

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

15542

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000301493

JL

Der Eisenbetonbau

bei den neuen
von der k. k. Eisenbahnbaudirektion
ausgeführten Bahnlinien Österreichs

VON

INGENIEUR A. NOWAK

Baukommissär der k. k. Eisenbahnbaudirektion in Wien

876

Mit 81 Textabbildungen und 6 Tafeln



Jan. Nr. 27349

Berlin 1907

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

Der Eisenbetonbau
bei den Bauarbeiten
von der K. K. Eisenbahndirektion
ausgegebenen Beständen Österreichs

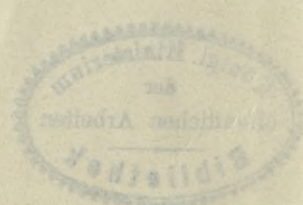
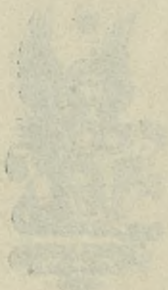
Erweiterter Sonderdruck aus der Zeitschrift „Beton u. Eisen“.

Alle Rechte,
insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen vorbehalten.

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW**

III 15542

Handwritten signature or initials



Akc. Nr. 2231/49

Vorwort.

Die hier gemachte Zusammenstellung und Besprechung von ausgeführten Bauwerken soll vor allem zeigen, in wie mannigfacher Weise der Eisenbeton sich als allgemeines Baumittel auch in Oesterreich eingebürgert hat. Dem Leser möge diese Zusammenstellung zugleich ein Hilfsmittel bei Entwurf, Berechnung und Ausführung ähnlicher Bauwerke sein. Die Pläne und Berechnungen der einzelnen Bauwerke wurden vom Verfasser von den verschiedenen Bauleitungen und Unternehmungen gesammelt und ergänzt, um ein abgeschlossenes Ganzes zu bilden. An dieser Stelle sei es mir gestattet, meinen herzlichsten Dank auszusprechen, vor allem dem Leiter der k. k. Eisenbahnbaudirektion Herrn Sektionschef Dr. A. Millemoth für die Bewilligung, diese Zusammenstellung zu veröffentlichen, sodann meinem Abteilungsvorstande Herrn Oberbaurat Josef Zuffer für die tatkräftige Unterstützung bei Veröffentlichung dieser Schrift, ferner den einzelnen k. k. Eisenbahnbauleitungen und den Betonbauunternehmungen Ed. Ast & Cie., Ing. Eugen Comel, G. A. Wayss & Cie., und Sosnowski u. Zachariewicz sowie der Bauunternehmung Brüder Redlich u. Berger für die mir gemachten Angaben und zugesendeten Behelfe, sowie für die schön ausgeführten Lichtbilder der verschiedenen Bauwerke.

Um zum Inhalte überzugehen, werden folgende Kapitel besprochen:

- I. Gründungen.
 - II. Mauern.
 - III. Eisenbahnbrücken.
 - IV. Gewölbte Straßenbrücken- und Übergangsstege.
 - V. Ebene " " "
 - VI. Verschiedene andere Eisenbetonobjekte.
-

I. Gründungen.

Bereits bei dem Bau der Donaukanallinie der Wiener Stadtbahn wurden auf Anordnung der ehemaligen k. k. B.-D. f. d. W. St.-B. Betonplatten mit Eiseneinlagen zu Gründungen verwendet, und ist es die landseitige Bahnmauer längs des Morzinplatzes, bei welcher solche Fundamentplatten in Anwendung kamen. Wie aus den Abbildungen 1 u. 2 der Tafel I zu ersehen ist, erscheint diese Bahnmauer in einzelnen getrennten Stücken ausgeführt, um eine spätere Rissebildung, durch ungleichmäßiges Setzen der Mauer oder andere Umstände hervorgerufen, hintanzuhalten, sowie den in geringer Entfernung hinter der Mauer sich hinziehenden städtischen Hauptsammelkanal nicht zu gefährden. (Aus letzterem Grunde mußte die Gründung der rückspringenden Perronmauer der Haltestelle „Ferdinandsbrücke“ sogar unter Verwendung von eisernen Senkbrunnen erfolgen.)

Die Lücken zwischen den einzelnen bis auf festen Schotter (Höhenkote 152,0) gestellten Mauerstücken wurden nur in dem Falle, als sie eine größere Breite besaßen, durch Mauerstücke geschlossen, welche auf Fundamentplatten aus Stampfbeton mit Eiseneinlagen fußen. Diese biegungsfesten Grundplatten besitzen eine bedeutende Fläche, und konnten die Mauern durch den hierdurch verminderten Bodendruck fast unmittelbar auf den natürlichen Boden gesetzt werden (Höhenkote 156,08). Diese Gründungsweise macht das Wasserpumpen, welches dem vorerwähnten Hauptsammelkanal hätte gefährlich werden können, unnötig. Die Ausbildung dieser Fundamentplatten ist aus den Abbildungen 3 u. 4 der Tafel I zu ersehen.

Auf Vorschlag des Herrn Oberbaurates Josef Zuffer wurde diese Gründungsweise auch bei vielen Bahnobjekten im Zuge der neuen Alpenbahnen in Anwendung gebracht, so namentlich bei den Widerlagern der 40, 49 und 52 m weiten gewölbten Brücken über den Krenngraben, Palm- und Schalchgraben der Pyhrnbahn und in noch nie dagewesener Weise bei der 85 m weiten Isonzobrücke ob Salcano bei Görz im Zuge der Wecheinerbahn. Was die Ausgestaltung, Ausführung und Berechnung der für letztere Brücke in Anwendung gekommenen Fundamentplatten aus Eisenbeton anbelangt, so werden die betreffenden Angaben in einem

gesonderten, die Salcanobrücke für sich behandelnden Aufsatze erscheinen. Für heute sei nur so viel gesagt, daß die Fläche der Fundamentplatten am linken Ufer 225 m², der am rechten Ufer 310 m² beträgt; die Stärken der Platten sind beiderseits je 2,40 m, und das Gewicht der für beide Platten verwendeten Eisenträger beträgt rund 100 000 kg. Durch die Verwendung dieser großen Fundamentplatten wurde der in den Kämpfern der Brücke auftretende größte Druck von rund 50 kg/cm² bis auf 4 kg/cm² vermindert.

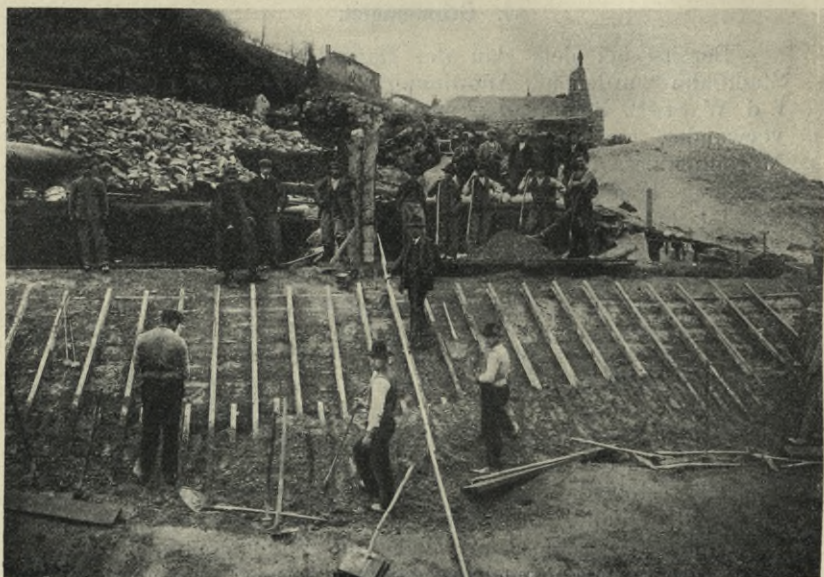


Abb. 1.

In der Abb. 1 ist die Eisenbetonplatte am linken Widerlager der Salcanobrücke während der Ausführung zu sehen, wohingegen die Abb. 2 die fertige Eisenbetonplatte mit den ersten drei Quaderscharen darstellt.

