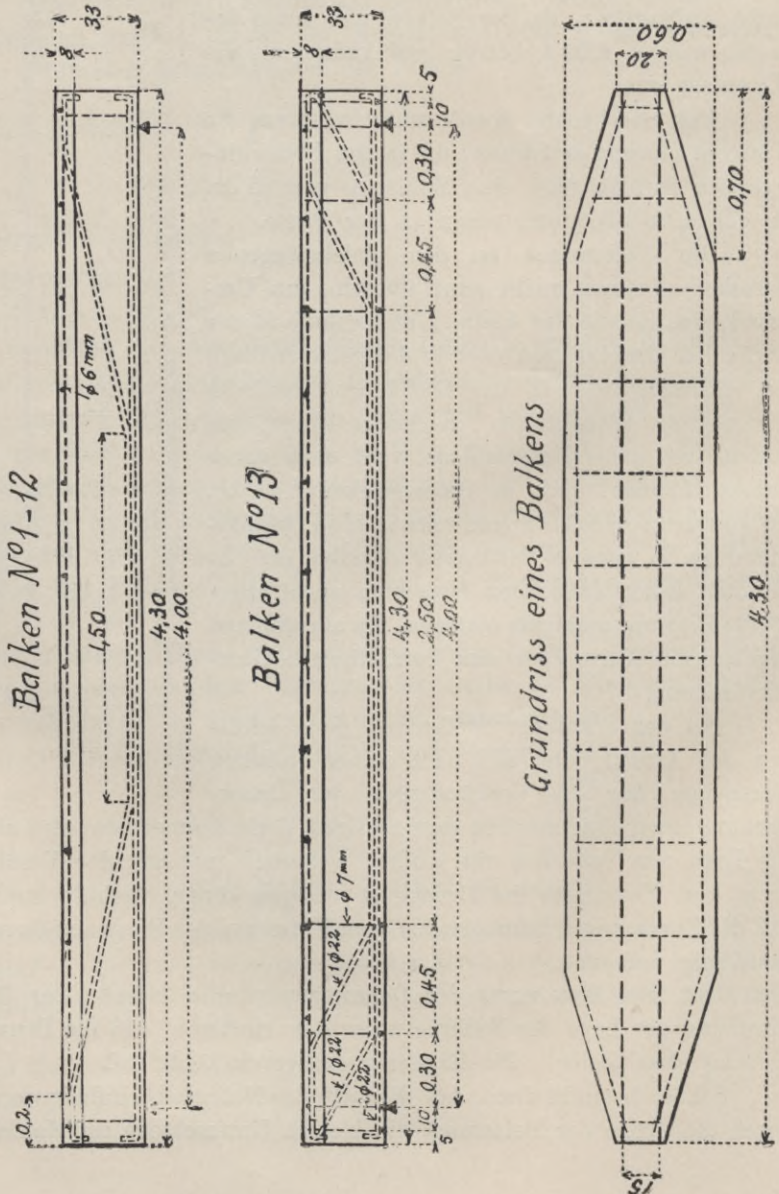
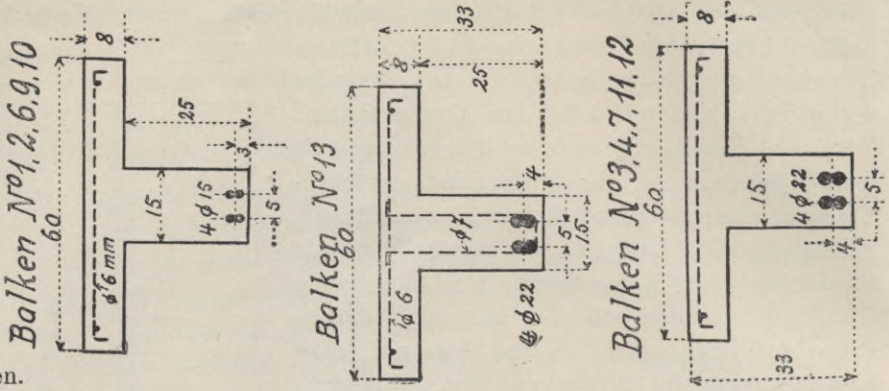


Abb. 151.

das Alter der Balken hat eine bedeutende Wirkung auf die Lage der Nulllinie, welche die der anderen Einflüsse weit übertrifft; frische Balken zeigen eine tiefer liegende Nulllinie als bereits gut erhärtete Balken;

die Stärke der Bewehrung hat bei dem über ein Jahr alten Balken nicht einen so großen Einfluß, wie aus dem Berechnungsverfahren geschlossen werden könnte. Der schwächeren Einlage entspricht jedoch auch eine geringere Druckgurthöhe. Bei den jüngeren Balken ist der Unterschied in der Lage der Nulllinie nach den Beobachtungen ein größerer als nach den Berechnungsverfahren.

185. Als Ergebnis aller Versuche kann angenommen werden, daß vom Beginn der Belastung ein Steigen der anfangs der Lage in einem homogenen Balken gleicher Abmessungen naheliegenden Nullachse stattfindet. Wahrscheinlich schreitet diese Steigung auch nach der Entstehung von Rissen fort. Zahlenmäßige Angaben über die Höhenlage sind aus den Versuchen noch nicht herzuleiten.

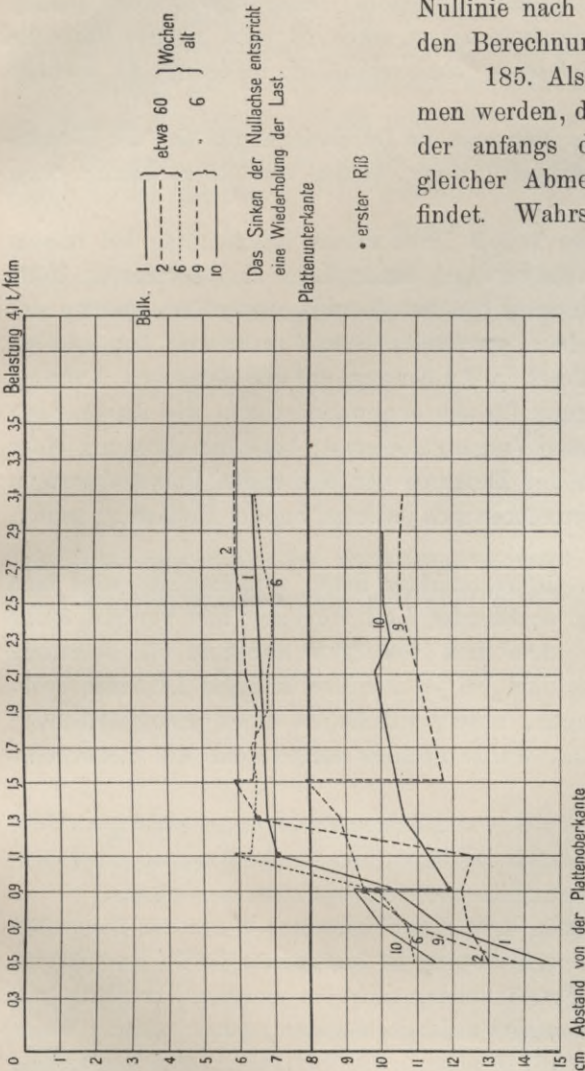


Abb. 152.

