

*Grünh. 11/303*  
*Dr.*

*115*  
*Reg.-u. Ver. Grasso*

# Das System Visintini

*Dr. Grünh.*

sowie

Einige Versuche mit diesen  
Gitterbalken aus Eisenbeton

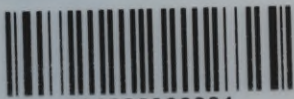
Sonder-Abdruck aus „Beton & Eisen“

1903, Heft III

190

Wien 1903

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300001

# Das System Visintini

neue Versuche

## Gitterbalken aus Eisenbeton

von  
F. M. 2617

Verlag von Julius Springer in Wien

Wien 1903

Verlag von Julius Springer  
in Wien

xxx  
536



# Das System Visintini

sowie

einige Versuche

mit diesen

## Gitterbalken aus Eisenbeton.

*F. Nr. 26264*

---

*Sonder-Abdruck aus „Beton & Eisen“ 1903, Heft III.*

---



**Wien 1903.**

Verlag von Visintini & Weingärtner  
ZÜRICH.

XXX  
536

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

1131173

Druck von R. Spies & Co. in Wien.

Akc. Nr. 2232/49

## Das System Visintini.

Zu den mannigfachen bestehenden und neuesten Oberbodenkonstruktionen ist kürzlich noch eine hinzugekommen, die sich jedoch in grundlegender Weise von den bis jetzt bekannten unterscheidet und mit ihnen nur das Bestreben gemeinsam hat, eine schalldichte und gerade Decke zu schaffen. Das System kann am besten als ein fertig in Handel kommender Balken aus Eisenbeton bezeichnet werden.

Damit hat der Eisenbeton sich wieder ein neues Gebiet erschlossen und macht dem Holzbalken und dem gewalzten Träger, indem er sich seine Vorteile zu eigen macht, deren ureigenste Domäne streitig. Gerade dieser Fortschritt ist uns eine neue Probe für die Entwicklungsfähigkeit des Eisenbetons, denn augenfälliger und eindringlicher kann man die Fortschritte der Technik sich nicht vor Augen führen, als wenn man nur das überblickt, was in der letzten kurzen Spanne Zeit im Eisenbetonbau geschaffen wurde.

In historischer Hinsicht sei zunächst festgestellt, daß die neue Konstruktion mit den in Amerika weitverbreiteten Terracottaböden wahlverwandt ist, und ist es nicht ohne Interesse, daß diese Bauweise wieder um 1870 Hohlkörpern aus Kunststein nachgebildet wurde\*). Auch diese Terracottaböden unterscheiden sich in zwei Gruppen: mit Aussparungen in der Trägerachse (endconstruction) und mit Röhren senkrecht darauf (sideconstruction). Es beschränkt dort natürlich das spröde Material die Herstellung, die sich aus einzelnen Blöcken zusammensetzt, auf Bögen ohne Stich von geringer Spannweite, circa 1·5 m, bei denen man schon zeitlich — 1893 — durch Einlegen von Zugdrähten

\*) Siehe „Past and present of terracottaconstruction“ Trans. A. S. C. E. 1895.

und voutenartiger Querschnittsanordnung einen größeren trägerartigen Widerstand zu geben versuchte. Es sind das Konstruktionen, die aber erst viel später offiziell erfunden wurden und erst jetzt durch den armierten Beton in die Praxis weiter Eingang gefunden haben.

Auch die fertigen Balken aus Eisenbeton werden nach zweierlei Methoden hergestellt. Wir finden die erstere mit Röhren nach der Längsachse des Trägers in der Tafel X, wo die Figuren 9, 10 und 11 dem System Siegwart gewidmet sind. Die Lösung dieser Frage war dann als gelöst zu bezeichnen, als es Siegwart gelungen war, eine entsprechende Maschinerie zu erstellen, die zu der Verfertigung, man könnte sagen, zum Walzen dieser langen Röhren ge-

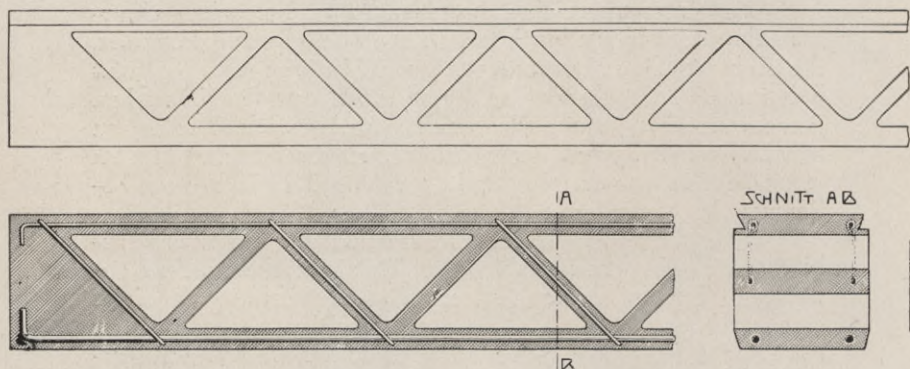


Fig. 1.

eignet ist. Es sei noch der Vollständigkeit wegen erwähnt, daß andere Erfinder, wie z. B. der Amerikaner De Mann, ihrem Träger einen Doppel-T-Querschnitt geben.

Im System Visintini sind nun diese Hohlräume in die Querrichtung gelegt, so daß das Ganze zu einem Gitterträger ausgestaltet ist. In Bezug auf Gewichtersparnis und Anpassungsfähigkeit halten sich die zitierten Systeme so ziemlich das Gleichgewicht. Der hervorstechende Vorteil des Systems Visintini liegt zunächst auf dem Gebiet der Fabrikation, die geradezu eine primitive genannt werden kann.

Die in Fig. 1 dargestellten Balken werden mit einer Seite nach unten zwischen zwei Brettern, deren Abstand und Abschluß gesichert ist, in der Weise gegossen, daß man in entsprechenden Absätzen eingießt und die dem 20 cm breiten Balken gewöhnlich zugewiesenen zwei Eisengitter zwischen hinein versenkt, nachdem man die Hohl-



räume durch Aufstellung der Dreiecksformen gesichert hat. Die Entfernung dieser Formen geschieht bald nach dem Abbinden des Zements, also je nach der Witterung circa einer Stunde. Es ist also möglich, mit diesen für die Haupttypen solcher Träger in Vorrat hergestellten Formen als einzige Anschaffung eine fortlaufende Fabrikation zu erzielen. Die Balken sind nach zwei Wochen transportfähig. Die Übernahmsversuche, die übrigens auch schon mit gutem Erfolg nach drei Wochen vorgenommen wurden, finden frühestens nach 6—9 Wochen statt, da der hiezu verwendete Beton 1:3 solche kurze Termine gestattet.

Wir werden an anderer Stelle diese Versuche eingehend beschreiben und begnügen uns daher hier, auf dieselben zu verweisen.

Hier sei noch durch einige Bilder, Fig. 2 u. 3, die Verwendungsmöglichkeiten dieser Balken dargestellt, die sich an ihrer äußeren Erscheinung, wie ja auch sonst der Eisenbeton an den Holzbau anlehnen, und nur dort, wo die gitterartige Ausbildung wie bei der Treppe oder der Säule sichtbar wird, an den Eisenbau erinnern. Was die Vorteile dieser Bauweise kennzeichnet, läßt sich wie folgt zusammenfassen:

1. Größte Einfachheit der Gußform, also geringe Kosten einer Fabrikanlage.

2. Die Möglichkeit der Verlegung der Fabrikation in die Nähe der fraglichen Gebäude, um an Transportkosten zu sparen.

3. Bequemes Handhaben beim Versetzen.

4. Jenes Minimum von Mörtel im Verband der einzelnen Träger nebeneinander, das bei dieser nebensächlichen Fixierung zur Erreichung eines gemeinsamen Tragens nötig erscheint, wobei sich Reibung, Adhäsion und das Eindringen des Mörtels in die Querhohlräume glücklich kombinieren“.

5. Einfacher Ersatz beschädigter Teile und leichte Herstellung von Anschlußkonstruktionen, sowie die Anbringung selbst nachträglicher Auswechslungen.“

6. Die Sicherung der Deckendekoration gegen Zerstörung durch Sprünge.

7. Die Verwendbarkeit der so geschaffenen Luftröhren zu nach oben wirkenden Heizkanälen und zur Unterbringung von Leitungen ohne Zerstörung der Mauern, resp. der darauf angebrachten Dekorationen.

„Im allgemeinen kann man diesen Systemen Folgendes nachsagen:

a) Mit Bezug auf die Frage der Bauorganisation.