Eine ganz moderne Eisenbetongründung, bestehend aus Eisenbetonpfählen mit einer auf diesen befindlichen Plattenbalkendecke zur Aufnahme des aufgehenden Bruchsteinmauerwerkes ist die Gründung der beiderseitigen Widerlager der Brücke über den Hnizecznabach in Bau-km 9,90 der Lokalbahn Tarnopol—Zbaracz. Wie aus der Tafel I zu ersehen ist, sind die Untergrundverhältnisse daselbst folgende: zu oberst 2,60 m Humus, sodann 3,10 m Torf und 2 m Letten, worauf erst der tragfähige Kreidefels also in einer Tiefe von 7,70 m zu liegen kommt. Es wurden vorerst die beiden Widerlagerfundamente mit einer Flachbürstenwand versehen, die bis auf den Letten getrieben wurde, sodann wurden in

jedes Widerlager je 12 Eisenbetonpfähle von einer Stärke 35 : 35 cm gerammt, und auf diese Pfähle wurde dann eine Plattenbalkendecke betoniert.

Um zur Berechnung der statischen Verhältnisse überzugehen, wurden folgende Gewichte angenommen:

Erde und Mauerwerk	f. 1 m ³	2 000 kg
Eisenbeton	f. 1 m ³	2 400 „
Auflagerdruck		97 000 „



Abb. 2.

1. Berechnung der Platte.

Mittlere Höhe des Widerlagers über dem Auflager

$$\frac{2,26 \times (0,78 + 0,04)}{3,21} = 0,59 \text{ m,}$$

reduzierte Kote der Widerlageroberkante

$$298,36 + 0,59 = 298,95 \text{ m,}$$

$$\text{N.W.-Höhe} \quad \underline{296,35 \text{ „}}$$

$$\text{Differenz} \quad 2,60 \text{ m.}$$

Der Grundriß der Plattenbalkendecke ist in der Tafel I ersichtlich. Der Auflagerdruck verteilt sich auf eine Fläche von 2,0 × 6,86 m.

Belastung der Platte f. 1 m²

Erde und Mauerwerk $2,6 \times 2000 = 5\,200$ kg

Auflagerdruck . . $\frac{97\,000}{2,0 \times 6,86} = 7\,070$ „

Eigengewicht 580 „

Summe 12 850 kg.

Die Platte ist als teilweise eingespannt zu rechnen, und das Moment ist daher

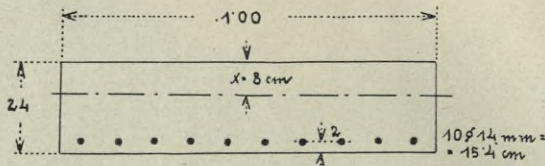


Abb. 3.

$$M = \frac{1}{10} \times 12\,850 \times 1,3 \times 130 = 217\,165 \text{ kgcm.}$$

Der Querschnitt ist in Abb. 3 zu sehen.

Die neutrale Achse berechnet sich aus der Gleichung

$$100 \frac{x^2}{2} - 15 \times 15,4 (22 - x) = 0$$

$$x = 8 \text{ cm}$$

$$T_i = \frac{100}{3} \times 8^3 + 15 \times 15,4 \times 14^2 = 62\,343 \text{ cm}^4,$$

die Randspannung im Beton

$$i_b = \frac{217\,165}{62\,343} \times 8 = 27,9 \text{ kg/cm}^2$$

und die des Eisens

$$i_z = \frac{217\,165}{62\,343} \times 15 \times 14 = 735 \text{ kg/cm}^2.$$

Die wagerechte Schubkraft am Auflager berechnet sich aus

$$\tau = \frac{A \cdot S}{T}, \quad A = 8350 \text{ kg.}$$

$$S = 100 \times 12 \times 6 = 7200 \text{ cm}^3,$$

$$T = \frac{100}{12} \times 24^3 = 115\,000 \text{ cm}^4,$$

$$\tau = 521 \text{ kg für das lfd. cm Platte,}$$

$$\tau_{40} = 20\,840 \text{ kg für 40 cm Plattenlänge vom Auflager.}$$

Als Eisenbügel sind innerhalb dieses Raumes angeordnet $3 \times 6 \times 2 \times 0,15 = 5,4 \text{ cm}^2$. Dieses Eisen nimmt eine Scherkraft von $5,4 \times 600 = 3240 \text{ kg}$ auf, verbleiben daher für

den Beton 17 600 kg; dies ergibt eine Beton-Inanspruchnahme auf Schub von

$$i_s = \frac{17\,600}{100 \times 40} = 4,4 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Berechnung der Balken.

Last f. 1 m² Fläche ist nach dem Früheren 12 850 kg.

Der Querschnitt des Balkens ist in Abb. 4 ersichtlich.

Belastung f. 1 lfd. m

$$\begin{array}{r} 1,65 \times 12\,850 = 21\,202 \text{ kg} \\ \text{Eigengewicht} = \quad \quad \quad 240 \text{ „} \\ \hline \text{Summe } 21\,442 \text{ kg.} \end{array}$$

$$M = \frac{1}{8} \times 21\,442 \times 1,82 \times 182 = 895\,000 \text{ kgcm.}$$

Die neutrale Achse berechnet sich aus der Gleichung

$$\frac{165 x^2}{2} - 15 \times 24,63 (46 - x) = 0,$$

$$x = 12,3 \text{ cm,}$$

$$T_i = \frac{165}{3} \times 12,3^3 + 15 \times 24,63 \times 33,7^2 = 522\,675 \text{ cm}^4;$$

die Randspannung im Beton

$$i_b = \frac{895\,000}{522\,675} \times 12,3 = 21,4 \text{ kg/cm}^2$$

und die des Eisens

$$i_z = \frac{895\,000}{522\,675} \times 15 \times 33,7 = 862 \text{ kg/cm}^2.$$

Die wagerechte Schubspannung am Auflager wieder wie früher, wobei auf die Eiseneinlage keine Rücksicht genommen wurde,

$$\tau = \frac{A \cdot S}{T}, \quad A = 21\,442 \times 0,91 = 19\,500 \text{ kg,}$$

$$S = 35 \times 25 \times 12,5 = 10\,900 \text{ cm}^3,$$

$$T = \frac{35}{12} \times 50^3 = 365\,000 \text{ cm}^4,$$

$$\tau = 582 \text{ kg für das lfd. cm Balken,}$$

$$\tau_{50} = 29\,100 \text{ kg für 50 cm Balkenlänge vom Auflager.}$$

Innerhalb dieser Strecke wird $4 \times 4 \times 3 \times 0,2 + 6,16 + 15,71 = 30,87 \text{ cm}^2$ Eisenquerschnitt angeordnet. Dieser nimmt eine Kraft von 18 522 kg auf, verbleiben daher für den Beton 10 578 kg, was einer Betoninanspruchnahme auf Scherung entspricht von

$$i_s = \frac{10\,578}{50 \times 35} = 6 \text{ kg/cm}^2.$$

3. Berechnung der Pfähle.

Belastungsfläche $1,65 \times 2,17 = 3,58 \text{ m}^2$.

Belastung f. 1 Pfahl $3,58 \times 12\ 850 = 46\ 003 \text{ kg}$

„ durch die Balken etwa 560 „

Eigengewicht etwa 2 000 „

Summe 48 563 kg.

Querschnittsfläche des Pfahles

$$F_i = 35 \times 35 + 15 \times 25,12 = 1600 \text{ cm}^2.$$

Druck für 1 cm^2 Fläche $d = 30 \text{ kg}$.

Gewicht des Rammklotzes 1800 kg,

„ „ Pfahles 2000 „

Fallhöhe des Rammklotzes 1 m.

Belastung des Pfahles $48\ 563 - 2000 = 46\ 563 \text{ kg}$.

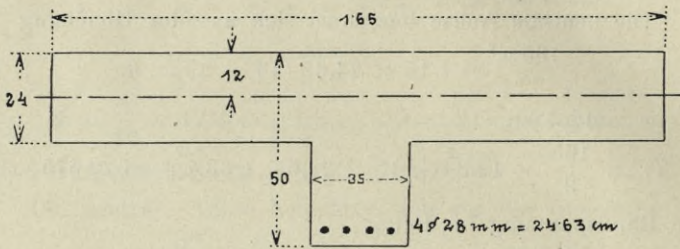


Abb. 4.