11. Die bleibenden Formänderungen.

186. Ein Teil der unter der Belastung eingetretenen Formänderungen bleibt nach der Entlastung dauernd zurück. Bei Formänderungsmessungen, die nicht von dem Zustande der allerersten Belastung des Balkens ausgehen, kann daher der Nullpunkt der Spannungen mit dem Nullpunkte der Formänderungen nicht zusammenfallen. — Es sei bemerkt, daß ein solches Zusammenfallen ja auch bei der allerersten Belastung im allgemeinen nicht der Fall sein wird, da der Beton bei der Abbindung Formänderungen eingeht, die in der Einlage Spannungen gleichen Sinnes und im Beton entgegengesetzten Sinnes erregen. —

Bei Zugversuchen ergibt sich nach der Entlastung eine bleibende Verlängerung, die nach Schüle bis zu einem Drittel der gesamten betragen kann. Die Folge sind bleibende Zugspannungen des Eisens und bleibende Druckspannungen des Betons. Eine spätere, die bleibenden Dehnungen vernachlässigende Zugbelastung würde also auf zu kleine Zugspannungen im Eisen und auf zu große Zugspannungen im Beton schließen lassen.

187. Bei der Biegung eines Eisenbetonbalkens bleiben im Betonzuggurt erhebliche dauernde Verlängerungen und im Druckgurt ebenfalls dauernde, wenn auch geringere Verkürzungen zurück. Schüle ermittelt aus seinen Versuchen, daß in den mittleren

Laststufen die bleibenden Dehnungen im Verhältnis zu der ganzen Verlängerung etwa die Hälfte und die bleibenden Verkürzungen etwa ein Viertel der ganzen betragen. Der in den Abb. 131 bis 139 dargestellte Versuch von v. Bach zeigt diese Verhältnisse.

Nach der ersten Biegebungsbelastung entstehen durch die bleibenden Formänderungen in den Eiseneinlagen Zugspannungen und im Betonzuggurt als Gegenkräfte Druckspannungen und im gedrückten Betongurt ebenfalls Druckspannungen. Wird das nicht berücksichtigt, so führen spätere Messungen auf zu kleine Eisenzug- und Betondruckspannungen, und auf zu große Zugspannungen im Beton. Diese Unterschiede können in Anbetracht der großen bleibenden Formänderungen erheblich sein, ebenso führt die Vernachlässigung der bei der ersten Belastung bleibenden Durchbiegung zu falschen Schlüssen über die Steifigkeit.

Feret hat in der letzten Reihe seiner Versuche die Durchbiegungen und die Längenänderungen in der Ober- und der Unterkante zweier Balken von 3,5 m Länge unter wechselnden Lasten verfolgt.

Bei der Besprechung der Ergebnisse knüpft Feret an die Erscheinung bei reinem Beton an, bei dem nach der ersten Anwendung einer Last in bestimmter Höhe einen bleibende Formänderung zurückbleibe, die bei jeder weiteren Anwendung der gleichen Last sich um ein immer kleiner werdendes Stück vermehre, bis endlich ein Ruhezustand eintritt. Diesen nennt Feret in Anlehnung an den ähnlichen Vorgang bei Metallen den Zustand der Aushämmerung für die angewandte Last. Bei Anwendung einer höheren Last wiederhole sich derselbe Vorgang jedesmal; bei Überschreitung einer gewissen Höhe der Last trete jedoch in der Zunahme der bleibenden Formänderungen kein Ruhezustand mehr ein, sondern sie vermehren sich jedesmal bei der Entlastung weiter, bis der Bruch eintritt.

Kann man ähnliche Vorgänge beim eisenverstärkten Beton vermuten, so wird man aus Bruchversuchen, die nur mit ständig wachsender Last vorgenommen werden, keine festen Schlüsse ziehen können, sondern man muß von Stufe zu Stufe die Belastung immer bis zur Aushämmerung anwenden und bei jeder neuen höheren Laststufe beobachten, ob die bleibenden Formänderungen, anstatt allmählich einen gleichbleibenden Wert zu erreichen, nicht zunehmen. Das würde nämlich zeigen, daß die Sicherheitsgrenze des Tragwerkes überschritten ist.

Feret teilt die bei den Versuchen beobachteten Zahlen nicht mit, sondern nur die Ergebnisse und zwar den Verlauf der Formänderungen für die Anwendung einer einzelnen Belastungsstufe und die Formänderungsgrenzen für den ganzen Versuch.

Wenn der Zustand der Aushämmerung, d. h. gleichbleibender Werte der federnden und der bleibenden Formänderung für eine Belastung in bestimmter Größe erreicht ist, zeigte sich, daß bei der Entlastung die Formänderung nicht im gleichen Verhältnis mit der Verringerung der Lasten abnahm, sondern anfangs weniger, später mehr. Wenn dagegen die Belastung wieder aufgebracht wird, so nehmen die Formänderungen in gleichem Verhältnis mit den Lasten zu. Feret schreibt die hinter der Lastabnahme zurückbleibende Verringerung der Formänderung beim Entlasten einer gewissen Trägheit der Balken zu.

Aus dem Vergleich der Formänderungen des ganzen Versuches, die den Zuständen der Aushämmerung für jede Stufe entsprechen, schließt Feret, daß zwischen den Angriffsmomenten einerseits, den Durchbiegungen, den Dehnungen im Zuggurt und den Zusammendrückungen im Druckgurt andererseits geradlinige Beziehungen bestehen. Er vermutet allerdings in der Befestigung der Längenänderungsmesser am Balken gewisse Fehlerquellen und hält deshalb das Ergebnis für die inneren Formänderungen nicht für einwandfrei, für die Durchbiegungen jedoch als richtig.