1. Kann man die angelieferten Stücke auf ihre Güte und Tragfähigkeit einer Übernahmsprobe unterziehen.
2. Kann man mit den angelieferten Stücken bei Erreichung der betreffenden Gleiche den Oberboden rasch herstellen, ohne die Fortsetzung der Maurerarbeiten zu unterbrechen.
3. Kann man die so gebauten Oberböden gleich und ohne störendes Gerüst in Benützung nehmen, die Herstellung der inneren Ausstattung beginnen, da die Bestandteile vollkommen trocken geliefert werden

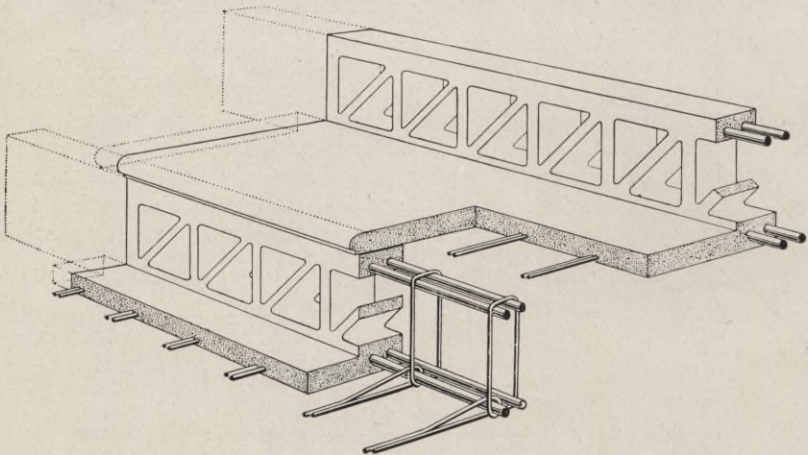


Fig. 2. Treppe nach Visintini.

b) Mit Bezug auf die Herstellung in einer besonderen Fabrik:

4. Geschieht die Herstellung der Stücke immer von geschulten Leuten und unter fachgemäßer Aufsicht in der betreffenden Fabrik.
5. Kann der Beton durch eine entsprechend lange feuchte Lagerung jene Eigenschaft erlangen, die man bei ihm beim Bau bloß voraussetzt, obwohl er dem Austrocknen durch Luftzug und Hitze ausgesetzt bleibt. Dieser Umstand ist für die Adhäsion und Wirksamkeit der Eisen von erster Bedeutung.
6. Bleiben die Balken gegen die nachteiligen Folgen, herrührend vom Setzen des Mauerwerks und zu frühem Ausschalen u. s. w. geschützt, die bei jungem Beton besonders gefährlich sind.

7. Geschieht die Wahl von Sand und Kies auf Grund einer eingehenden Erfahrung mit den von der Fabrik gekannten Sorten.
8. Dasselbe gilt bezüglich des Zementes und des Mischungsverhältnisses, sowie der dabei notwendigen Proben.<sup>4</sup>

Es sei schließlich erwähnt, daß die vorzügliche Eignung dieser Bauweise für leichte Lasten schon dazu geführt hat, sie für einige leichte Fußgängerbrücken in Aussicht zu nehmen. Die eigentliche Domäne ihrer Entwicklung

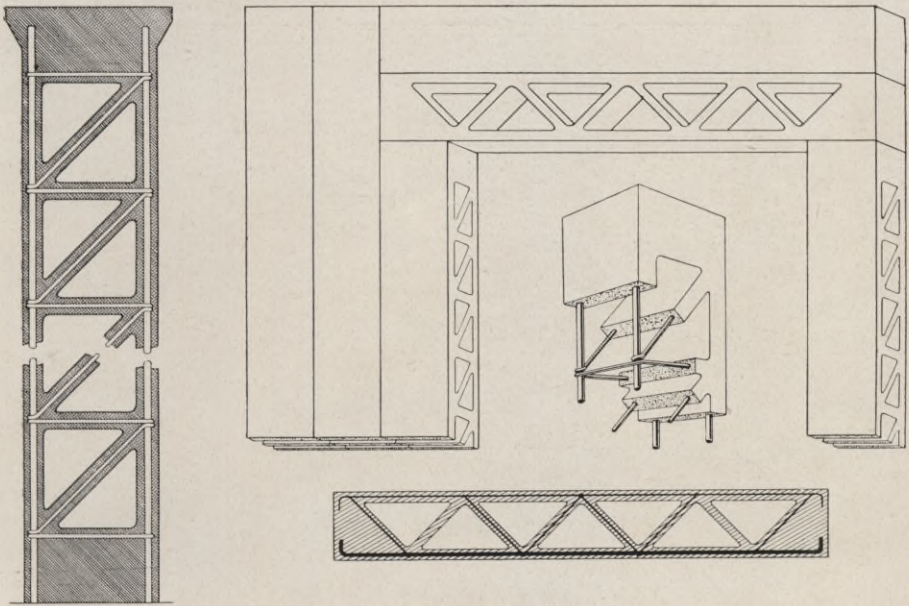


Fig. 3. Fachwerksbau nach Visintini.

liegt jedoch im Wohnhausbau, in dem sie uns für die nächste Zukunft eine Umwälzung bringen dürfte und wo sie von allen beteiligten maßgebenden Faktoren im Interesse der Solidität, Feuersicherheit, Reinlichkeit und vieler anderer praktischen Vorteile mit offenen Armen aufgenommen werden sollte.

Wir schließen diesen kurzen Hinweis mit folgender von Visintini aufgestellten Tabelle, die uns ähnlich wie bei I-Trägern eine Übersicht über die zu wählende Abmessung gibt und zugleich als ein Maßstab für die Anpassungsfähigkeit des Systems gelten kann.

### Tabelle für Betoneisen-Gitterträger, System Visintini,

Alle 20 cm breit. Berechnet für eine Nutzlast von 250 kg pro m<sup>2</sup>, einer zehnfachen Sicherheit im Beton und einer vierfachen im Eisen.

| Profil-Nr.-Höhe | Dimensionen |           |        |            | Höhe zwischen den Schwerpunkten der Eiseneinlagen <i>h</i> | Knotenpunktsentfernung <i>a</i> | Anzahl der Felder <i>n</i> | Eigengewicht pro lfd. m | Eigengewicht + Nutzlast <i>g</i> | Betonquerschnitt des Obergurtes + 1 Eiseneinlage à 4 mm | Eiseneinlage im Untergurt |
|-----------------|-------------|-----------|--------|------------|--|---------------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------------|---|---------------------------|
|                 | Obergurt    | Untergurt | Rippen | Spannweite |  |                                 |                            |                         |                                  |   |                           |
|                 | in cm       |           | m      |            |  |                                 |                            |                         |                                  |   |                           |
| 15              | 2·5         | 2·5       | 1·5    | 2·00       | 12·5   | 25                              | 8                          | 33                      | 83                               | 51  | 7                         |
| 15              | 2·5         | 2·5       | 1·5    | 2·50       | 12·5   | 25                              | 10                         | 33                      | 83                               | 51  | 8                         |
| 15              | 2·5         | 2·5       | 1·5    | 3·00       | 12·5   | 25                              | 12                         | 33                      | 83                               | 51  | 9                         |
| 15              | 2·5         | 2·5       | 1·5    | 3·50       | 12·5   | 25                              | 14                         | 33                      | 83                               | 51  | 11                        |
| 18              | 2·5         | 2·5       | 1·5    | 3·72       | 15·5   | 31                              | 12                         | 34                      | 84                               | 51  | 10                        |
| 18              | 2·5         | 2·5       | 1·5    | 4·03       | 15·5   | 31                              | 13                         | 34                      | 84                               | 51  | 11                        |
| 18              | 2·5         | 2·5       | 1·5    | 4·34       | 15·5   | 31                              | 14                         | 34                      | 84                               | 51  | 12                        |
| 18              | 2·5         | 2·5       | 1·5    | 4·65       | 15·5   | 31                              | 15                         | 34                      | 84                               | 51  | 13                        |
| 18              | 2·5         | 2·5       | 1·5    | 4·96       | 15·5   | 31                              | 16                         | 34                      | 84                               | 51  | 14                        |
| 21              | 3·0         | 3·0       | 2·0    | 5·04       | 18   | 36                              | 14                         | 39                      | 89                               | 61  | 14                        |
| 21              | 3·0         | 3·0       | 2·0    | 5·40       | 18   | 36                              | 15                         | 39                      | 89                               | 61  | 15                        |
| 21              | 3·5         | 3·0       | 2·0    | 5·68       | 17·75  | 35·5                            | 16                         | 41                      | 91                               | 71  | 16                        |
| 21              | 3·5         | 3·0       | 2·0    | 6·035      | 17·75  | 35·5                            | 17                         | 41                      | 91                               | 71  | 17                        |

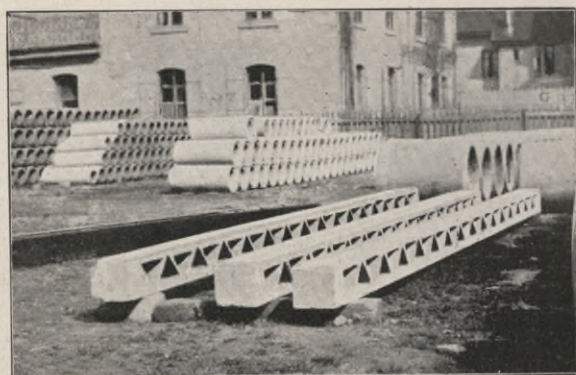


Fig. 4. Lager von fertigen Balken.