Tiefe des Eindringens beim letzten Schlag

$$s = 2000 \times \frac{1800}{(1800 + 2000) 2} \times \frac{1,0}{46\ 563} = 0,0102 \text{ cm}$$

oder bei einem Sicherheitskoeffizienten von $\alpha = 5$

$$s = 2,0 \text{ mm},$$

d. h. die Tragfähigkeit des Baugrundes ist bei einem Sicherheitskoeffizienten von $\alpha = 5$ erreicht, wenn der Pfahl beim letzten Schlag eines Rammklotzes von 1800 kg Gewicht und einer Hubhöhe von 1 m noch um 2 mm einwirkt.

II. Mauern.

Stützmauern in Eisenbeton sind bis jetzt ziemlich selten ausgeführt worden und es dürfte von Interesse sein, einige Details darüber kennen zu lernen. Der erste Fall betrifft vier Mauern vor dem Eingangsportal des Murgrabentunnels im Bau- km 48,135 der Teilstrecke Podbrdo — Görz der Wocheinerbahn. Wie aus der Abb. 1 der Tafel II zu ersehen ist, ist dieses Bauwerk noch nicht ganz aus Eisenbeton hergestellt. Es werden zwischen vier mächtigen Bruchsteinpfeilern und dem rechten Widerlager der 60 m weiten Bačabrücke vier Eisenbetonwände gleichsam als senkrechte Platten eingeschachtelt. Diese Eisenbeton-

wände sind 6,20 m hoch und haben eine Stärke von 1,20 m. In der Abb. 2 dieser Tafel ist der Querschnitt durch diese Stützmauer zu sehen. Um zur Untersuchung der statischen Verhältnisse überzugehen, sei erwähnt, daß die Anschüttung mit Schottermaterial geschah, ein spezifisches Gewicht von 1800 kg/m^3 und ein natürlicher Böschungswinkel von 40° zugrunde gelegt wurde, und ist die zeichnerische Untersuchung auf Erddruck in Abb. 5 zu sehen. Die Platte wurde,

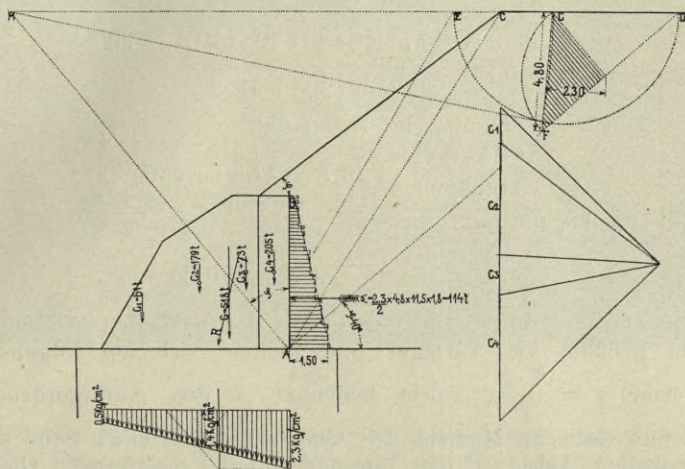


Abb. 5.

obgleich statisch nicht notwendig, ihrer ganzen Höhe nach gleich stark und mit der gleichen Eisenarmierung ausgeführt. Für das unterste Höhenmeter der Platte ergibt sich eine mittlere Erddruckordinate von 1,50 m (Abb. 5). Dieselbe wurde als frei aufliegender Balken gerechnet und hat eine Stützweite von 6,60 m. Es ist daher das Moment der äußeren Kräfte für das unterste Plattenmeter

$$M = \frac{1}{8} \times 1,5 \times 1800 \times 6,6 \times 660 = 1\,460\,000 \text{ kgcm.}$$

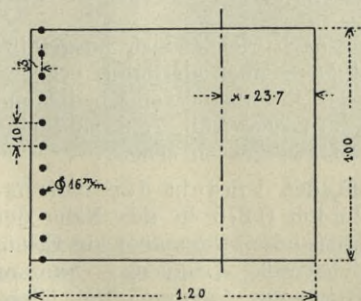


Abb. 6.

Das Trägheitsmoment wurde unter der Annahme berechnet, daß der Beton keine Zugspannungen aufzunehmen hat, wobei das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten von Eisen zu Beton mit 15 angenommen wurde. Als wagerechte Eisenarmierung wurden Rundeisen von einem Durchmesser von 16 mm im Abstände von je 10 cm angeordnet. Diese

Rundeisen wurden durch senkrechte Rundeisen von 7 mm Durchmesser in ihrer Lage festgehalten. Der Querschnitt des laufenden Meters Platte ist nebenstehender. (Abb. 6).

Die neutrale Achse berechnet sich aus folgender Gleichung

$$\frac{100 x^2}{2} - 15 \times 10 \times 2,01 (117 - x) = 0$$

$$x = 23,7 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment daher

$$T_i = \frac{100}{3} \times 23,7^3 + 15 \times 10 \times 2,01 \times 93,3^2$$

$$= 3\,068\,293 \text{ cm}^4.$$

Die Randspannung im Beton daher

$$i_b = \frac{1\,460\,000}{3\,068\,293} \times 23,7 = 11,3 \text{ kg/cm}^2$$

und die des Eisens

$$i_e = \frac{1\,460\,000}{3\,068\,293} \times 15 \times 93,3 = 670 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubkraft in der Ebene der neutralen Achse ist am größten am Auflager und rechnet sich aus folgender

Formel $\tau = \frac{A \cdot S}{T}$, worin bedeuten A den Auflagerdruck,

S das statische Moment des Querschnitts zu einer Seite der neutralen Achse, T das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes

$$A = \frac{1,5}{2} \times 1800 \times 6,6 = 8900 \text{ kg,}$$

$$S = 100 \times \frac{23,7^2}{2} = 28\,100 \text{ cm}^3,$$

$$T = 3\,068\,293 \text{ cm}^4,$$

$$\tau = \frac{8900 \times 28\,100}{3\,068\,293} = 82 \text{ kg f. 1 lfd. m,}$$

daher die Inanspruchnahme des Betons auf Abscheren

$$i_s = \frac{82}{100} = 0,82 \text{ kg/cm}^2.$$

Da diese Platte ihrer Höhe nach gleich stark ausgeführt wurde, der Erddruck gegen oben zu aber abnimmt, ergeben sich in den oberen Lagen dieser Eisenbetonwand bedeutend niedrigere Inanspruchnahmen. In den Abb. 7, 8 sind eine Ansicht und Draufsicht dieses Bauwerkes zu sehen.

Das zweite Bauwerk betrifft den Viadukt der Reichsstraßenüberführung in Bahn-km 0,275 in der Nähe der Station Sambor mit daranschließender Stützmauer aus Eisenbeton (Tafel III). Die Reichsstraße Lemberg — Sambor übersetzt in der Nähe des Bahnhofes Sambor drei Gleisachsen. Infolge des großen Verkehrs wurde eine Hebung

der Straße beantragt. Da auf der Samborer Seite einesteils Häuser, andernteils die Parkanlagen sich befinden, mußte von einer Dammanlage abgesehen werden und wurde eine

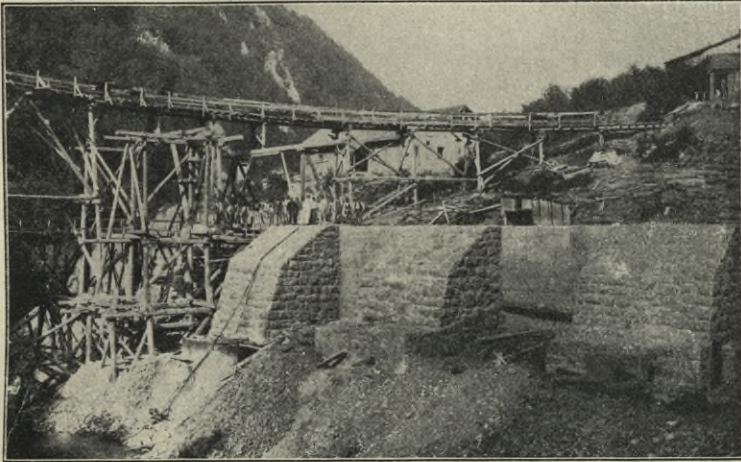


Abb. 7.