12. Die Gleitung des Eisens.

188. Die Versuche über die Formänderungen des Verbundes zwischen dem Beton und dem Eisen sind spärlich. v. Emperger hat die Gleitung an zwei früher erwähnten, im Jahre 1906 veröffentlichten Versuchen in ihren Grenzen verfolgt. Er befestigte die über die Balkenköpfe vorstehenden Enden der Einlagen mit Schraubenmuttern und lüftete diese ab und zu, um so festzustellen, ob die Einlage bereits an den Enden geglitten sei. Erst in der Nähe der Bruchlast zeigte sich eine Bewegung der Enden.

189. v. Bach hat an den im Jahre 1907 veröffentlichten Versuchen der Abb. 140 bis 144 die Verschiebung der herausragenden Enden der Eiseneinlagen gegen die Balkenstirn während der ganzen Belastung verfolgt. Er fand an dem häufiger erwähnten Balken der Bauart 2 unter einer Last von 8500 kg noch keine Verschiebung.

Die erste Änderung wurde gemessen unter 8750 kg und zwar nachdem die Belastung zwei Minuten gewirkt hatte,

links zu 0,010 rechts 0,020 mm.

Nach sechs Minuten war eine weitere Bewegung nicht zu verzeichnen.

Unter 9000 kg ergaben sich folgende Änderungen, vom Anfangszustand, d. h. von der äußeren Belastung 0 aus betrachtet:

Nach 2 Minuten	0,030	0,035 mm,
„ 10	„	0,050	0,050 „
„ 20	„	0,070	0,065 „
„ 25	„	0,075	0,070 „
„ 30	„	0,075	0,070 „

Bei einer dann folgenden Entlastung änderten sich die Verschiebungen nicht.

Bei weiterer Belastung mit 9000 kg ergab sich

nach 2 Minuten	0,115	0,120 mm
„ 10	„	0,130	0,150 „
„ 15	„	0,140	0,170 „
„ 20	„	0,145	0,180 „
„ 25	„	0,150	0,220 „

Nach 28 Minuten glitt das Eisen rechts so rasch, daß die Verschiebung nicht mehr verfolgt werden konnte, und der Balken brach.

Ähnlich wie bei diesem Balken wurde auch bei allen anderen eine Verschiebung der Einlage erst kurz vor der Bruchlast wahrgenommen. Danach würde also die erste Gleitung der Enden ohne rückläufige Bewegung bei der Entlastung zum Bruch führen, wenn die Belastung weiter fortgesetzt wird.

Die aus diesen Messungen ermittelten Werte des Gleitwiderstandes sind früher angegeben.

190. Die französische Regierungskommission hat die Verschiebung der Einlagen an zwei im Jahre 1902 untersuchten Balken gemessen, die 4 m lang waren und über 3,9 m Stützweite mit zwei Einzellasten, die je 1,05 m Abstand von der Mitte hatten, belastet wurden. Die Bewegung der Einlage wurde vor Kopf der Balken und 20 cm seitlich der Lastangriffe, also 70 cm im Beton von den Auflagern entfernt verfolgt. Zu letzterem Zwecke wurden die Einlagen an einer Stelle bloßgelegt, und die Verschiebung eines auf ihnen eingearbeiteten Körnerpunktes mikroskopisch beobachtet.

Auch hier fand sich an den Enden keine merkliche Verschiebung vor dem Nahen des völligen Zusammenbruches.

191. Dagegen wurde in den mittleren Meßstellen schon von vornherein eine Verschiebung der Einlage gegen den Beton beobachtet unter Lasten, die an der Unterfläche eine Dehnung des Betons von 0,04 bis 0,08 mm für 1 m gemessen wurde. Bei der Entlastung erfolgte eine rückläufige Gleitung, jedoch nicht bis zu dem Ausgangspunkte der Messung.

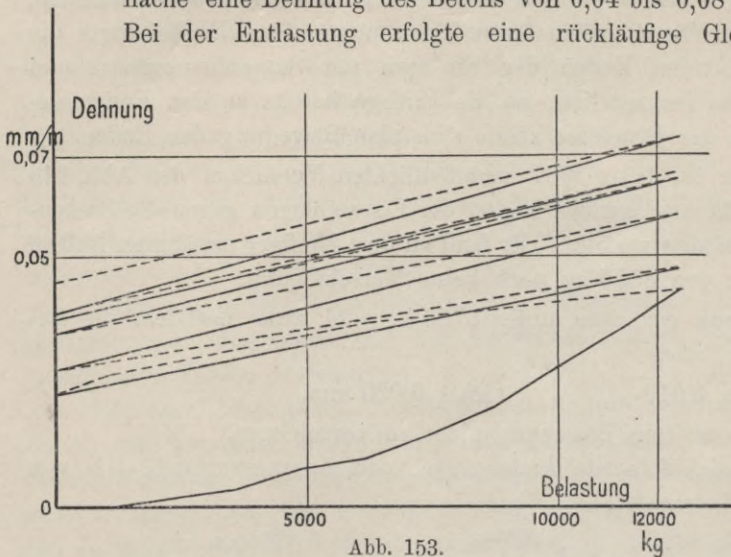


Abb. 153.

Die Abb. 153 stellt den Verlauf an einem Balken dar, der bis zum Auftreten von Rissen belastet und dann einige Male entlastet und wieder belastet wurde. Die Zahl der Versuche ist zu gering, um — was ja nahe läge — Beziehungen zwischen der Dehnungsfähigkeit des Betons und dem Verbunde zwischen Eisen und Beton aufzustellen.

e) Die Formänderungen geneigter Strecken.

192. Mit der Formänderung geneigter Strecken hat sich bisher nur die französische Regierungskommission beschäftigt. An einem 4 m langen Balken, der dem soeben zur Messung der Gleitungen benutzten gleich, wurde auf der Mitte zwischen den Lasten und den Auflagern die Längenänderung an den Seitenflächen über einer senkrecht zur Stabachse, also lotrecht stehenden Meßstrecke von 15 cm Länge verfolgt. Hinter der Meßstrecke lagen im Balken senkrechte Flacheisenbügel. Die Dehnung zeigt einen ähnlichen Verlauf wie die in der Abb. 65 dargestellten Dehnungslinien der unter 45° geneigten Faser; jedoch liegt der Übergang aus dem ersten geradlinigen Abschnitt der Dehnung, der dort bei etwa 0,02 mm für das Meter stattfindet, hier tiefer, etwa bei 0,007 mm für das Meter. Der erste Riß wurde entdeckt, nachdem etwa eine Längenänderung von 0,01 m für das Meter gemessen worden war.