## Einige Versuche mit Gitterbalken, System Visintini.

Mit Bezug und als Ergänzung der vorstehenden kurzen Beschreibung dieser neuen Bauweise seien hier in kurzer Darlegung eine Reihe von Versuchen angeführt, die von den Baubehörden in Zürich, Wien und Berlin behufs Feststellung ihrer Brauchbarkeit gemacht wurden und deren Resultat ebenso bemerkenswert wie zufriedenstellend genannt werden kann.

I. Belastungsprobe des Hochbauamtes Zürich am 12. Mai 1903. (Fig. 1.)



Fig. 1 mit 2700 kg/m<sup>2</sup>.

A) Bauausführung. Auf zwei etwa 90 cm hohe Backsteinmauern wurden drei Betoneisen-Gitterträger nebeneinander gelegt. Die Konstruktion dieser Träger ist aus beiliegender Abbildung ersichtlich.

Die Fugen zwischen den Balken wurden mit Mörtel aus 1 Raumteil Zement + 1 Raumteil scharfem Sand ausgegossen.

Die Balken hatten ein Alter von neun Wochen und wurde der Aufbau der Decke selbst am 1. Mai 1903 vorgenommen.

Gesamte Länge der Träger 6·20 m; freie Länge 6 m, Breite 60 cm, ganze Höhe 21 cm, Rundeisen im Untergurt 15 mm.

B) Versuchsausführung. Zur Erzielung gleichmäßiger Lastverteilung wurde die Decke mit einer etwa 3 cm hohen Sandschicht bedeckt.

Darauf wurden Roheisenbarren, deren Gewichte vorher festgestellt waren, möglichst gleichmäßig aufgepackt; da das vorhandene Eisen nicht genügte, wurde hierauf mit Zementsteinen weiter belastet.

Von Zeit zu Zeit wurde die Durchbiegung der Decke mittels eines Hebels von zehnfacher Übersetzung festgestellt, und zwar wie folgt:

Eigengewicht 36 kg pro lfd. m

| Gesamte Belastung in kg | Nutzlast kg/m <sup>2</sup> | Durchbiegung in mm | Gesamte Belastung in kg | Nutzlast kg/m <sup>2</sup> | Durchbiegung in mm |
|-------------------------|----------------------------|--------------------|-------------------------|----------------------------|--------------------|
| 565                     | 157                        | 0·50               | 137                     | 35                         | 1·50*)             |
| 1042                    | 300                        | 1·00               | 3450                    | 960                        | 13·00              |
| 1529                    | 425                        | 2·00               | 4025                    | 1120                       | 14·50              |
| 2019                    | 660                        | 4·50               | 4540                    | 1260                       | 16·25              |
| 2506                    | 700                        | 7·25               | 5085                    | 1400                       | 19·25              |
| 3026                    | 840                        | 9·50               | 5630                    | 1560                       | 21·50              |
| 3450                    | 900                        | 12·00              | 6165                    | 1700                       | 24·00              |
| 3450                    | 900                        | 12·50*)            | 6676                    | 1850                       | 25·50              |
| 137                     | 35                         | 2·00**)            | 7139                    | 1950                       | 27·00              |
| 137                     | 35                         | 1·50*)             | 7484                    | 2080                       | 28·50              |
|                         |                            |                    | 7894                    | 2180                       | 30·25              |
|                         |                            |                    | 8451                    | 2350                       | 33·25              |
|                         |                            |                    | 9021                    | 2500                       | 36·50              |
|                         |                            |                    | 9706                    | 2700                       | Fig. 1, lang-      |

\*) 10 Min. später  
 \*\*) Entlastet bis auf die Sandschicht

Fig. 1, lang-sames Einsinken und Bruch

Zu diesem Resultat wäre zu bemerken, daß die Widerlagsmauern einer Kontrolle ihrer Nachgiebigkeit nicht unterzogen wurden und wir deshalb von einer wissenschaftlichen Behandlung dieses Resultates absehen, obwohl auch diese Form hinreichend als Beweismittel für ausnehmend regelmäßige Durchbiegungserscheinungen gelten kann. Von Interesse ist die Bruchlast, weil sie uns als eine Grundlage für ein Urteil dienen kann, ob und inwieweit der so hergestellte Steg als ein vollkommener Ersatz für eine

volle Platte derselben Abmessungen dienen kann. Das Bruchmoment dieser Träger war  $\frac{(9706 + 6 \times 36)600}{8} = 744.150$ ; reduzieren wir diese Zahl auf die Normalplatte von  $b = 1 \text{ cm}$   $d = 10 \text{ cm}$ , so ist hier, da  $b = 60$ ,  $d = 19.75$  durch  $\frac{b d^2}{100} = 234$  zu dividieren und es ergibt dies ein Bruchmoment  $M_o = 3170$ .

Wir finden diese Zahl in Fig. 1 auf Seite 182 \*) eingetragen, die uns eine Darstellung der theoretisch verlangten und praktisch erzielten Bruchmomente gibt und sehen, daß also diese so erzielte Festigkeit sich als ein reiner Gewinn der durch diese Ausnehmung erzielten Gewichtsverminderung darstellt, und daß ein Betonklotz von dieser Masse für die Festigkeit der Platte als Verbindung des Unter- und des Obergurtes nicht nötig ist, vielmehr daß ein richtig gebauter Gitterträger in seiner Festigkeit mit einer vollen Platte zum mindesten gleichgestellt werden kann.

Dieser Vergleich führt zunächst dazu, zu sagen, daß die einfachste Art der Berechnung für so eine Gitterträgerplatte jene der einfach armierten vollen Platten ist, eine Methode, die schon deshalb gefahrlos ist, weil es sich bei der Annahme eines einerseits etwas größeren Widerstandsmomentes, andererseits eines größeren Eigengewichtes als tatsächlich vorhanden nur um kleine, nicht ins Gewicht fallende Unterschiede handelt. Wenden wir diese Methode gleich hier an. Das Rundeisen im Untergurt war  $15 \text{ mm}$ , also  $F_e = 6 \times 1.76 = 10.56 \text{ cm}^2$  und für  $b = 60 \text{ cm}$ ,  $f_e = 0.176$ ,  $\frac{f_e}{d} = \frac{0.176}{19.75} = 0.9\%$  ferner  $\nu f_e = 1.76$ , da mit Rücksicht auf die hier übliche fette Mischung  $\nu = 10$  gewählt werden muß. Es ist ferner  $\zeta = 19.75 + 1.76 - \sqrt{1.76 \times 41.26} = 12.99$  und somit  $W = \frac{\zeta + 2d}{3} F_e = 184$  und die rechnerische Bruchspannung  $\sigma_e = \frac{744.150}{184} = 4050 \text{ kg/cm}^2$ , also eine Zahl, wie sie so eine Platte nur unter den günstigen Verhältnissen ergibt, da die gleichzeitig erprobten Eisen eine Zerreißfestigkeit von  $4100 \text{ kg/cm}^2$  gezeigt haben.

Es ist von Interesse festzustellen, welche zulässige Last sich bei der sonst in diesem Gebiet oft gebrauchten dreifachen Sicherheit ergeben würde!

II. Belastungsprobe des Stadtbauamtes Wien in Leopoldau am Werkplatz der Firma E. Ast & Co. (Fig. 2, 3 und 4.)

\*) „Beton & Eisen“ 1903, Heft III.

A) Bauausführung. Die gesamte Länge der Balken betrug 6,2 m, die Spannweite 6,01 m, die lichte Weite 5,81 m. Die Breite des aus fünf Trägern bestehenden Objektes 1,02 m. Die Gesamthöhe betrug 24 cm. Der Obergurt war 3,5 cm stark und hatte 7 mm Rundeisen. (In der folgenden Rechnung ist des ungünstigeren Falles wegen 4 cm angenommen, umsomehr als die Ausführungen kleine Abweichungen gezeigt haben, die aber auf das Endresultat ohne viel Belang sind.) Der Untergurt 3 cm und hatte 16 mm Rundeisen. Die Rippen waren 2,5 cm stark und so weit nötig mit 5 mm Drähten armiert.