Stützmauer angeordnet. Dieselbe hat eine Länge von 105 m in der Richtung gegen Sambor und die Abzweigung gegen den Bahnhof Sambor eine Länge von 81,60 m. Sie besteht

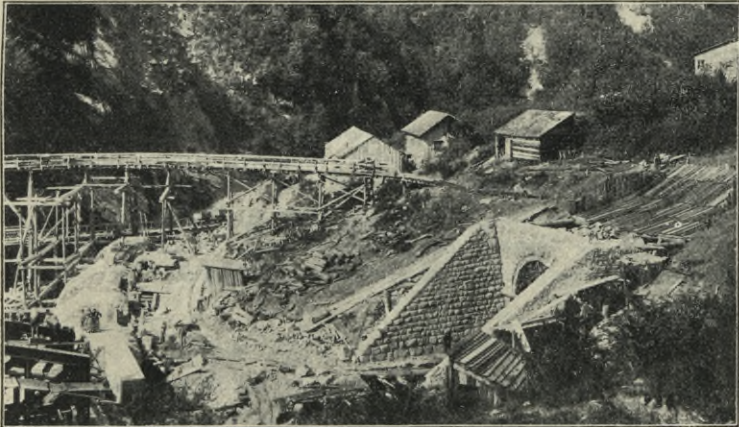


Abb. 8.

aus einer Eisenbetonsohle, welche, wie aus Abb. 9 zu ersehen ist, vor die eigentliche Wand ragt; ferner aus der Wand und den Eisenbetonrippen, welche von 2 zu 2 m angeordnet wurden. Von 12 zu 12 m befindet sich eine

Doppelrippe mit einer Fuge, welche mit Teerpappe ausgefüllt ist. Diese Fuge hat den Zweck, Risse zu verhindern, welche sich einerseits durch ein ungleichmäßiges Setzen der Mauer, andererseits durch Temperaturänderungen ergeben würden.

Im folgenden sei die statische Berechnung der Stützmauer angegeben. Der Querschnitt derselben ist aus der Abb. 9 ersichtlich.

Als natürlicher Böschungswinkel wurde 35° , das Gewicht der Hinterfüllung mit 1800 kg/m^3 angenommen. Als ungünstigere Annahme wurde der Reibungswinkel zwischen Betonwand und Hinterfüllung vernachlässigt. Es ergibt sich der Erddruck für das Längener Meter Wand mit

$$E = \frac{p \times H}{2} \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90 - \varphi}{2} \right),$$

$$E = \frac{1800 \times 6,58^2}{2} \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90 - 35}{2} \right),$$

$$E = 10\,500 \text{ kg.}$$

Es seien vorerst die größten Bodenpressungen berechnet. Das Gewicht der auf der Sohle ruhenden Hinterfüllung beträgt f. 1 Längener Meter

$$P = 2,40 \times 6,58 \times 1,0 \times 1800 = 28\,425 \text{ kg.}$$

Das statische Moment der äußeren Kräfte in bezug auf den Punkt A ist aus folgender Gleichung zu rechnen

$$M = E \times \frac{H}{3} - P \times \frac{2}{3} \times l,$$

$$M = 10\,500 \times \frac{6,58}{3} - 28\,425 \times \frac{2}{3} \times 3,60 = 45\,190 \text{ kgm.}$$

$$x = \frac{45\,190}{28\,425} = 1,59 \text{ m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{28\,425}{360 \times 100} \left(1 + \frac{21 \times 6}{360} \right) = 1,065 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{\min} = \frac{28\,425}{360 \times 100} \left(1 - \frac{21 \times 6}{360} \right) = 0,513 \text{ kg/cm}^2.$$

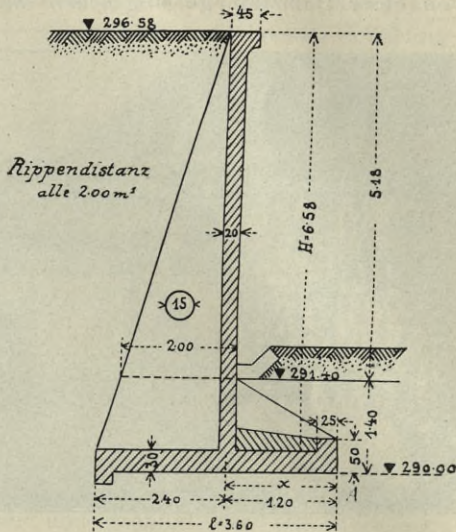


Abb. 9.

In bezug auf die Stabilität der Stützmauer sei der Stabilitätskoeffizient berechnet, d. h. das Verhältnis des Stabilitätsmomentes zum Kippmoment in bezug auf den Punkt *A*.

Stabilitätsmoment $28\,425 \times 2,4 = 68\,220$ kgm, Kippmoment $10\,500 \times \frac{6,58}{3} = 23\,030$ kgm, mithin Stabilitätskoeffizient $\frac{68\,220}{23\,030} = 2,96$.

Berechnung der Sohle vor der Wand.

1) Platte.

Die erforderlichen Eiseneinlagen wurden auf Abscherung gerechnet unter Vernachlässigung des Betons. Da die maximale Bodenbeanspruchung $1,065$ kg/cm² beträgt, so entsteht auf die Sohle eine Reaktion von $10\,650$ kg/m²; daraus die Scherkraft f. 1 lfd. m $100 \times \frac{0,85}{2} \times 10\,650 = 4530$ kg und der nötige Eisenquerschnitt $f_e = \frac{4530}{600} = 7,55$ cm²; angeordnet wurden 10 R.-E. 10 mm f. 1 lfd. m = $7,85$ cm².

2) Balken.

Spannweite 1,80 m, Scherkraft $\left(\frac{0,85}{2} + 0,25\right) \times 10\,650 \times \frac{1,80}{2} = 6475$ kg, der erforderliche Eisenquerschnitt $\frac{6480}{600} = 10,79$ cm²; angeordnet wurden 4 R.-E. 20 mm = $12,57$ cm².

3) Rippe.

Auskragung 1,10 m, Scherkraft $2 \times 6475 + 1,10 \times 0,2 \times 10\,650 = 15\,360$ kg, erforderlicher Eisenquerschnitt $\frac{15\,360}{600} = 25,6$ cm²; angeordnet wurden 11 R.-E. 18 mm = 28 cm².

Beanspruchung auf Biegung.

Biegungsmoment hervorgerufen durch den Balken

$$M_1 = 2 \times 6475 \times 0,975 = 12\,620 \text{ kgm.}$$

Biegungsmoment hervorgerufen durch die Reaktion auf die Rippe selbst

$$M_2 = 1,10 \times 0,2 \times 10\,650 \times 0,55 = 1290 \text{ kgm.}$$

$$M_1 + M_2 = 13\,910 \text{ kgm.}$$

Der Querschnitt der Rippe ist in der Abb. 10 zu sehen. In

der Platte sind 18 R.-E.
10 mm = 14,1 cm² angeordnet.