Aus dem Verlauf der Dehnungslinie der unter 45° geneigten Fasern sind bereits früher an Hand der Abb. 68 Schlüsse über das Eingreifen der Bügel gezogen worden.

193. Dort wie hier wird ähnlich der Dehnung der Längsfaser aus dem Knickpunkt der Dehnungslinie auf eine Änderung im Gefüge des Betons geschlossen werden können, die danach in den Grenzen einer Längenänderung der geneigten Faser von 0,01 bis 0,02 mm für das Meter eintritt. Diese Ansicht, daß am Knickpunkte eine Änderung im Gefüge der Balken eintritt, wird dadurch verstärkt, daß von dem Knickpunkte ab eine Verschiedenheit in der weiteren Zunahme der bis dahin gleichen, Dehnungen je nach der Stärke der Einlagen zweiter Ordnung sich zeigt.

194. Die an geneigten Fasern gemessene Längenänderung wird aber nur eine mittlere sein. Die französische Regierungskommission stellt darüber folgenden Gedankengang an: Bei der Biegung eines Balkens werden die oberen Fasern in der Längsrichtung zusammengedrückt und werden also im Querschnitt sich verdicken; die unteren Fasern werden gezogen, also sich zusammenschnüren. Die Wirkung der Querkkräfte bringt eine Dehnung des Querschnittes senkrecht zur Achse mit sich. Diese

Dehnung wird also durch die Wirkung der Längskräfte oben verstärkt und unten verringert werden. Die über die ganze Höhe ermittelte Querdehnung wird also das Mittel von größeren Beiträgen in den oberen und von kleineren in den unteren Fasern sein.

An diese Betrachtung über die Formänderung läßt sich noch ein Schluß über die Dehnung und die Beanspruchung der Bügel knüpfen, der aus dem Vergleich der Brucherscheinungen bereits früher abgeleitet war. Die Bügel werden im Augenblicke der Ribbildung eine mittlere Dehnung erleiden, die mit der an der Seitenfläche gemessenen in Beziehung steht, also im unteren Teil des Balkens wohl noch kleiner sein wird als die bei dem vorliegenden Versuche gemessenen Zahlen von 0,1 bis 0,02 mm für das Meter. Da nun aber die Zerstörung des Balkens von unten beginnt, so haben die Bügel bis zu dem Augenblicke, in dem die Zerstörung des Betongefüges zu vermuten ist, nur eine Beanspruchung erhalten, die kleiner als etwa 200 bis 400 kg für das Quadratcentimeter ist. Dabei wäre vorausgesetzt, daß die Formänderung durch die Querkkräfte über die Balkenhöhe gleichmäßig erfolgt, was auch noch nicht feststeht.

Es scheinen also auch diese Formänderungsmessungen der französischen Regierungskommission an geneigten Fasern auf ähnliche Beziehungen in der Querrichtung zwischen dem Beton und dem Eisen hinzudeuten, wie sie die neueren Dehnungsmessungen für die Längsfasern im Gegensatz zu den Anschauungen von Considère ergeben haben.

C. Zusammenfassung.

195. Das sind heute — ausgangs 1907 — der Stand der Versuchsforschung an Platten und Balken aus Eisenbeton und die aus ihr abzuleitenden Folgerungen.

Will man das Wesentlichste aus ihnen nochmals zusammenfassen, so ergeben sich dafür zwei Gesichtspunkte:

einmal die Frage der Abhängigkeit der Bruchlasten von der Bauart

und zum zweiten die Untersuchung der Formänderungen während der Belastung; die Formänderungen wieder kann man nach zwei Richtungen betrachten: einerseits die äußeren (die Durchbiegungen) und andererseits die inneren (Längsdehnungen und Zusammendrückungen, Formänderung geneigter Fasern, Gleitung der Einlagen); im Zusammenhang damit ist die Wirkungsweise der inneren Kräfte zu verfolgen.

Bei der Betrachtung sind die beiden Bauweisen: Balken und Platten zu trennen; für sie liegt eine Scheidung durch strenge Begriffe nicht vor, im allgemeinen kann man sie aber so trennen, daß das größere Verhältnis zwischen der Trägerweite und der Trägerhöhe der Platte, das kleinere dem Balken zukommt. (In den behandelten Versuchen schwankt dies Verhältnis zwischen 40 und 10.)

Statisch betrachtet überwiegt also bei der Platte die Wirkung des Momentes gegenüber den Querkkräften, bei den Balken hingegen tritt der Einfluß der Querkraft vor dem Moment hervor. Demgemäß werden Eisenbetonplatten im allgemeinen durch senkrechte Risse inmitten der Stützweite zerstört, Balken aber vorwiegend durch schräge, näher den Auflagern liegende Risse.

Für die Festigkeit von Platten werden daher die Längsfestigkeiten entscheidend sein (Betonzug, Eisenzug, Betondruck), hingegen tritt die Schubfestigkeit des Betons und die Verbundfestigkeit zwischen Beton und Eisen zurück. Die Betrachtung der Platten kann also im allgemeinen von dem Trägerquerschnitt aus gelöst werden, d. h. durch die Beziehungen zwischen der Güte des Betons und dem Verhältnis des Querschnitts der Eiseneinlage zum ganzen Trägerquerschnitt. Diese Verhältnisse beleuchten die Abb. 2 und 3 sowie 32 nach den Versuchen von Sanders und Feret:

Die Verbesserung des Betons bei Festhaltung der Eiseneinlage und ebenso die Vermehrung der Eiseneinlage bei Festhaltung derselben Betonmischung ergeben eine Steigerung der Bruchlasten. Diese Steigerung erfolgt aber von einem gewissen Punkte ab langsamer als vor diesem Punkte, d. h. es wird von da an durch die Verbesserung des Betons oder durch die Verstärkung der Einlage allein nicht mehr derselbe Vorteil für die Verstärkung des Trägers erzielt wie bisher. An diesem Punkte hätte also die Verstärkung beider Materialien einzusetzen, um die Steigerung der Bruchlast unter gleichmäßiger Ausnutzung des Eisens und des Betons zu erreichen. Es scheint hiernach zwischen dem Verhältniswert der Eiseneinlage und der Betongüte hinsichtlich der günstigsten statischen Ausnutzung ein festes Verhältnis zu bestehen. Es wäre daher eine Reihe von Versuchen erwünscht, um diesen Schluß zu sichern und um festzustellen, welche Annahmen über die zulässige Beanspruchung von Beton und Eisen zu der wirtschaftlichsten Ausnutzung beider Baustoffe führen.