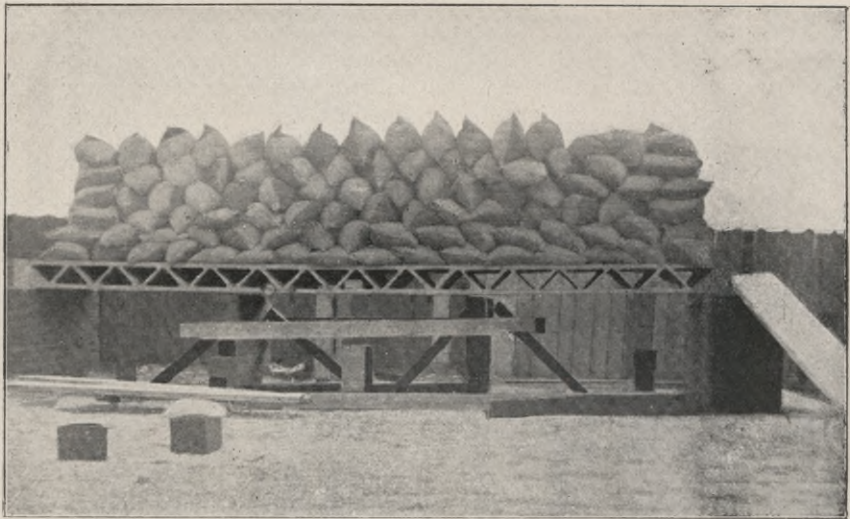


Fig. 2. Ansicht von Punkt III mit 1650 kg/m<sup>2</sup>.

Die Herstellung geschah aus Mörtel 1:3, leider manchmal noch fetter, was sich am fertigen Objekte an häufig auftretenden oberflächlichen Schwindrissen kennzeichnete. Für den statischen Effekt kann diese überschüssige Menge Zement nur eine ungünstige Wirkung gehabt haben.

Die Herstellung der Träger fand am 10. April 1903 statt. Das Objekt wurde am 22. April fertiggestellt und erfolgte die Probe am 25. und 26. Mai, also bei einem Alter von 6<sup>1</sup>/<sub>2</sub> Wochen.

B) Die Versuchsausführung. Als Belastungsmaterial fanden Säcke, deren Gewicht mit 49,5 kg bestimmt wurde, Verwendung.



Die hiebei gemachten Beobachtungen sind die folgenden, wobei die beiden Widerlager mit I und II, die beiden Seiten der Träger mit III und IV bezeichnet werden sollen; das Eigengewicht des Trägers betrug  $191 \text{ kg/m}^2$ , resp.  $230 \text{ kg}$  im ganzen für einen der  $20 \text{ cm}$  breiten Träger. Es ist dies ein Gewicht, wie es schon vier Arbeiter handhaben können.

Seitens des Wiener Stadtbauamtes leitete Herr Ingenieur Hartl den Versuch, der die Richtigkeit der in der nachstehenden Tabelle enthaltenen Daten zu bestätigen die Güte hatte.

Versuch am 25. Mai 1903.

| Belastung       |               | Widerlager-<br>verdrehung |      |       | Senkung         |      | Durchbiegung |       |                         | Mantel'scher<br>Apparat         |                                  |  |  |
|-----------------|---------------|---------------------------|------|-------|-----------------|------|--------------|-------|-------------------------|---------------------------------|----------------------------------|--|--|
| $\text{kg/m}^2$ | Totale        | I                         | II   |       | I               | II   | III          | IV    | Mittel<br>ohne<br>Senk. | III                             | IV                               |  |  |
|                 |               | Bogen-<br>sekunden        |      | Mitte | mm              |      | mm           |       |                         | Beton<br>Meß-<br>länge<br>196mm | Eisen<br>Meß-<br>länge<br>164 mm |  |  |
| 0               | 0*)           |                           |      |       |                 |      |              |       |                         |                                 |                                  |  |  |
| 400             | 2.350         | 360                       | 580  | 480   | 1·0             | 1·0  | 3·5          | 4—    | 3·75                    | 1·0                             | 5·4                              |  |  |
| 800             | 4 700         | 1030                      | 1240 | 1135  | 2·15            | 1·7  | 10·3         | 6·9   | 8·6                     | 6·3                             | 8·4                              |  |  |
| 400             | 2.350         | 570                       | 900  | 735   | 1·8             | 1·4  | 8·2          | 6·8   | 7·5                     | 6·2                             | 6·6                              |  |  |
| 0               | 0             | 310                       | 520  | 415   | —               | —    | —            | —     | —                       | 5·5                             | 3·5                              |  |  |
| nach<br>10Min.  | 0             | 310                       | 520  | 415   | 1·1             | 0·8  | 5·3          | 6·8   | 6·0                     | 5·5                             | 3·0                              |  |  |
| 0               | 0             | —                         | —    | —     | neu eingestellt |      |              |       |                         |                                 |                                  |  |  |
| 268             | 1.584         | 540                       | 730  | 635   | 0·3             | 0·3  | 1·9          | 1·9   | 1·6                     | 0·2                             | 1·7                              |  |  |
| 0               | 0             | 390                       | 520  | 455   | 0·1             | 0·1  | 0·7          | 0·7   | 0·6                     | 0·15                            | 0·2                              |  |  |
| 268             | 1.584         | 590                       | 800  | 695   | 0·45            | 0·45 | 2·0          | 2·5   | 1·7                     | 0·2                             | 2·0                              |  |  |
| 535             | 3.168         | 900                       | 1080 | 990   | 0·8             | 0·75 | 4·3          | 4·7   | 3·7                     | 1·4                             | 4·8                              |  |  |
| 803             | 4.752         | 1250                      | 1420 | 1335  | 1·3             | 1·35 | 6·9          | 7·2   | 5·7                     | 3·7                             | 7·3                              |  |  |
| 1071            | 6.336         | 1700                      | 1860 | 1780  | 2·15            | 2·35 | 9·9          | 10·5  | 7·9                     | 6·9                             | 10·0                             |  |  |
| 1339            | 7.920         | 2140                      | 2280 | 2210  | 3·0             | 3·3  | 13·15        | 14·2  | 10·5                    | 10·5                            | 12·9                             |  |  |
| 1607            | 9.504         | 2630                      | 2740 | 2685  | 4·3             | 4·6  | 16·8         | 18 15 | 13·0                    | 14·1                            | 15·6 <sup>1)</sup>               |  |  |
| 1874            | 11.088        | —                         | —    | —     | 5·4             | 6·2  | 21·0         | 22·4  | 15·9                    | 15·7                            | 18·2                             |  |  |
| 2142            | 12.672        | —                         | —    | —     | 6·4             | 7·1  | 23·7         | 26·5  | 18·3                    | —                               | —                                |  |  |
| 2410            | 14.256        | —                         | —    | —     | 7·9             | 8·5  | 27·9         | 32·1  | 21·7                    | —                               | —                                |  |  |
| 2460            | 14.553<br>**) | —                         | —    | —     | 9·0             | —    | —            | 38·0  | —                       | —                               | —                                |  |  |

\*) Begonnen um 2 Uhr 31 Min.

\*\*\*) Geschlossen um 4 Uhr 30 Min.

1) Deutlich sichtbare Haarrisse über die ganze Trägermitte im Untergurt (Fig. 2).

Fortsetzung des Versuches am 26. Mai 1903.

Der Balken wurde unter der Last von  $15 \text{ t}$  ( $2460 \text{ kg/m}^2$ ) bis nächsten Tag 3 Uhr 30 Min. belassen und so dem Wunsche

des Stadtbauamtes entsprechend einer ganz außergewöhnlichen Dauerbelastung unterzogen. Beim Objekt wurde zu der erwähnten Zeit eine Durchbiegung festgestellt von *mm*:

|                        | III    | IV | im Mittel    |
|------------------------|--------|----|--------------|
| 15.000 <i>kg</i>       | 60     | 74 | 67 <i>mm</i> |
| völlig entlastet       | 30     | 36 | 33 "         |
| neu belastet mit 4.480 | 48     | 45 | 46.5 "       |
| 8.638                  | 49     | 56 | 52.5 "       |
| 10.422                 | 51     | 56 | 53.5 "       |
| 12.400                 | 56     | 61 | 58.5 "       |
| 14.430                 | 75     | 76 | 75.5 "       |
| 14.974                 | 100 *) | —  | — "          |

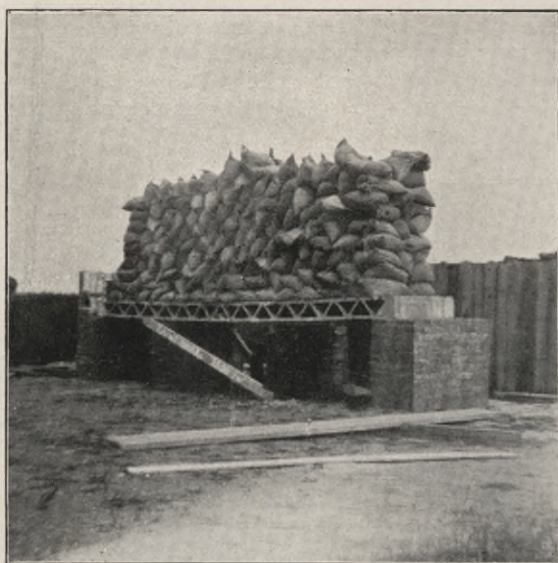


Fig. 3. Ansicht von Widerlager II mit 2500  $\text{kg}/\text{m}^2$ .