Als Verhältniszahl des Elastizitätskoeffizienten des Eisens zum Beton wurde 10 angenommen. Die ideelle Fläche des Querschnitts daher

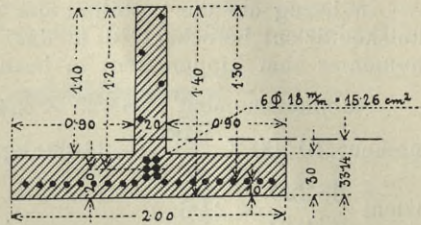


Abb. 10.

$$F_i = 180 \times 30 + 140 \times 20 + 15,3 \times 10 + 14,1 \times 10 = 8494 \text{ cm}^2.$$

Das statische Moment in bezug auf die untere Plattenkante
 $S = 5400 \times 15 + 2800 \times 70 + 153 \times 20 + 141 \times 10 = 281\,470 \text{ cm}^3.$

Die Entfernung der neutralen Achse von der unteren Plattenkante

$$x = \frac{281\,470}{8494} = 33,14 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment in bezug auf diese Achse

$$T = 10\,659\,980 \text{ cm}^4.$$

Randspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{1\,391\,000}{10\,659\,980} \times 106,86 = 113,94 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Berechnung des Zugmittelpunktes ist

$$S_z = 3060 + 1410 = 4470 \text{ cm}^3,$$

$$T = 61\,200 + 14\,100 = 75\,300 \text{ cm}^4.$$

Abstand von der Unterkante

$$x_1 = \frac{75\,300}{4470} = 16,9 \text{ cm.}$$

Der Abstand des Zug- vom Druckmittelpunkt

$$140 - \frac{1}{3} \times 106,86 = 16,8 = 87,6 \text{ cm}$$

und Randspannung im Eisen

$$\sigma_e = \frac{1\,391\,000}{87,6 \times 29,4} = 540 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Sohle hinter der Wand.

1) Platte.

Die Belastung der Platte durch die darüber befindliche Hinterfüllung beträgt

$$6,28 \times 1,0^2 \times 1800 = 11\,300 \text{ kg f. 1 m}^2.$$

Da sich von früher eine kleinste Bodenreaktion von 0,513 kg/cm² oder 5130 kg/m² ergab, so ist die wirkliche Belastung der Platte

$$11\,300 - 5130 = 6170 \text{ kg/m}^2.$$

Die Gesamtbelastung der Platte zwischen 2 Rippen beträgt
 $2,05 \times 1,80 \times 6170 = 22\ 800$ kg.

Da die Platte kreuzweise armiert ist, verteilt sich die Belastung auf ihren ganzen Umfang, somit die Scherkraft f. 1 lfd. m

$$\frac{22\ 800}{2 \times 2,05 + 2 \times 1,85} = 2930 \text{ kg}$$

und der erforderliche Eisenquerschnitt f. 1 lfd. m in beiden Richtungen

$$\frac{2930}{600} = 4,9 \text{ cm}^2.$$

Angeordnet wurden 7 R.-E. 10 mm = 5,5 cm².

2) Balken.

Spannweite 1,85 m, Belastung $\left(\frac{1}{2} \times 2,05 + 0,25\right) \times 6170$
 = 7910 kg f. 1 lfd. m. Scherkraft $\frac{7910 \times 1,85}{2} = 7320$ kg.

Der erforderliche Eisenquerschnitt $\frac{7320}{600} = 12,2$ cm². Angeordnet wurden 4 R.-E. 20 mm = 12,56 cm².

3) Rippe.

Belastung $7910 + \frac{1}{2} \times 2,00 \times 6170 = 14\ 110$ kg. Somit ist der erforderliche Eisenquerschnitt auf Zug senkrecht eingelegt $\frac{14\ 110}{750} = 18,9$ cm². Angeordnet wurden 25 R.-E.

10 mm = 19,65 cm². Der erforderliche Eisenquerschnitt auf Abscheren wagerecht eingelegt ist

$$\frac{14\ 110}{600} = 23,5 \text{ cm}^2.$$

Der gefährliche Querschnitt der Rippe befindet sich auf der Kote 291,40. Zunächst seien die größtmöglichen Biegungsspannungen berechnet.

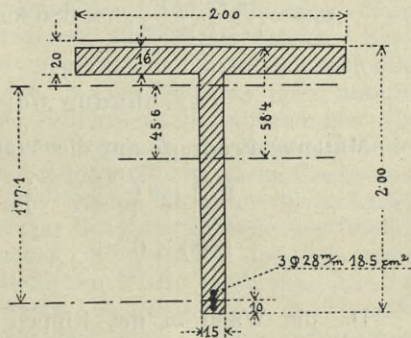


Abb. II.

Biegemoment auf die Höhe 291,40

$$M = \frac{p \times H^3}{6} \cdot \text{tg}^2 \left(\frac{90 - \varphi}{2} \right) \text{ f. 1 lfd. m}$$

$$M = \frac{1800 \times 5,18^3}{6} \times 0,27 = 11\ 260 \text{ kgm.}$$

Gesamtes Biegemoment

$$2,00 \times 11\,260 = 2\,248\,000 \text{ kgcm.}$$

Angeordnete Eiseneinlagen 3 R.-E. 28 mm = 18,5 cm².

Der Querschnitt der Rippe ist aus Abb. 11 zu ersehen. Es sind wieder wie früher

$$F_i = 185 \times 16 + 200 \times 15 + 18,5 \times 10 = 6145 \text{ cm}^2,$$

$$S_i = 2960 \times 8 + 3000 \times 100 + 185 \times 190 = 358\,880 \text{ cm}^3.$$

Die Lage der neutralen Achse vom oberen Rande

$$x = \frac{358\,880}{6145} = 58,4 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment $T_i = 25\,986\,427 \text{ cm}^4$, die Randspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{2\,248\,000}{25\,986\,427} \times 58,5 = 5,05 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Berechnung der Zugspannungen sei vorerst der Druckmittelpunkt des Druckgurtes gerechnet

$$F_d = 200 \times 58,4 - 185 \times 42,5 = 3840 \text{ cm}^2,$$

$$S_d = 11\,700 \times 29,25 - 7860 \times 21,25 = 175\,000 \text{ cm}^3,$$

$$T_d = 34\,200 \times 39 - 167\,000 \times 28,3 = 8\,612\,000 \text{ cm}^4,$$

$$x_d = \frac{8\,612\,000}{175\,000} = 45,6 \text{ cm.}$$

Der Abstand des Druckmittelpunktes vom Zugmittelpunkt

$$h = 200 - (58,5 + 10) + 45,6 = 177,1 \text{ cm,}$$

die Eisenspannung daher

$$\sigma_e = \frac{2\,248\,000}{177,1 \times 18,5} = 688 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Wand.

Mittlerer Erddruck auf die Wand f. 1 m²

$$q = \frac{pH}{2} \operatorname{tg}^2 \left(\frac{90 - \varphi}{2} \right)$$

$$q = \frac{1800 \times 6,58}{2} \times 0,27 = 1600 \text{ kg/m}^2.$$

Da die Wand in die Rippen als teilweise eingespannt angesehen werden kann, ergibt sich das größte Biegemoment mit

$$M = \frac{1}{10} \times 1600 \times 1,85 \times 185 = 54\,800 \text{ kgcm.}$$

Für die halbe Höhe sind 6 R.-E. 12 mm = 6,78 cm² für 1 Höhenmeter Wand angeordnet. Der Eisenquerschnitt wurde entsprechend dem Erddruck nach unten und nach oben vergrößert bzw. verkleinert.

Es sind wieder wie früher

$$F_i = 100 \times 16 + 6,8 \times 10 = 1668 \text{ cm}^2,$$

$$S_i = 1600 \times 8 + 68 \times 14 = 13\,752 \text{ cm}^3.$$

Der Abstand der neutralen Achse vom oberen Plattenrande

$$x = \frac{13\,752}{1668} = 8,23 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment

$$T_i = 36\,720 \text{ cm}^4,$$

die Randspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{54\,800 \times 8,23}{36\,720} = 12,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Abstand des Zug- vom Druckmittelpunkte