Bei Balken, bei denen die Zerstörung von schrägen Rissen aus in den seitlichen Teilen erfolgt, kann die Last, die der Balken bis zur völligen Zerstörung aufnehmen kann, durch eine Sicherung der Längseinlagen gegen Gleiten oder durch eine Einlage zweiter Ordnung wesentlich erhöht werden. Eine Einlage zweiter Ordnung wirkt am günstigsten, wenn sie mit ihrer Längsrichtung möglichst die Zughauptspannungen aufnehmen kann, d. h. es wird eine Reihe von Bügeln oder von abgelenkten Eisen an den Balkenenden, die etwa in der Neigung von 45° liegen, am günstigsten wirken.

Die Betrachtung der Formänderungen hat sich zuerst auf die Durchbiegungen erstreckt; Tutein Noltenius hat eine Zunahme der Durchbiegungen im gleichen Verhältnis mit den Lasten angenommen; Rabut fand schon, daß die Durchbiegungen stärker als die Lasten zunehmen; v. Emperger unterschied alsdann im Verlauf der Durchbiegungen drei Grundlinien, in deren erster Betondruck und Eisenzug sowie Betonzug wirken, in deren zweiter die Betonzugspannungen nicht mehr zunehmen und in deren dritte die Brucherscheinungen fallen. Nach den neuesten Versuchen kann man den Verlauf der Durchbiegungen im Verhältnis zu den Spannungen noch genauer in vier Abschnitte teilen:

im ersten wirken Betondruck, Eisenzug und Betonzug; die Durchbiegungen nehmen annähernd im selben Verhältnis wie die Lasten zu,

im zweiten fallen die Betonzugspannungen ab; die Durchbiegungen wachsen merklich schneller als die Lasten,

im dritten ist der Beton im Zuggurt gerissen, Eisenzug und Betondruck wirken also im wesentlichen allein; die Durchbiegungen nehmen wieder annähernd im selben Verhältnis wie die Lasten zu, und

im vierten nähert sich der Träger schnell dem Bruch, die Durchbiegungen steigen plötzlich.

Ist der Balken mit einer Einlage zweiter Ordnung versehen, so scheint man aus den Versuchen der französischen Regierungskommission schließen zu können, daß die Durchbiegungen im dritten Abschnitt nicht sowohl ein geradliniges Ansteigen zeigen, vielmehr langsamer zunehmen, so daß sie einen nach oben offenen Bogen bilden.

Knüpft man bei der Betrachtung der inneren Formänderungen an die Worte von Wayss an, der die vortreffliche Zähigkeit des Eisens und die hohe Druckfestigkeit des Betons vereint durch die Adhäsion als das Wesen der Kraftwirkung im Eisenbeton hinstellte, so lehren die Versuche, daß zu den beiden Spannungseinheiten

noch zwei andere — die Zugfestigkeit des Betons in ihrer Abhängigkeit von der Dehnungsgrenze und die Schubfestigkeit des Betons — als Achtung heischende Größen hinzugetreten sind, und daß weiter die Erhaltung des Verbundes zwischen dem Beton und dem Eisen nicht unbegrenzt sicher ist.

Wohl können wir nun heute die Art der Wirkung der beiden im Verbundkörper vereinten Materialien erkennen: aus den Messungen der Formänderungen der gezogenen Gurtung kann der Schluß gezogen werden, daß die Dehnungsfähigkeit und die Fähigkeit des Betons zur Aufnahme von Zugspannungen durch die Verbindung mit dem Eisen an sich nicht geändert werden. Allerdings reißt der Beton nicht an seiner aus Zugversuchen reiner Betonkörper bekannten Dehnungsgrenze, vielmehr ist die Möglichkeit zur Erreichung größerer Dehnungen dadurch gegeben, daß bei Biegung vor dem Reißen der äußersten Fasern die weiter innen gelegenen, weniger beanspruchten entlastend eingreifen werden, und daß diese Entlastung bei Einlage von Eisenstäben noch sicherer sein wird.

Aus der Beobachtung, daß die Bildung der ersten geneigten Risse bei biegungsbeanspruchten Balken durch eine Einlage zweiter Ordnung in regelmäßiger Weise nicht hinausgeschoben wird; ferner aus der Beobachtung, daß bei reinen Scherversuchen an Körpern mit und ohne Eiseneinlagen in der Bildung der ersten Risse ein regelmäßiger Unterschied nicht zu erkennen ist; endlich aus dem Umstande, daß die Durchbiegungen von Balken mit einer Einlage zweiter Ordnung erst nach dem Beginn der Rißbildung einen Unterschied gegenüber solchen nur mit Längseinlage versehenen aufzuweisen scheinen, kann man folgern, daß auch die Betonschubfestigkeit und seine Querdehnungsfähigkeit durch eine Eiseneinlage an sich nicht geändert wird.

Daher liegt der Schluß nahe, daß beide Materialien im Verbundkörper ohne Änderung der Eigenschaften jedes einzelnen arbeiten: Betondruck-, Eisenzug- und Betonzug-, Betonschubfestigkeit finden ihre Grenze bei der zulässigen Beanspruchung des Einzelmateriales, die Verbindung von Beton und Eisen erhöht ihre Eigenschaften nicht. Die Einlage nimmt nur den Teil der Spannungen auf, welcher der ihr gewordenen Formänderung und ihrem Elastizitätsmodul entspricht, und schiebt dadurch die Erreichung der Formänderungs- und der Festigkeitsgrenzen des Betons hinaus.

Es fragt sich dann, wie sich die Form der Querschnitte unter der Belastung ändert. Messungen, welche die Längenänderungen über die ganze Höhe des Balkens verfolgen, sind selten. Nach den Beobachtungen von Schüle ist der Verlauf der Dehnungen so unregelmäßig, daß eine Erhaltung ebener Querschnitte kaum angenommen werden kann. Die Richtigkeit der Bestimmung der Nulllinie durch Teilung der Trägerhöhe im Verhältnis der Längenänderungen der untersten und der obersten Faser ist daher nicht nachgewiesen. Sicher scheint nur, daß die Dehnungen unten schneller zunehmen, als die Verkürzungen des Druckgurtes.