Wir wollen nun daran gehen, die maßgebenden statischen Größen für Verdrehung, Spannung und Durchbiegung nach den an anderer Stelle gegebenen Grundsätzen zu berechnen und untersuchen, inwieweit der Träger diesen Anforderungen entsprochen hat. Wir wollen ebenso wie dort die einzelnen Stadien I, II *a* und II *b* unterscheiden. Eine genaue Rechnung mit Bezug auf die Gurte erfährt bei einem solchen Gitterträger nur insofern eine Änderung

\*) Bei Erreichung dieser Durchbiegung sitzt der Träger auf dem unter demselben angebrachten Gerüst auf.

als man durch Gleichstellung der im Schwerpunkt der Zug- und Druckzone angreifenden Kräfte die Lage der neutralen Achse wie folgt ermittelt.

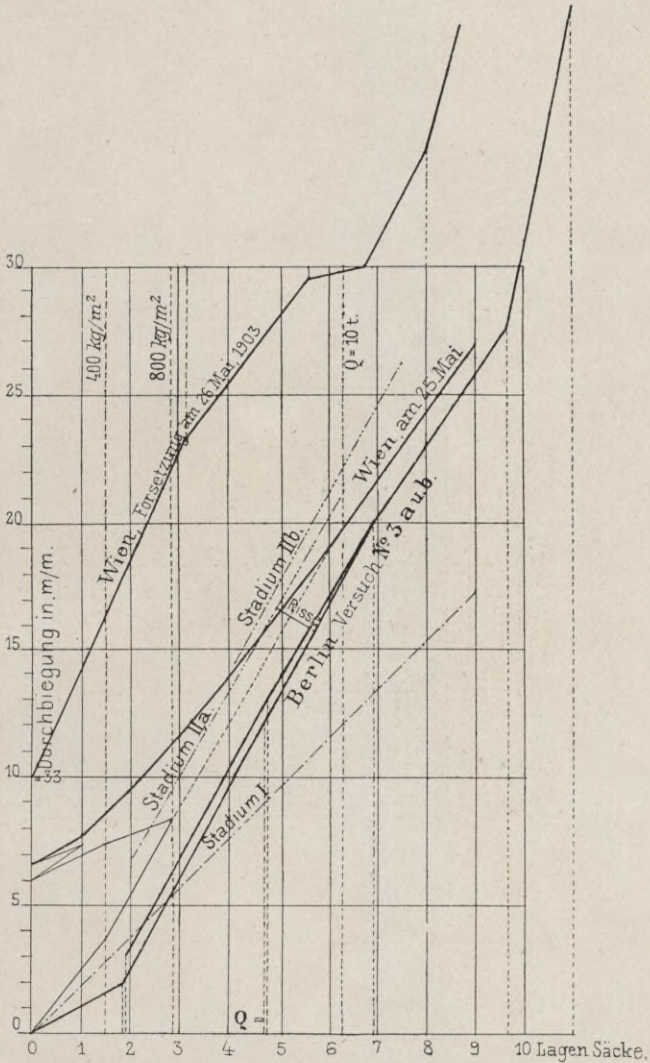


Fig. 4. Das Durchbiegungs-Diagramm für Wien und Berlin.

Es ist hierbei dieser Schwerpunkt als identisch für Eisen und Beton in die Mitte der Gurtungen verlegt worden und beträgt demnach diese Schwerpunktentfernung in

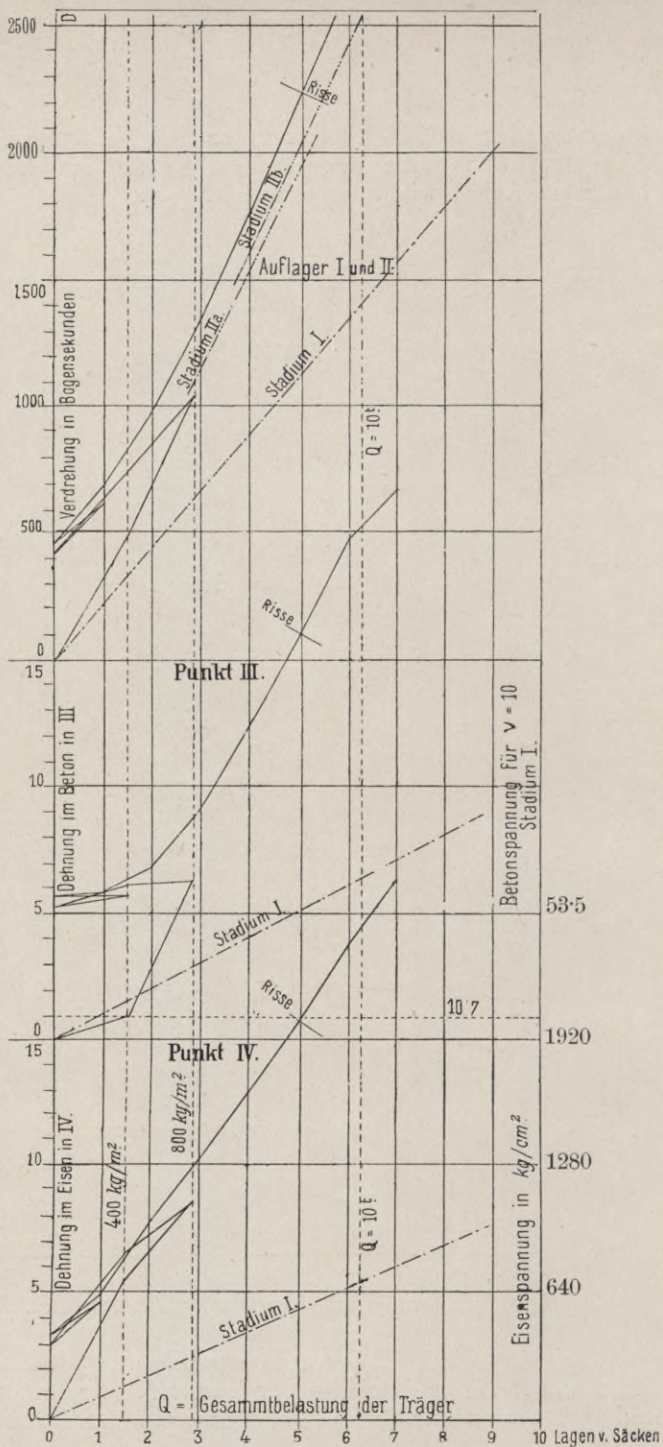


Fig. 5. Diagramme Wien vom 25. Mai 1903.

unserem Falle  $H = 24 - \frac{4}{2} - \frac{3}{2} = 20.5 \text{ cm}$ . Es ist der Abstand der neutralen Achse vom Zugschwerpunkt

$$\zeta = H \frac{\text{Druckfläche des Obergurtes}}{\text{Gesamtfläche der beiden Gurte}}$$

**I. Stadium:** Mitwirkung des gesamten Querschnittes.

$$\nu = 10, E_b = 210.000.$$

$$\text{Druckgurt } F_b = 100 \times 4 \text{ cm}^2, F_e = 10 \times 0.385 = 3.85 \text{ cm}^2, f_e = 0.0385, \nu f_e = 0.385.$$

$$\text{Gesamt-Druckfläche} = 100 \times 4.385.$$

$$\text{Zuggurt } F_b = 100 \times 3 \text{ cm}^2, f_e = 0.2, \nu f_e = 2.0,$$

$$\frac{\text{Zugfläche } 100 \times 5.0}{\text{Gesamtfläche } 100 \times 9.385},$$

$$\zeta = 20.5 \times \frac{4.985}{9.395} = 9.6.$$

In diesem Falle ist das Trägheitsmoment der Gurte, bezogen auf Beton

$$J_i^b = 100 (4.385 \times 10.9^2 + 5 \times 9.6^2) = 97.230 \text{ und } J_i^e = 9723.$$

a) Durchbiegung in der Trägermitte.

Dieselbe ist hier

$$\delta^{\text{mm}} = \frac{50}{384} \frac{l^3 Q^{\text{kg}}}{E_b J_i^b} = \frac{50 \times 581^3}{384 \times 210.000 \times 97.230} = 1.25 \text{ Qt}.$$

Es ist hier und im folgenden als Spannweite 5.81 und nicht 6.01 m mit Rücksicht auf das deutliche Abheben vom Widerlager zugrunde gelegt.

b) Die Verdrehung der Auflager.

Bei gleichmäßig verteilter Last am freien Auflager ist

$$\text{tg } \tau = \frac{l^2 Q^{\text{kg}}}{24 E_b J_i^b} = \frac{581^2 \text{ Qt}}{24 \times 210 \times 97.231} = 0.00068 \text{ Qt}.$$

Berechnen wir uns der Richtung wegen einen Fall, z. B.  $Q = 10^t$ , so ist dann  $\lg \text{tg } \tau = \lg 0.00068 = 7.8325$  und somit  $\tau = 0^\circ 23' 25'' = 1405''$ .

c) Die Dehnungen.

Hierüber liegen uns zwei Beobachtungen vor; dieselben sollten sich gegenseitig kontrollieren. Anstatt dieselben aber völlig parallel zu schalten, konnte man doch

der Versuchung nicht widerstehen, durch eine Abweichung auch in dieser Richtung einen Schluß zu gestatten.