$$h = 16 - \frac{1}{3} \cdot 8,24 - 2 = 11,26 \text{ cm,}$$

die Eisenspannung

$$\sigma_e = \frac{54\,800}{11,26 \times 6,3} = 773 \text{ kg/cm}^2.$$

Außer dieser Stützmauer wurden auch die beiden Endwiderlager sowie sämtliche Zwischenpfeiler aus Eisenbeton hergestellt, wie dies übrigens auch aus Tafel III ersichtlich ist. Zwei dieser Zwischenpfeiler, auf denen die 10 m weite Eisenbetonkonstruktion aufruhrt, sind ganz gleich ausgeführt, während der Zwischenpfeiler zwischen Eisenbeton- und Eisenkonstruktion etwas stärker ausgeführt ist. Jeder Zwischenpfeiler besteht aus 2 Eisenbetonständern, welche eine obere Stärke von 100×150 cm besitzen und bis zur Geländehöhe auf 170×220 cm sich verstärken. Die Armierung dieser Ständer besteht aus 8 Rundeisen von 20 mm Stärke. Beide Ständer sind durch eine gemeinsame Eisenbetonsohlplatte von 60 cm Stärke verbunden, welche Platte an ihrer unteren Fläche mit 15 mm starken Rundeisen in Entfernungen von 10 cm armiert ist. Außerdem verbindet die beiden Ständer eine unter Geländehöhe angeordnete 20 cm starke Eisenbetonwand, welche bis auf die gemeinsame Fundamentplatte herabreicht. Die beiden Widerlager sind im allgemeinen ähnlich ausgeführt wie die Stützmauer, nur besitzen dieselben außer der auf der Höhe 290 befindlichen Platte noch eine um 3 m tiefere Fundamentplatte, welche so gelegen ist, daß dieselbe beinahe symmetrisch unter der nach unten fortgesetzten Stirnwand liegt. Diese Fundamentplatte ist mit der oberen Platte und der Stirnwand durch beiderseits dieser Wand angeordnete Rippen verbunden. Zu erwähnen wäre noch, daß das Widerlager auf der Samborer Seite Parallelfügel besitzt, während das auf der Lemberger Seite Böschungsfügelmauern hat.

Was die Ausführung dieses Bauwerkes anbelangt, sei erwähnt, daß die Fundamentmauern im Mischungsverhältnisse

1 : 6 (1 m³ Sand und Schotter und 285 kg Portlandzement), das aufgehende Mauerwerk der Stützmauer und sämtliche Pfeiler im Mischungsverhältnisse 1 : 5 (330 kg Portlandzement

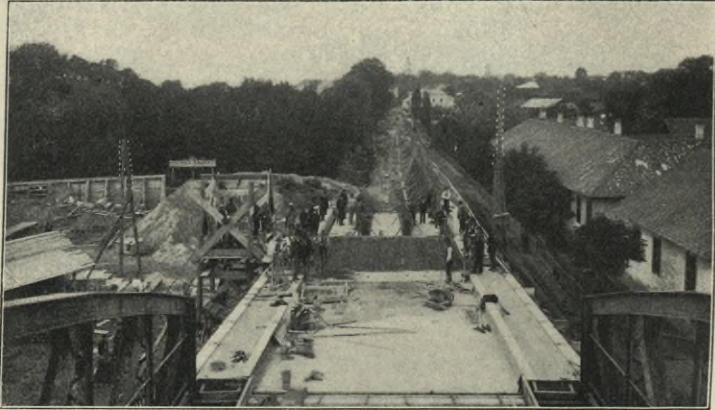


Abb. 12.

f. 1 m³ Sand und Schotter) ausgeführt wurden. Der Portlandzement wurde aus Szakowa bezogen. Die Mischung des Betons und das Waschen des Sandes und Schotters geschah

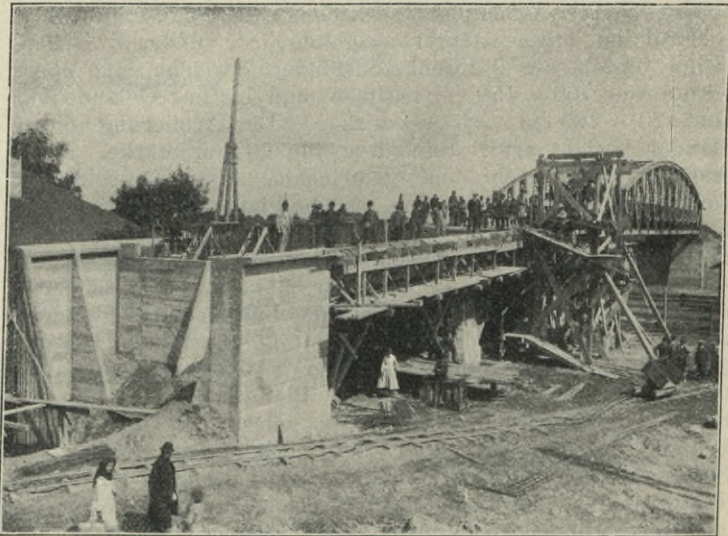


Abb. 13.

maschinell. Die Betonarbeiten des Lemberger Widerlagers und des Pfeilers *D* (beide Widerlager der eisernen Brückenkonstruktion) sind am 31. Mai 1905, der übrigen Pfeiler am

1. Juli 1905, der Stützmauer am 26. September 1905 beendet worden. Um den Außersichten der Pfeiler und Mauern ein gefälliges Aussehen zu geben, wurden dieselben bei den Mittelpfeilern des Eisenbetontragwerkes mit Sandsteinquadern versehen, welche während der Betonierung zugleich als Schalung dienten. Die Außersichten der Stützmauer und der beiden Widerlager der Eisenkonstruktion wurden mit 4 cm starken, künstlich hergestellten Betonplatten verblendet, welche mittels Bindedrahtes in die dahinter befindliche Wand verhängt wurden. Die Beschreibung der Eisenbetontragkon-

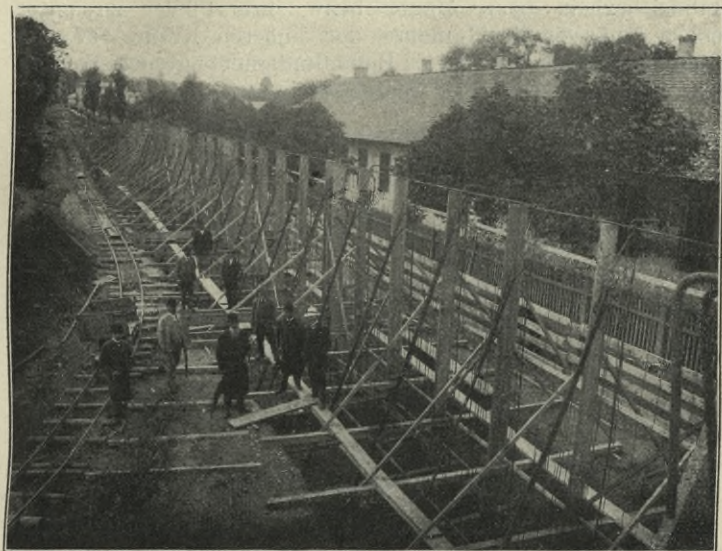


Abb. 14.

struktion folgt in einem späteren Aufsatze. In den Abb. 12, 13 u. 14 sind Ansichten zu sehen, sowohl des Widerlagers als auch der Stützmauer, teils fertig, teils während der Ausführung.

Zum Schluß der aus Eisenbeton ausgeführten Mauern soll Erwähnung getan werden der Blendmauer zwischen Bau-km 49,844 und 49,987 der Teilstrecke Görz—Triest der Wocheinerbahn bei der Rennbahn Montebello im Weichbilde der Stadt Triest. Diese Mauer hat den Zweck, die rollenden Fahrbetriebsmittel der Rennbahn zu verhüllen und so ein Scheuwerden der Pferde hintanzuhalten. Aus dem auf Tafel II ersichtlichen Längenprofile ist zu sehen, daß die Bahn gerade an dieser Stelle aus dem Damm in den Einschnitt übergeht. Es ergab sich daher bei Beginn der Blendmauer die ziemlich große Höhe von etwa 6 m, welche sich infolge des eintretenden Einschnitts bis auf 0,55 m erniedrigt. Die Länge dieser Mauer beträgt 141 m. Sie besteht aus einer

10 cm starken Monierwand, welche in Eisenbetonsäulen eingespannt ist. Die einzelnen Säulen haben eine Achsenentfernung von 3 m. Am Fuße der Mauer und der Säulen ist eine sockelartige Verstärkung angebracht. Jede Säule fußt auf einem Betonklotze, der nicht symmetrisch ausgeführt ist, da der Wind (Bora) an diesem Gelände nur aus einer Richtung kommt. Im folgenden sei die Untersuchung der statischen Verhältnisse dieser Mauer angegeben. Ihrer Höhe über der Erdoberfläche nach wurde dieselbe in drei Typen eingeteilt. Typ A zu 6 m, Typ B zu 4 m und Typ C zu 2 m Höhe. Typ A möge in Rechnung gezogen werden. Um die Standsicherheit dieser Mauer bzw. ihrer Pfeiler zu untersuchen, müssen die Momente der äußeren Kräfte auf dem äußersten tiefsten Punkt des Betonfundaments gesucht werden. Ist M_g das Moment des Eigengewichts, M_w das des Winddrucks, bezogen auf diesen Punkt, so muß $\frac{M_g}{M_w} > 1 = s =$ der Standsicherheit sein.