Wie nun in einer wagerechten Ebene, in der Eiseneinlagen liegen, die Formänderungen des Betons zu denen des Eisens sich verhalten, ist ebenfalls unbestimmt. Sicher ist, daß Unterschiede vorhanden sind; daß (nach den Versuchen von Rudeloff) bei Zugversuchen die Formänderung des Materials voreilt, an dem die äußere Kraft angreift, und daß (nach den Versuchen von v. Bach) bei Biegung die Formänderung der Betonhülle voreilt, und zwar um so mehr, je weiter das Eisen vom Balkenrande entfernt liegt.

Für den Verbund beider Materialien, d. h. die Haftfestigkeit und den Gleitwiderstand zwischen Beton und Eisen, fehlt bis heute eine Einheit. Die Bestimmung einer Grenzspannung des Zusammenhanges zwischen Einlage und Umhüllung, d. h. der

Summe der inneren Kräfte, die die Gleitung der Enden der Einlagen verhindern, wird nur möglich sein, wenn der Kreis der Versuche nach Art der Erregung der inneren Kräfte geteilt wird. Nur bei Biegungsversuchen, bei denen das Angriffsmoment gleichmäßig abfällt, und demnach die Verbundfestigkeit auf der ganzen Länge der Einlage gleichmäßig beansprucht wird, kann durch Teilung der Zugkraft im Eisen durch die Fläche des eingehüllten Stabes eine Einheit gefunden werden. Biegungsversuche mit anderem Kraftangriff und Versuche, Stäbe durch Druck oder Zug aus der Betonhülle zu entfernen, können wegen der Verschiedenheit der Oberflächenbeanspruchung der Einlage nur unvergleichbare Durchschnittswerte ergeben. Daß durch eine Sicherung der Enden der Einlagen der Beginn der Gleitung des ganzen Stabes hinausgeschoben, also die Bruchgrenze erhöht wird, ist sicher.

Außer der Betrachtung der Gleitung der Enden ist aber die Frage der Abhängigkeit des Verbundes von örtlichen Formänderungen zu lösen. Es muß geprüft werden, wie die örtliche Lösung des Verbundes zwischen dem Beton und dem Eisen, die mit der Erreichung der Dehnungsgrenze des Betons ja sicher eintreten muß, wirkt, wenn die Berührungsflächen unter wechselnden Belastungen Bewegungen in der und jener Richtung machen.

Das sind die Beziehungen gerader Einlagen in der Längsrichtung. Wie wirken die Scherkräfte und wie beanspruchen sie eine Einlage zweiter Ordnung?

Eine Einlage zweiter Ordnung und die Mitwirkung der Längseinlage können die Erhaltung des Betongefüges gegen Scherkräfte nur so weit sichern, als sie infolge der Formänderungen, zu denen sie vom Beton herangezogen werden, einen Teil der inneren Kräfte aufnehmen. Die Formänderungen, bei denen Querkkräfte das Gefüge des Betons zerstören, scheinen aber so gering zu sein, daß eine nennenswerte Wirksamkeit der Eisen vor der Lösung des Gefüges des Betons nicht eintritt; sowohl nach den reinen Scherversuchen als auch nach Biegungsversuchen werden die ersten Veränderungen des Betongefüges infolge von Querkräften durch eine Einlage kaum hinausgeschoben.

Das kann allerdings nur mit dem Vorbehalte angenommen werden, daß Messungen der Veränderung von Fasern, welche den Einlagen zweiter Ordnung gleichgerichtet sind, bisher nur selten ¹⁸⁷angenommen sind, und daher auch nur mit der Annäherung, wie sie der Vergleich von Bruchvorgängen gestattet.

Der Eisenbetonforschung liegt also heute vor allem die Frage des Verlaufs der Formänderungen in senkrechten Querschnitten des Betons und die der Kraftabgabe zwischen Beton und Eisen ob d. h. die Frage, in welcher Weise die Formänderung der beiden Stoffe von ihren Berührungsflächen ausgehend sich in die Massen beider Materialien verteilt; weiter die Frage der Beziehungen zwischen dem Verbunde an der Einbettungsfläche und der Zugdehnungsgrenze des Betons und endlich die Frage der Formänderungen des Betons in zur Stabachse geneigten Richtungen. Der Gebrauch und die Regeln des Baues werden dann zur Frage der zulässigen Grenzen Stellung zu nehmen haben.

Der Zufall hat den Eisenbetonbau geboren; bauliches Geschick, der glückliche Gedanke einer Rechnungsannahme und die Erfahrungen haben ihm ein weites Gebiet erobert; langsam folgte die Erkenntnis der Anwendung nach. Aber mit der wachsenden Ausdehnung seiner Aufgaben fordert der Eisenbeton von der Wissenschaft sichere Gesetze, die sich nicht aus den Grenzen des Gebrauches ableiten lassen, sondern die umgekehrt aus der Erkenntnis der Zusammenwirkung die Grenzen des Gebrauchs und ihre rechnerische Erfassung bestimmen müssen.