Der Punkt IV ist an dem Rundeisen des Zuggurtes selbst angebracht worden, indem man von dem Beton des der Mitte nächsten Feldes so viel als nötig wegnahm, was natürlich einen ganz bedeutenden Eingriff in die Konstruktion bedeutet, da das Eisen behufs Anbringung der Apparate völlig bloßgelegt werden mußte. Dieser bedeutende Eingriff macht sich auch im Dehnungsdiagramm des Eisens, sowie bei der anfänglichen Durchbiegungsbeobachtung dadurch bemerklich, daß dort schon das Stadium II auftritt, während auf der anderen Seite noch das Stadium I sich zeigt. Dies führt zu einer Verdrehung gegen die beschädigte Stelle zu, die bis zum Schluß vorhält. Die Meßlänge betrug am Eisen 164 mm. Die Mitte derselben lag 332·2, respektive 248·8 cm von den beiderseitigen Auflagern entfernt. Es ist demnach das dort wirksame Moment  $M = \frac{332 \cdot 2 \times 248 \cdot 8}{2 \cdot 581 \cdot 0} Q^{\text{kg}} = 71 Q^{\text{kg}}$ . Es entspricht hier ein Teilstrich des Mantel-schen Apparates 128 kg/cm<sup>2</sup>.

Bei dem zweiten Meßapparate Nr. III (Fig. 2) wurde der Versuch gemacht, denselben direkt ohne weitere Vorrichtungen am Beton zu befestigen. Der erste Versuch, der genau symmetrisch mit Punkt IV angeordnet war, mißlang vollkommen, indem der ja noch junge Beton sich der Umklammerung durch Abbröckeln entzog. Nun wurde der Apparat über dem nächsten Knotenpunkt, wie in Fig. 2 sichtbar, angebracht und etwas weniger fest angeschraubt. Die Meßlänge betrug 196 mm, die Mitte derselben liegt 354·9 und 226·1 von den Auflagern. Demgemäß ist

$$M = \frac{354 \cdot 9 \times 226 \cdot 1}{2 \times 581 \cdot 0} Q^{\text{k}} = 69 Q^{\text{t}}$$

Bezogen auf das Eisen in derselben Faser betrug hier die einem Teilstriche entsprechende Dehnung gleich 107 kg/cm<sup>2</sup>. Es ist allgemein

$$\sigma_e = \frac{M \zeta}{J_i^e} \quad \text{und} \quad \Delta \lambda = \lambda \frac{\sigma_e}{E_e} = \lambda \frac{M \zeta}{J_i^e E_e}$$

Für Punkt IV ist also

$$\sigma_e = \frac{71 \times 9 \cdot 6}{9723} Q^{\text{kg}} = 70 Q^{\text{t}} \quad \text{und}$$

$$\Delta \lambda = \frac{164 \times 70}{2100 \cdot 000} Q^{\text{t}} = 0 \cdot 00547 Q^{\text{t}}$$

Für Punkt III wäre

$$\sigma_e = \frac{69 \times 9.6}{9723} Q^{kg} = 68 Q^t,$$

$$\Delta\lambda = \frac{196 \times 68}{2100 \cdot 000} Q^t = 0.00635 Q^t.$$

**II a Stadium**, wo der gezogene Beton keine Spannungszunahme mehr zeigt.

|                                       |                                |
|---------------------------------------|--------------------------------|
| v = 10 Druckfläche wie oben . . . . . | 4.38 × 100,                    |
| Zugfläche nunmehr . . . . .           | v f <sub>e</sub> = 2.01 × 100, |
| insgesamt . . . . .                   | 6.39 × 100.                    |

$$\zeta = 20.5 \frac{4.38}{6.39} = 14.2.$$

Es ist somit

$$J_i^b = 57.000, \quad J_i^1 = 5700, \quad \delta = 2.13 Q^t,$$

$$\operatorname{tg} \tau = 0.00118 Q^t \text{ und für } Q = 10^t,$$

$$\log \operatorname{tg} \tau = \log 0.0118 = 8.07188.$$

$$\tau = 0^0 41' 0'' = 2470''.$$

Punkt IV:

$$\sigma_e = 212 Q^t,$$

$$\Delta\lambda = 0.0166 Q^t,$$

Punkt III:

$$\sigma_e = 207 Q^t,$$

$$\Delta\lambda = 0.0195 Q^t. *)$$

**II b Stadium**, wo auch das Eisen im Obergurt keine weitere Spannungszunahme erfährt.

|                                      |          |
|--------------------------------------|----------|
| v = 10 Druckfläche nunmehr . . . . . | 4 × 100  |
| Zugfläche wie in II a . . . . .      | 2 × 100, |
| total . . . . .                      | 6 × 100. |

\*) Die Eintragung dieser beiden Richtungen für III und IV in Fig. 5 ist aus den folgenden Gründen unterblieben und wird der Leser gebeten, dies nachträglich selbst richtig zu stellen.

Da mir die beiden Mantel'schen Apparate zwar viel früher als zugesagt, aber doch nur wenige Tage vor der Probe von Herrn Usteri-Reinacher aus Zürich geliefert wurden, so konnte ich erst nachträglich Herrn Prof. Kirsch vom k. k. Gewerbemuseum um ihre Aichung ersuchen und mußte ich auch die vorstehende Rechnung auf Grund der beiläufigen Angabe einer tausendfachen Vergrößerung durchführen. Erst nach Drucklegung gelangte ich in den Besitz des von Herrn Prof. Kirsch mit großer Liebenswürdigkeit und Beschleunigung durchgeführten Aichungsprotokolles, aus dem zu entnehmen ist, daß bei dem in Nr. III verwendeten Apparat die Vergrößerung rund und im Durchschnitt 1 : 1060, bei Nr. IV 1 : 1055 betragen hat. Es wäre also von den vorhin angegebenen Werten ein Abschlag von rund 6% zu machen. Leider erlaubt es die vorgeschrittene Zeit nicht mehr, dies an den Klischee durch eine Neuherstellung durchzuführen. Es ist dies ja auch eine so unwesentliche Änderung, daß sie der Leser leicht selbst vornehmen und dabei sich auch die Richtung II a und II b entsprechend den obigen Angaben eintragen kann.

Nach dieser Richtigstellung entspricht nunmehr ein Teilstrich von III anstatt 10.7 nur 10.1 kg/cm<sup>2</sup> und ein Teilstrich von IV anstatt

$$\zeta = 20 \cdot 5 \frac{4}{6} = 137 \text{ cm.}$$

$$J_i^b = 55.500, \quad J_i^1 = 5550, \quad \delta = 2 \cdot 2 \text{ } Q^t,$$

$$\text{für } Q = 10^t, \quad \tau = 2540,$$

$$\text{für IV } \Delta \lambda = 0 \cdot 019 \text{ } Q, \quad \text{für III } \Delta \lambda = 0 \cdot 021.$$

Wir haben nun diese so ermittelten Zahlenmateriale in den vorstehenden Diagrammen zur Darstellung gebracht und bemerken zunächst, daß die größte aufgebrauchte Last 14.874 + Eigengewicht betrug.

Diesem entspricht ein Moment von circa 1,097.000 *kg/cm*, und da das Widerstandsmoment in II<sub>b</sub>, wie oben ersichtlich, 400 beträgt, so wäre dies eine rechnungsmäßige Inanspruchnahme von 2700 *kg/cm<sup>2</sup>* mit Bezug auf II<sub>b</sub>, das ist jenes Stadium, wie es der Rechnung beim Bruch zu Grunde gelegt werden muß und wie es deshalb auch gewöhnlich zur Bestimmung der zulässigen Lasten benützt wird.

Wir waren also vom Bruche trotz der großen Durchbiegungen noch weit entfernt. Tatsächlich kann sich auch jedermann heute noch von dem tadellosen Bestand des Objektes in Leopoldau überzeugen. Eine genauere Berechnung der Betonspannung für 3·5 *cm* Dicke ergibt ca. 165 *kg/cm<sup>2</sup>*, was für diese Belastungsstufe in Anbetracht des Alters des Betons als sehr hoch bezeichnet werden muß, und zeigt, daß bei noch weiterer Verminderung der Stärke des Obergurtes oft von dieser der Bruch abhängen kann. Die bedeutenden mit der Beanspruchung des Betons zusammenhängenden Zusammendrückungen, die ich bei ihrer erwiesenen Ungefährlichkeit für eine günstige Erscheinung ansehe, hat man also in der Hand entsprechend zu regeln.

Wenn man die im Beistehenden gegebenen gleichzeitigen Beobachtungen (Fig. 4 u. 5) der Verdrehung der Widerlager, der Durchbiegungs- und der Spannungserscheinungen im Beton

---

128 nur 120·3 *kg/cm<sup>2</sup>* Spannung gegenüber den früheren Angaben in Fig. 4.