Das Gesamtgewicht, welches eine Säule zu tragen hat, setzt sich zusammen:

Volumen der Säule:

$$(0,4 \times 0,3 \times 2,0) + (0,6 \times 0,3 \times 2,0) + (0,8 \times 0,3 \times 2,0) = 1,08 \text{ m}^3.$$

Volumen der Wand:

$$(2,7 \times 0,10 \times 5,0 = 1,35 \text{ m}^3.$$

Volumen des Sockels:

$$2,70 \times 0,2 \times 1,0 = 0,54 \text{ m}^3.$$

Das Gesamtvolumen des Eisenbetons, den eine Säule zu tragen hat, $2,97 \text{ m}^3$, das Volumen des Betonfundaments $3,095 \text{ m}^3$, das spezifische Gewicht des Eisenbetons mit $2,5$, das des Stampfbetons mit $2,4 \text{ t/m}^3$ vorausgesetzt, gibt ein Gesamteigengewicht $G = 2,97 \times 2,5 + 3,095 \times 2,4 = 14,85 \text{ t}$. Die Entfernung der Schwerlinie vom Punkt A = $1,40 \text{ m}$.

Das Moment des Gesamteigengewichts $M_g = 14,85 \times 1,4 = 20,79 \text{ tm}$. Für die Berechnung des Momentes infolge Winddrucks wurde als senkrechte Komponente desselben 170 kg/m^2 in Rechnung gezogen, da die herrschende Windrichtung mit der Wand einen Winkel von 30° einschließt. Die ausgesetzte Fläche für eine Säule beträgt $F = 3 \times 6 = 18 \text{ m}^2$ und daher die Gesamtwindkraft $W = 18 \times 0,17 = 3,06 \text{ t}$. Der Abstand der Angriffslinie des Winddrucks vom Punkte A, $\frac{6}{2} + 1 = 4 \text{ m}$, da die Angriffsfläche des Winddrucks ein Rechteck bildet. Das Moment infolge Winddrucks daher $M_w = 3,06 \times 4 = 12,24 \text{ tm}$ und $\frac{M_g}{M_w} = \frac{20,79}{12,24} = 1,7 > 1 = s$.

Die Pressungen in der Fundamentsohle rechnen sich aus

der Formel $i_d = \frac{G}{F} + \frac{M_w}{W}$, wobei F die Sohlfläche, W das Widerstandsmoment derselben bedeutet,

$$W = \frac{1 \cdot 2,8^2}{6} = 1,30 \text{ m}^3$$

$$i_d = \frac{14,85}{2,8} + \frac{12,24}{1,3} = 14,70 \text{ t/m}^2 = 1,47 \text{ kg/cm}^2,$$

also in den zulässigen Grenzen sich befindet.

Es muß ferner die Fuge, wo die Säule im Betonklotze eingespannt ist, die äußeren Kräfte aufnehmen können. Auf diese Fuge wirkt einmal das Gewicht des ganzen Eisenbetons und zweitens wieder die gesamte Windkraft. In dieser Fläche müssen die Zugspannungen durch entsprechende Eiseneinlagen aufgenommen werden. Wie früher rechnen sich die Inanspruchnahmen $\left. \begin{matrix} i'_d \\ i'_z \end{matrix} \right\} = \frac{G'}{F'} \pm \frac{M'_w}{W'}$, wobei i'_d und i'_z die Inanspruchnahme auf Druck bzw. auf Zug bedeuten, G' das Gewicht des Eisenbetons, F' die Fugenfläche, W' ihr Widerstandsmoment darstellen, M'_w das Winddruckmoment bezüglich der Fuge ist,

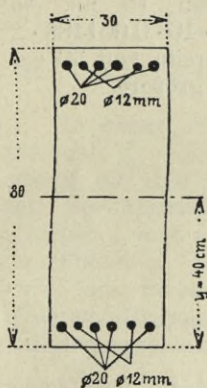


Abb. 15.

$$G' = 2,97 \cdot 2,5 = 7,42 \text{ t,}$$

$$F' = 0,3 \cdot 0,8 = 0,24 \text{ m}^2,$$

$$M'_w = 3,06 \cdot 3 = 9,18 \text{ tm,}$$

$$W' = \frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 0,8^2 = 0,032 \text{ m}^3,$$

$$i'_d = \frac{7,42}{0,24} + \frac{9,18}{0,032} = 31,77 \text{ kg/cm}^2,$$

$$i'_z = \frac{7,42}{0,24} - \frac{9,18}{0,032} = 25,59 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Querschnitt der Fuge ist in der Abb. 15 zu sehen. Diese gerechneten Inanspruchnahmen gelten für eine homogene reine Betonfläche ohne Eiseneinlagen. Da die Zugspannungen des Betons hauptsächlich von Eiseneinlagen aufgenommen werden sollen, muß man nun jenes Moment der äußeren Kräfte rechnen, welches diese Zugspannung von 25,59 kg/cm² hervorruft. Im allgemeinen gilt die Formel $M \cdot i = \frac{T}{y}$, worin

M das gesuchte Moment ist, i die vor berechnete Kantenpressung, T das Trägheitsmoment des reinen Betonquerschnitts, y die Entfernung der äußersten Faser von der neutralen Achse bedeuten.

$$i = 25,59 \text{ kg/cm}^2,$$

$$T = \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 80^3 = 1\,280\,000 \text{ cm}^3,$$

$$y = 40 \text{ cm,}$$

$$M = \frac{T \cdot i}{y} = 818\,880 \text{ kgcm.}$$

Um nun die erforderliche Eisenfläche zu bestimmen, vergewärtigt man sich den Verlauf der Spannungen in diesem Querschnitt (Abb. 16)

$$h = 80 - 5 - \frac{40}{3} = 61,7 \text{ cm,}$$

$$Zh = M, Z = \frac{M}{h} = 13\,272 \text{ kg.}$$

Nimmt man als zulässige Inanspruchnahme des Eisens 1000 kg/cm^2 , so ist die erforderliche Eisenfläche

$$f_e = \frac{13\,272}{1000} = 13,27 \text{ cm}^2; \text{ angeordnet}$$

sind in einem Abstände von 5 cm von der Außenseite der Säule 4 Rundisen von 20 mm Durchmesser und 2 Rundisen von 12 mm Durchmesser, welche zusammen eine Eisenfläche von $14,83 \text{ cm}^2$ ergeben. Es werden daher die wirklichen Kantenpressungen im Eisenbetonquerschnitt andere sein als die zuvor gerechneten. Nehmen wir als Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten von Eisen zu Beton 10 an, so ergibt sich die Idealfäche $F_i = 0,8 \cdot 0,3 + 10 \cdot 0,001483 \cdot 2 = 0,2697 \text{ m}^2$, bei gleichbleibender Flächenbreite von 30 cm wird daher die Höhe dieser Idealfäche eine größere,

$$h_i = \frac{F_i}{b} = 0,90 \text{ m}$$

und das ideelle Widerstandsmoment

$$W_i = \frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 0,9^2 = 0,041 \text{ m}^3,$$

$$i_d = \frac{G'}{F_i} + \frac{M'_w}{W_i} = 25,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$i_z = \frac{G'}{F_i} - \frac{M'_w}{W_i} = 19,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Ferner muß die Wand die äußeren Kräfte aufnehmen können. In Betracht wird gezogen 1 Höhenmeter der Wand; der Querschnitt ist aus Abb. 17 zu ersehen. Die Windkraft, die auf diesen Streifen wirkt,

$$W = 1 \cdot 170 \cdot 2,7 = 460 \text{ kg.}$$

Die Wand wird als zwischen den einzelnen Säulen frei aufliegend betrachtet als ungünstigerer Fall und $M = \frac{1}{8} \cdot W \cdot l = \frac{1}{8} \cdot 460 \cdot 270 = 15\,500 \text{ kgcm}$. In Wirklichkeit wird dieselbe als teilweise eingespannt oder doch wenigstens als kontinuierlich über die Säulen gehend zu betrachten sein, und das Moment sinkt auf $\frac{1}{10} W \cdot l$ herab. Ähnlich wie früher