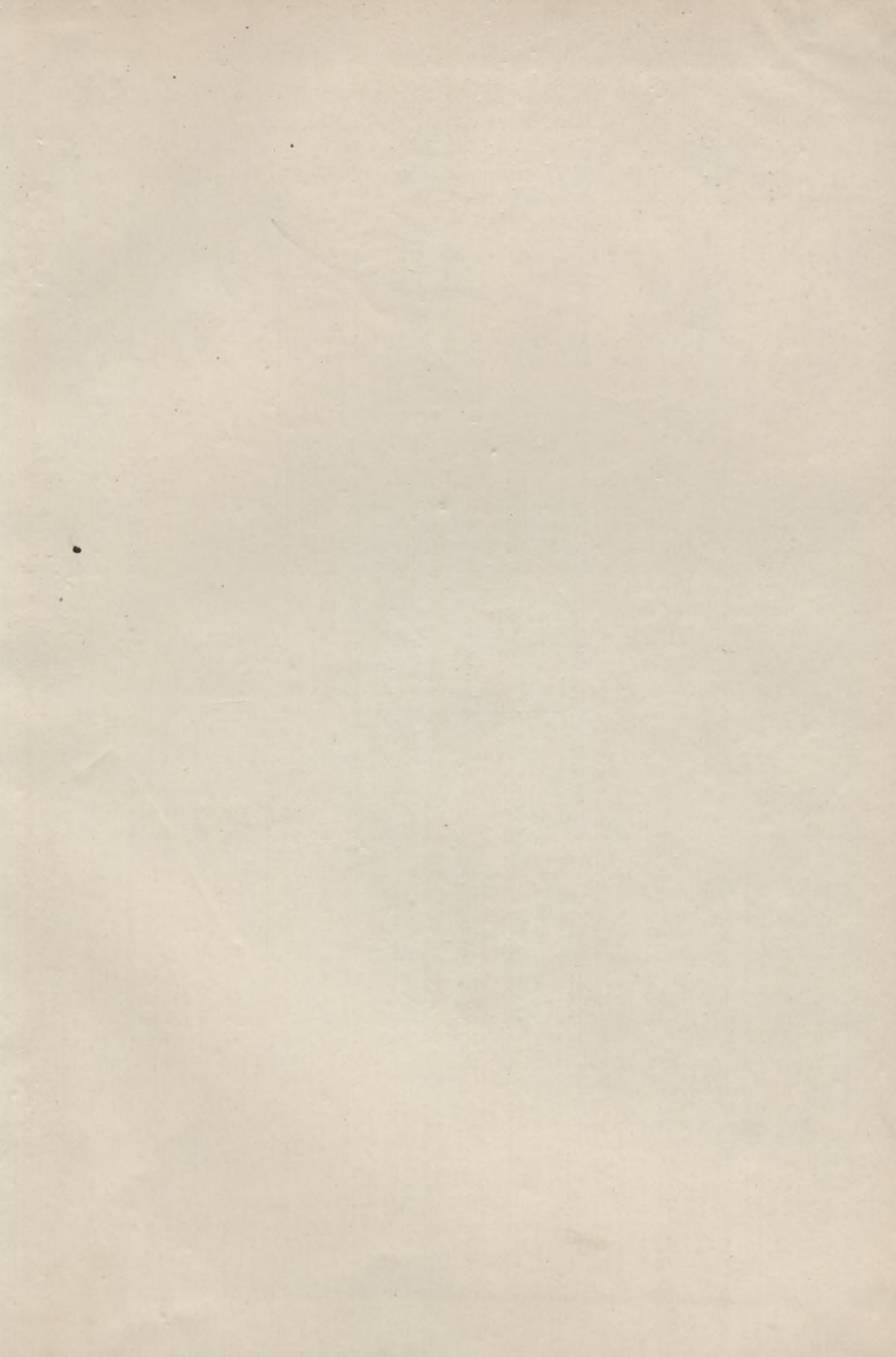
Soll der Versuch die Entwicklung des Eisenbetons wirksam fördern, so muß daher zuvörderst die Frage der Erhöhung der Bruchlasten durch die Bauart in Beton und Eisen ergänzt werden durch die Untersuchung der Formänderungen während einer genügenden Anzahl von Belastungen. Heute kann man aus den Versuchen dem allmählich gewordenen Erfahrungsbau und der angenommenen Rechnung wissenschaftliche Regeln noch nicht an die Hand geben. Man kann nur den Weg weisen, den die Forschung weiter zu gehen hat.

Quellenverzeichnis.

- v. Bach, *Versuche über den Gleitwiderstand einbetonierten Eisens*, Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1905, S. 124. Erweiterung, Berlin 1905. Mitteilungen über Forschungsarbeiten des Vereins deutscher Ingenieure, Heft 39.
- *Versuche mit Eisenbetonbalken*, Mitteilungen über Forschungsarbeiten des Vereins deutscher Ingenieure, Heft 39.
- *Zur Frage der Dehnungsfähigkeit des Betons mit und ohne Einlagen*. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, 1907, S. 1027.
- Breullie, *Über die Haftfestigkeit des Eisens im Beton*, Engineering News Bd. 51, Nr. 24, S. 561; Tonindustrie-Zeitung 1904, Bd. II, S. 1293.
- Bauschinger, *Versuche über die Haftfestigkeit des Betons am Eisen*, Tonindustrie-Zeitung 1905, S. 835.
- *Versuche an verschiedenen nach dem System Monier hergestellten Objekten*, München 1887; Berlin 1892.
- Coignet et Tédesco, *Du calcul des ouvrages en ciment avec ossature métallique*, Mémoires et compte rendu des travaux de la société des ingénieurs civils de France 1894, S. 287.
- Condron, *Tests of bond between concrete and steel*, Journal of the Western Society of Engineers 1907, Nr. 1 S. 100; Beton u. Eisen 1907, S. 47; Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1907 S. 166.
- Commission du ciment armé, *Expériences, rapports et propositions, instructions ministérielles relatives a l'emploi du béton armé*, Paris 1907.
- Considère, *Influence des armatures métalliques sur les propriétés des mortiers et bétons*, Le génie civil 1898 bis 99, 1, S. 213 u. f.; Beton u. Eisen 1905 S. 58, 125.
- Christophe, *Le Béton armé et ses applications*, Berlin 1905.
- Brik, *Zwei Bruchversuche mit Massivdecken*, Allgemeine Bauzeitung 1901, S. 19.
- v. Emperger, *Eine Reihe von Bruchversuchen mit Hochbaukonstruktionen*, Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines 1895, S. 224 ff..
- *Zur Theorie der verstärkten Betonplatte*, ebenda 1897, S. 351 ff.
- *Die Durchbiegung und Einspannung von armierten Betonbalken und -platten*, Beton u. Eisen 1902, Heft 4.
- *Über die Berechnung von beiderseits armierten Betonbalken*, Beton u. Eisen 1903, S. 181 ff.
- *Die Bruchursachen der betoneisernen geraden Träger*, Beton u. Eisen 1906, S. 35. (Versuch von Guidi.)
- *Die Rolle der Haftfestigkeit im Verbundbalken*, Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft 3, Berlin 1905.
- *Die Abhängigkeit der Bruchlast vom Verbunde*, Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Berlin 1905, Beton u. Eisen 1905, S. 307.
- Elskes, *Poutres en béton armé*, Beton u. Eisen 1903, S. 277.
- Feret, *Über die Klemmfestigkeit des Eisens im Beton*, Tonindustrie-Zeitung 1905, S. 988.
- *Étude expérimentale du ciment armé*, Paris 1906.
- Gehler, *Bruchprobe einer Hennebique-Brücke*, Deutsche Bauzeitung 1904, Zementbeilage S. 133.
- Haberkalt, *Über Versuche mit Verbundkörpern und deren wissenschaftliche Verwertung*, Deutsche Bauzeitung 1903, S. 341.
- Koenen, *Berechnung von Monierplatten*, Zentralblatt der Bauverwaltung 1886.
- *Die Ergebnisse der Probelastung durchgehender mit den unterstützenden Trägern zusammenhängender Platten*, Bericht über die X. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins, Berlin 1907.
- Kleinogel, *Untersuchungen über die Dehnungsfähigkeit des nicht armierten und armierten Betons*, Wien 1904, Beton u. Eisen 1905, S. 124; 1906 S. 17 ff., S. 132.
- *Zur Frage der Haftfestigkeit des Eisens im Beton*, Beton u. Eisen 1904, S. 227; Tonindustrie-Zeitung 1904, S. 1637.
- Karéjscha, *Die Anfänge des Eisenbetons in Rußland*, Beton u. Eisen 1905, S. 185 ff.