Nach der Beobachtung mit der sechsten Reihe Säcke befanden sich 11·088 *kg* auf dem Träger und der Apparat IV zeigte 15·7 Teilstriche, das entspreche somit 1889 *kg/cm<sup>2</sup>*. Rechnungsmäßig ergibt diese Belastung, wenn man II<sub>b</sub> zugrunde legt, ca. 2020 *kg/cm<sup>2</sup>*. Es ist also dort das Eisen in seiner Spannung noch etwas unterhalb dieser Grenzlinie geblieben und hat am Ende unserer Beobachtungen die Elastizitätsgrenze noch nicht erreicht.

Dem Bestreben der Fachwelt mit großer Promptheit Einblick in diese Verhältnisse zu gestatten, haben sich mannigfache, in der kurzen Zeit nicht recht überwindbare Schwierigkeiten entgegengestellt, die mit Rücksicht auf den guten Zweck zu entschuldigen sind.

*Dr. F. v. Emperger.*



und im Eisen überblickt, so muß man zunächst auf die unverkennbare Gleichmäßigkeit der Erscheinungen in den verschiedenen Punkten des Trägers aufmerksam werden, so wie ihr ganz analoges Verhalten gegenüber den theoretischen Richtungslinien. Die größte Abweichung zeigt sich bei den auf Beton direkt gemachten Beobachtungen, was mit Rücksicht auf die bereits erörterten Umstände nicht weiter wunder zu nehmen hat. Es scheint damit aber der Beweis erbracht, daß selbst eine direkte Befestigung am Beton hinreichend verlässliche Resultate geben könnte, falls man nur die Methode der Befestigung in einer entsprechend einfachen Weise abändert, die unter Wahrung einer präzisen Meßlänge den Druck der Befestigung auf eine größere Fläche verteilt.

Was zunächst in Fig. 4 das Schaubild der Durchbiegung anbelangt, so ist der Übergang auf die Richtung IIa ein sehr baldiger, schon über  $400 \text{ kg/m}^2$  hinaus. Die unbestimmte vorangehende Linie rührt daher, daß sich auf der einen Seite durch Zerstörung des Beton-Zuggurtes behufs Messung am Eisen, Stadium IIa sofort eingestellt hat, während auf der anderen Seite der Beton noch mitarbeitet. Daher diese Mittelwerte. Bei der nur über  $800 \text{ kg/m}^2$  folgenden Entlastung und Widerbelastung tritt eine deutliche Störung im Gesamtverlauf ein, der durch eine punktierte Linie gekennzeichnet ist und wobei aber schließlich der Verlauf, wie es Considère zuerst hervorgehoben hat, in die alte durch die Richtung IIa gegebene Linie zurückkommt und zwar ganz unbeschadet der inzwischen sichtbar gewordenen Risse. Wenn wir außerdem in Fig. 4 das Durchbiegungsdiagramm vom 26. Mai in dieses Bild eingezeichnet haben, ausgehend von  $33 \text{ mm}$  als Nullpunkt, so geschah dies, um zu zeigen, daß auch dann noch eine ähnliche Kurve mit einer ebenfalls ausgeprägten Richtung IIa auftritt, wenn der Träger bereits solchen andauernden Überlastungen ausgesetzt war. Ein analoges Bild unter noch schärferer Anpassung zur Richtung II zeigt das Schaubild der Verdrehung der Trägerenden (Fig. 5).

Nur bei Punkt III tritt bis  $400 \text{ kg/m}^2$  ein deutliches Stadium I auf, was übrigens auch teilweise mit der Mangelhaftigkeit der Befestigung des Meßapparates im Beton zu erklären ist. Es sei übrigens bemerkt, daß einer der vielen Schwindrisse in dem Beton sich gerade in der Mitte der Meßlänge befand, daß sich aber an denselben bis zum Schluß keine von den statischen Kräften herrührende sichtbare Veränderung gezeigt hat und der einzige in statischer Hinsicht in Frage kommende Riß genau in der Träger-

mitte im Untergurt an der bezeichneten Lastgrenze auftrat; erst bei der Belastung am 26. Mai traten sichtbare Sprünge in den Knotenpunkten der Streben auf, wie sie der Berliner Versuch ersehen läßt.

Das im Punkt IV von seiner Anfangsspannung durch Entfernung des Betons lokal entlastete Eisen nimmt zunächst größere Spannungen auf, als das Stadium IIa voraussetzt. Es zeigt sich aber nach der ersten Entlastung ein ganz regelmäßiger Verlauf und steht die beobachtete und die theoretische Verlängerung in einer fast vollständigen Übereinstimmung. Die Richtungen IIb (Querschnitt ohne Zug-Beton und ohne Druck-Eisen) sind hier nur der Vollständigkeit wegen angeführt. Sie unterscheiden sich im vorliegenden Falle zu wenig von IIa, um präzise nachweisbar zu sein. Trotzdem finden sich Andeutungen für ihr Auftreten vor.

Durch diese Versuche ist insbesondere erwiesen, daß die Verbindung zwischen dem Beton-Obergurt und dem Eisen-Untergurt keinesfalls ein massiver Klotz sein muß, daß hiezu die gitterartige Anordnung Visintinis vollständig ausreicht, ja daß dieselbe durch ihre statische Bestimmtheit gewisse Vorteile zeitigt, während die übliche massive Anordnung in dem äußeren Drittel Scherspannungen hervorbringt und so oft zu einer früheren Zerstörung als in der Mitte des Trägers beiträgt.

Auf den ersten Blick erscheinen die elastischen Nachwirkungen insbesondere der ersten Belastung etwas groß. Vergleicht man diese Kurve jedoch mit denen der Fig. 2 auf Tafel X \*), so wird man eine hinreichende Ähnlichkeit finden, mit dem Unterschiede, daß dort ein 3 Jahre alter Beton mit häufiger Belastungswiederholung jene Erscheinung zeigt, die hier ein wenige Wochen alter Beton schon bei der ersten Belastung aufweist. Es dürfte sich daher empfehlen, mit der Verwendung und Erprobung dieser Balken etwas mehr zuzuwarten als es bei dieser Probe geschah. Daß dies aber bei der Probe geschehen ist, ist nur als ein Vorteil zu bezeichnen, denn dies gibt uns die Sicherheit, daß selbst eine rasche Ingebrauchnahme ohne Nachteil geschehen kann. Bei einer frühen Ingebrauchnahme wäre in Betracht zu ziehen, die Eisen der Zugdiagonalen in der Verankerung etwas hinein zu verlängern und diesen Balken insbesondere bei größeren Spannweiten eine kleine Sprengung zu geben, damit das Auge nicht durch ein scheinbares Durchsacken gestört werde. Verglichen mit der vollen oder mit der Rippenplatte erscheint ein solches

\*) „Beton & Eisen“ 1903, Heft III.

Tragwerk statisch bestimmter, was sich nur durch eine größere Schmiegsamkeit der Verbindung von Ober- und Untergurt erklären läßt, während sich bei der massiven Platte diese Steifigkeit durch Abscherungserscheinungen äußert. Die regelmäßigen Brucherscheinungen und das langsame Durchbiegen vor Bruch sind äußerst günstige Details und besteht der Unterschied dabei zwischen der erprobten und der vollen Platte, um einen vulgären Vergleich zu gebrauchen, darin, daß in ihrem Verhalten, ähnlich wie bei einem I-Träger aus zähem Schmiedeeisen, verglichen mit sprödem Flußstahl, sich der Bruch durch bedeutende Formänderungen ankündigt und nicht plötzlich eintritt.

Indem wir diese Neuerung, die wir zuerst in diesen Spalten der technischen Welt zur Beurteilung zu unterbreiten in der Lage sind, mit Freude und als einen Markstein einer neuen Entwicklung des Eisenbeton begrüßen, sei darauf verwiesen, wie dadurch der Eisenbeton wieder in der allem menschlichen Fortschreiten eigenen schraubenartigen Entwicklungslinie zu seinen Ausgangspunkt zurückkehrt, von dem aus er seine Siegeslaufbahn vor 50 Jahren begonnen hat: von der Kunststein-Industrie. (S. Fig. 4 auf S. 8.)

Von den Berliner Versuchen vom 15. bis 19. Juni erhalten wir durch das freundliche Entgegenkommen des Herrn Prof. M. G a r r y folgende vorläufige Mitteilung, die wir trotz der vorgeschrittenen Zeit hier noch anschließen, weil diese Versuchsbalken sonst völlig dieselben Abmessungen, wie der oben beschriebene Wiener Versuch, aufweisen, als da sind Länge der Balken  $6\cdot20\text{ m}$ , freie Länge  $5\cdot80\text{ m}$ , Breite der Decke  $1\cdot03\text{ m}$  (inkl. den Zwischenfugen), Höhe der Balken  $24\text{ cm}$ . Das Resultat der Versuche ist aus umstehender Tabelle zu ersehen.