- Johnson, *The holding power of steel rods imbedded in concrete*, Beton u. Eisen 1903, S. 277.
- Johannsen, *Einiges über Belastungsproben*, Beton u. Eisen, S. 44.
- Labes, *Wie kann die Anwendung des Eisenbetons in der Eisenbahnverwaltung wesentlich gefördert werden?* Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, S. 327; Sitzungsbericht des Vereins für Eisenbahnkunde in Berlin vom 9. Oktober 1906 in Glasers Annalen für Gewerbe- und Bauwesen.
- Laverne, *Les travaux en ciment avec ossature métallique, le génie civil*, 1894—95, S. 23.
- Le béton armé, Bruch- und Abnahmeproben.*
- *Résistance du béton armé aux chocs répétés*, Le béton armé 1901, Nr. 39, S. 32.
- Liebau, *Die Klemmfestigkeit des Eisens im Zementmörtel*, Tonindustrie-Zeitung 1905, S. 715.
- Lanza, *Some recent tests in the Mass. Institute of technology*, Vol. 50 of the transactions of the American society of civil engineers, S. 483 ff. Beton u. Eisen 1903, S. 325; 1904 S. 39.
- Melan, *Über Biegebruchversuche mit Betonplatten*, Brünn 1899.
- Oswald Meyer, *Versuche über den Gleitwiderstand von Eisen- und Messingstäben in Betonkörpern*, Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, 1906, Heft 32.
- de Mollins, *Notice sur les planchers creux insonores*, Lausanne 1894.
- Mörsch, *Über den Gleitwiderstand und die Haftfestigkeit einbetonierten Eisens*, Deutsche Bauzeitung 1905, Zementbeilage S. 31.
- *Theorie der Betoneisen-Konstruktionen*, Bericht über die sechste Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins 1903.
- *Versuche über Schubspannungen in Beton-Eisenträgern*, Beton u. Eisen 1903, S. 261.
- *Die Schub- und Scherfestigkeit des Eisenbetons*, Beton u. Eisen 1906, S. 289.
- *Versuche über die Schubwirkung bei Eisenbetonträgern*, Deutsche Bauzeitung 1907, S. 207 ff.
- Mörsch und Wayss & Freytag, *Der Eisenbetonbau*, Stuttgart 1905.
- Möller, *Empirische Untersuchungen im Bauingenieurfach*, Deutsche Bauzeitung 1894, S. 600.
- *Untersuchungen an Plattenträgern aus Eisenbeton*, Berlin 1907.
- Nollenius, *Mitteilungen über Belastungsversuche mit Monierplatten*, Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins 1896, S. 6 und 1897, S. 561.
- Ostenfeld, *Das Gesetz von Considère im Lichte der Versuche Kleinlogels*, Beton u. Eisen 1905, S. 278; 1906, S. 132.
- Probst, *Das Zusammenwirken von Beton und Eisen*, Berlin 1906.
- Platt, *Die Erhöhung der Bahnsteige auf der Berliner Stadtbahn*, Organ für Fortschritte des Eisenbahnwesens 1903.
- Rabut, *Lois de déformations, principes de calcul et règles d'emploi scientifique du béton armé*, Le génie civil 1902, 2, S. 12.
- Rudeloff, *Ein Beitrag zum Studium der Festigkeitseigenschaften vom Beton mit Eiseneinlagen*, Mitteilungen aus dem Königlichen Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde-West 1904.
- Schaut-Breuille, *Some phenomena of the adhesion of steel and concrete*, Engineering News 1904, Bd. 51, S. 161; Tonindustrie-Zeitung 1904, S. 1293.
- Spitzer, *Über Versuchsergebnisse bei Erprobung von Beton und Betoneisenkonstruktionen*, Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins 1901, S. 665.
- Schüle, *Die Festigkeit und Formänderung von Verbundbalken*, Schweizerische Bauzeitung 1902; Beton u. Eisen 1903, S. 32 und 39.
- *Resultate der Untersuchung von armiertem Beton*, Zürich 1906.
- Sanders, *Belastungsproben mit doppelt armierten Betonplatten*, Beton u. Eisen 1903, Heft 5, S. 16.
- *Versuche mit Platten*, Beton u. Eisen 1902, Heft 4, S. 37.
- *Vergleichende Proben mit T- und L-förmigen Verbundbalken*, Beton u. Eisen 1903, S. 27.
- Spofford, *Tests upon the bond of union between concrete and steel*, Beton u. Eisen 1903, S. 274.
- Talbot, *Tests of reinforced concrete beams*, Engineering News 1904, Bd. 52, S. 122.
- Thacher, *Are end stirrups an advantage in concrete-steel beams*, Beton u. Eisen 1903, S. 274.
- v. Thullie, *Neue Versuche mit Hennebique-Trägern in Lemberg*, Beton u. Eisen 1903, S. 40.
- *Die Schubspannungen in Betoneisenträgern*, Beton u. Eisen 1903, S. 117 ff., 331.
- *Die Bruchursachen der betoneisernen geraden Träger*, Beton u. Eisen 1905, S. 195.
- Turneaure, *Tests on reinforced concrete beams*, Engineering News 1904, Bd. 52, S. 213.
- Vautier, *Poutres en béton armé*, Beton u. Eisen 1903, S. 275.
- Wayss, *Das System Monier in seiner Anwendung auf das gesamte Bauwesen*, Berlin 1887.
- van de Wijnpersee, *Empirische Gegevens betreffende toepassing van cementbeton-ijzer voor vloeren en balklagen*, De ingenieur 1899, S. 302.
- Zipkes, *Die Scher- und Schubfestigkeit des Eisenbetons*, Berlin 1905.

S. 61



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000298914