Bemerkenswert an denselben ist insbesondere, daß diese nunmehr neun Wochen alten Balken eine ganz geringe bleibende Durchbiegung zeigen und so dartun, welchen großen Einfluß das Alter in dieser Hinsicht hat. Die Einzeichnung der Berliner Resultate in Fig. 4 (Durchbiegung) gibt diesbezüglich klaren Aufschluß. Es ist dies eine Frage, die nicht nur in diesem Falle, sondern ganz allgemein noch als nicht hinreichend erforscht gelten kann und geben vielleicht diese ersten vergleichenden Versuche dieser Art den Anstoß, um diese Frage gründlich zu studieren.

Die in Berlin angewendeten gitterartigen Versteifungen waren noch dünner, wie die in Wien, ca.  $2\text{ cm}$  (bei einzelnen Rippen sogar kaum  $1\text{ cm}$ ) und mußten dieselben, außerdem teilweise durch eine Ungeschicklichkeit bei der Herstellung zerstört, 14 Tage vor dem Bruche neu ersetzt werden, ein

Umstand, der bei der Bruchform durch Zerreißen der Zugrippen sichtbar wurde. Trotzdem ist die durchschnittliche Bruchziffer  $19050 + \text{Eigengewicht}$  nahezu dieselbe, ja mit Berücksichtigung des Widerstandsmomentes sogar eine etwas bessere wie in Zürich gewesen.

| Belastung in Kilogramm | Durchbiegung in Millimeter |        | Bemerkungen  |
|------------------------|----------------------------|--------|--|
|                        | vorn                       | hinten |  |
| <b>Versuch 1.</b>      |                            |        |  |
| 4810                   | 5                          | 5      |  |
| 7960                   | 10                         | 11     | Leichtes Abheben der Balken vom Auflager.  |
| 14830                  | 30                         | 30     |  |
| 17310                  | 37                         | 37     | Haarrisse in der 6. Rippe vom linken Auflager.<br>Haarrisse in der 2., 4. und 6. Rippe vom rechten Auflager. |
| 18340                  | 42                         | 42     | Riß im unteren Steg etwa 1 m rechts von der Mitte.   |
| 19350                  | —                          | —      | Langsames, stetiges Durchbiegen der Decke bis zum Bruch der der Mitte.                                       |
| <b>Versuch 2.</b>      |                            |        |  |
| 3700                   | 4                          | 3      |  |
| 7540                   | 11                         | 10     | Leichtes Abheben der Balken vom Auflager.<br>Haarrisse in der 6, 8. und 10. Rippe vom linken Auflager.       |
| 15990                  | 36                         | 34     | Haarrisse in der 4. und 6. Rippe vom rechten Auflager.   |
| 18010                  | 42                         | 40     | Riß im unteren Steg etwa 50 cm rechts von der Mitte.   |
| 19080                  | —                          | —      | Langsames, stetiges Durchbiegen der Decke bis zum Bruch etwa 1.50 m vom rechten Auflager.                    |
| <b>Versuch 3a.</b>     |                            |        |  |
| 2710                   | 2                          | 2      |  |
| 7320                   | 12                         | 12     | Leichtes Abheben der Balken vom Auflager.  |
| 10870                  | 20                         | 20     | Die Decke wird entlastet; sie ging vorn bis auf 1, hinten bis auf 2 mm Durchbiegung zurück.                  |
| <b>Versuch 3b.</b>     |                            |        |  |
| 2760                   | 3                          | 3      |  |
| 7330                   | 13                         | 13     |  |
| 15070                  | 28                         | 27     | Haarrisse in der 6. Rippe vom rechten und vom linken Auflager.   |
| 17080                  | 40                         | 39     |  |
| 18720                  | —                          | —      | Langsames, stetiges Durchbiegen der Decke bis zum Bruch in der Mitte.  |



Faint, illegible text at the top of the page, possibly a header or title.

Faint, illegible text in the upper middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

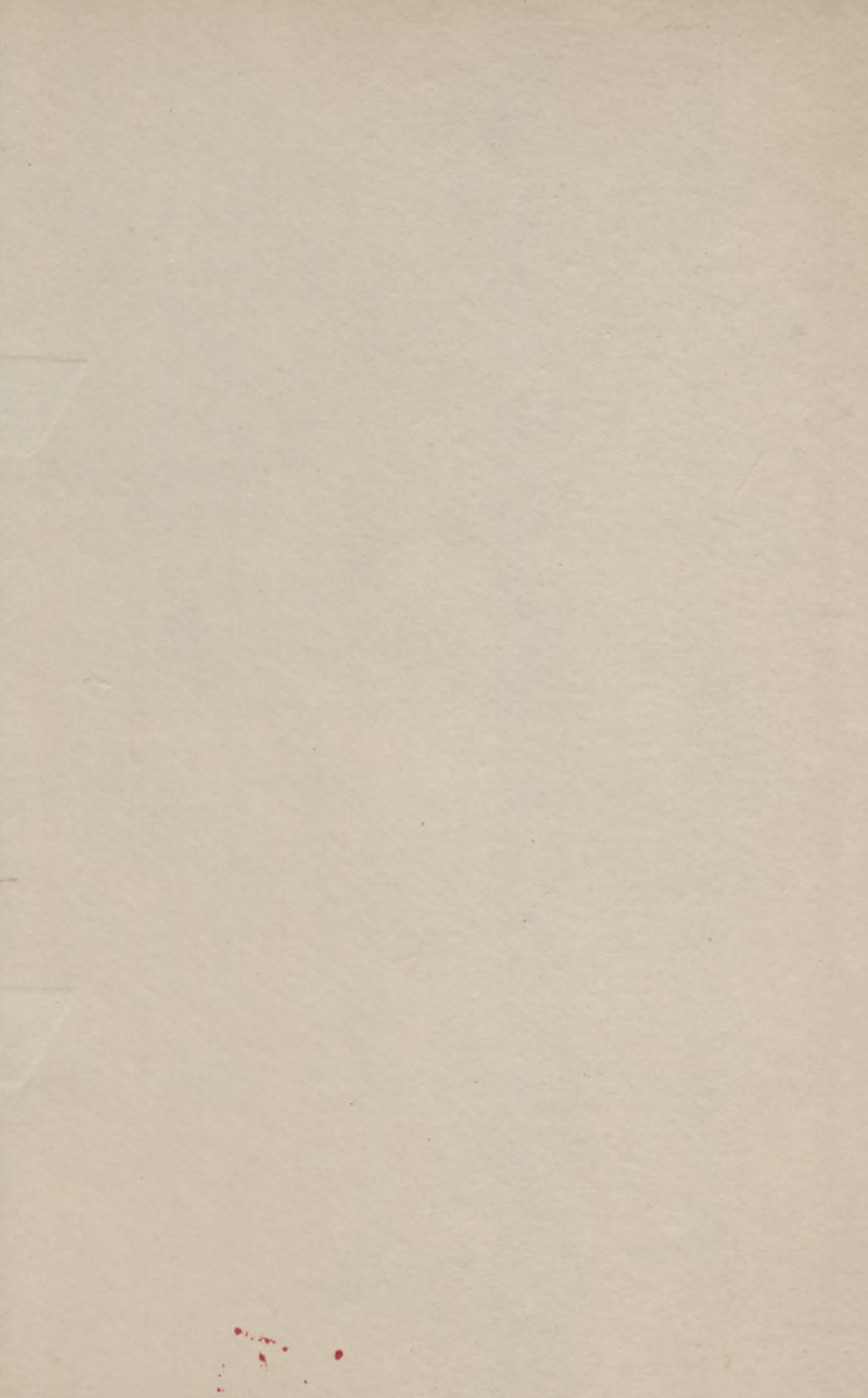
Faint, illegible text in the middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

Faint, illegible text in the middle section.

S. E.



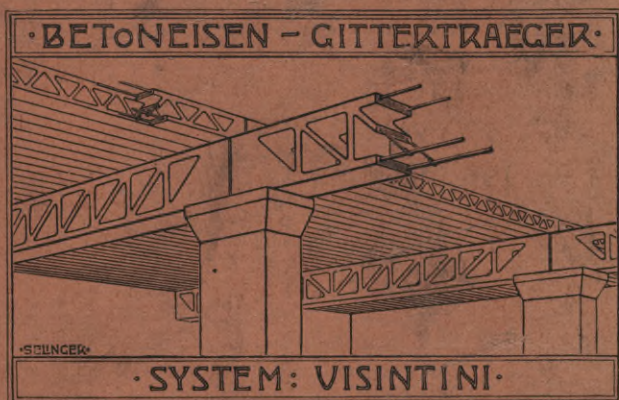
WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

|| L. inw. 31173

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

••••• Feuerfest und  
Mit Kanälen für Hei  
Epochale Lösung. •••••



Verwendung an Stelle von I-Trägern  
u. ganzer Oberbödenkonstruktionen.  
Einfacher Einbau der fertigen Be-  
standteile.

Leichte fabrikmäßige Herstellung mit geringen Anlage-  
••••• kosten in jeder beliebigen Abmessung. •••••

••••• Auskunft erteilt •••••

**VISINTINI & WEINGARTNER**

Bureau für Ingenieurarbeiten

• Zürich, II. Gartenstraße 12. •

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300001