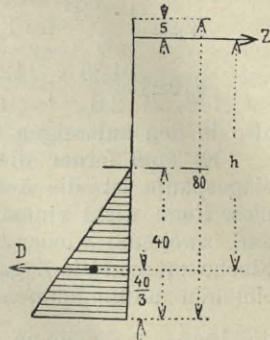


Abb. 16.

muß, da eine symmetrische Eisenarmierung angeordnet ist, $h = 10 - 2 - 2.7 = 5,7$ cm, $Z = D = \frac{M}{h} = 2900$ kg. Auf ein Höhenmeter Wand sind 10 Stück Rundisen von 10 mm Durchmesser angebracht von einer Gesamtfläche von $3,84$ cm²; daher die Inanspruchnahme des Eisens

$$i_z = \frac{2900}{3,8} = 770 \text{ kg/cm}^2$$

und die des Betons

$$i_b = \frac{2900 \cdot 2}{5 \cdot 100} = 11,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Zu diesen Spannungen treten noch jene infolge Eigengewichts hinzu. In Betracht wird gezogen ein Betonstreifen zwischen 2 Trageisen, also 10 cm Höhe. Nach Prof. Ramisch dienende Formeln:

$$1) \quad M = \frac{7}{48} \cdot G \cdot l,$$

$$2) \quad n = \frac{m \cdot f_e}{f_b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2f_b}{m \cdot f_e}} \right),$$

$$3) \quad i_b = \frac{M}{n(3-n) \cdot W_b},$$

$$4) \quad i_e = i_b \cdot m \cdot \frac{1-n}{n}.$$

In diesen Formeln bezeichnet f_e den Eisenquerschnitt für eine Schicht, f_b den Betonquerschnitt einer Schicht; i_e und i_b die Inanspruchnahmen des Eisens bzw. des Betons, W_b das Widerstandsmoment des reinen Betonquerschnitts einer Schicht $= \frac{1}{6} b h^2$, wo b die

Stärke der Wand, h der Abstand zweier Trageisen

ist; n bedeutet den Bruchteil des Betonquerschnitts, der nur auf Druck beansprucht wird, und m das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten des Eisens zu dem des Betons.

In unserem Falle wird

$$G = 0,1 \times 0,1 \times 2400 \times 3,0 = 72 \text{ kg},$$

$$W_b = \frac{1}{6} \times 10 \times 100 = 167 \text{ cm}^3,$$

$$M = \frac{7}{48} \times 72 \times 300 = 3150 \text{ kgcm},$$

$$n = \frac{10 \times 1,57}{10 \times 10} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100}{10 \times 1,57}} \right) = 0,425,$$

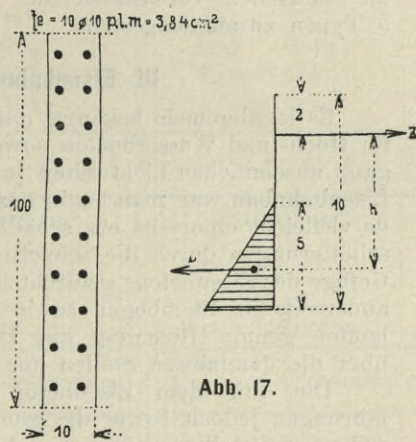


Abb. 17.

$$i''_b = \frac{3150}{0,425 \times 2,575 \times 167} = 17,2 \text{ kg/cm}^2,$$

$$i''_z = 17,2 \times 10 \times \frac{0,575}{0,425} = 234 \text{ kg/cm}^2$$

und die Gesamtspannungen

$$i_b = 17,2 + 11,6 = 28,8 \text{ kg/cm}^2,$$

$$i_z = 234 + 770 = 1004 \text{ kg/cm}^2.$$

Es ist noch zu untersuchen, ob sich die Mauer an ihrer Auflagerung auf den Säulen hält. Die Wand auf ein Höhenmeter hat ein Gewicht von $0,1 \cdot 1 \cdot 2500 \cdot 2,7 = 675 \text{ kg}$, daher auf einer Seite einer Säule eine Kraft von $\frac{675}{2} \text{ kg}$ von den Eiseneinlagen aufzunehmen ist, was einer Inanspruchnahme derselben entsprechen würde von $i_e = \frac{337,5}{2 \cdot 3,84} = 44 \text{ kg/cm}^2$.

Die Wand wurde etwa 10 cm in den Boden vertieft und an ihrer Sohlenfläche noch außerdem mit 4 Rundeseisen von 12 mm Durchmesser armiert. In anschließender Tabelle sind die statischen Verhältnisse der Eisenbetonsäulen sämtlicher 3 Typen zusammengestellt.

III. Eisenbahnbrücken.

Es ist allgemein bekannt, daß der Eisenbeton seit langem für Hoch- und Wasserbauten sowie für Straßenbrücken bis zu ganz ansehnlichen Lichtweiten in Verwendung steht. Nur im Eisenbahnbau war man bis in letzter Zeit etwas zurückhaltend, da vielleicht einerseits ein schädlicher Einfluß der starken Erschütterungen durch die schnellrollende Verkehrslast auf das Gefüge des Eisenbetons gefürchtet wurde und der Eisenbahnbau andererseits im Steinbogen sowie in den vielgestaltigen Eisenbauten genug Hilfsmittel zur Hinüberleitung der Bahnzüge über die dammlösen Stellen der Bahnlinie besessen hatte.

Die mit dem Eisenbeton inzwischen gemachten Erfahrungen jedoch sowie die günstigen Erfolge der mit demselben angestellten zahlreichen Versuche ließen nunmehr auch die Anwendung des Eisenbetons im Bahnbaue keineswegs als kühnes Wagnis erscheinen, umso mehr, da die gefürchteten Erschütterungen bei Straßenbrücken bisweilen heftiger sind als bei Bahnobjekten, und kleine Bahnbauten aus Eisenbeton bereits im Jahre 1894 ausgeführt worden sind. So hatte die Jura-Simplonbahn in der Station Wiggen (Bern—Luzern) im Jahre 1894 Eisenbetonplatten bei einem Durchlasse verwendet, und dieser Konstruktion folgte im Jahre 1897 eine ähnliche in der Station St. Moritz (Lausanne—Simplon) mit 3,5 m Stützweite. Im Jahre 1900 legte man in dem Bahnhofe St. Immer 3 Hauptgleise auf eine Plattenbalkendecke von 4,8 m Stützweite. (Siehe „Beton u. Eisen“, II. Heft 1903.) Gewölbte Eisenbetonobjekte wurden auch auf den Linien der österreichischen Süd-

**Zusammenstellung der statischen Verhältnisse der Eisenbetonsäulen der Blendmauer
bei der Rennbahn Montebello in Triest.**

	T y p A	T y p B	T y p C
Inhalt des Pfeilers	$(0,24 + 0,36 + 0,48) = 1,08 \text{ m}^3$	$(0,24 + 0,36) = 0,60 \text{ m}^3$	0,24 m ³
„ der Wand	$(2,70 \cdot 0,10 \cdot 5) = 1,35 \text{ „}$	$(2,70 \cdot 0,1 \cdot 3) = 0,81 \text{ „}$	$(2,7 \cdot 0,1 \cdot 1,5) = 0,40 \text{ „}$
„ des Sockels	$(2,70 \cdot 0,20 \cdot 1) = 0,54 \text{ „}$	$(2,70 \cdot 0,2 \cdot 1) = 0,54 \text{ „}$	$(2,7 \cdot 0,2 \cdot 0,5) = 0,27 \text{ „}$
	2,97 m ³	1,95 m ³	0,91 m ³
Spezifisches Gewicht des Eisenbetons 2,50 t/m ³			
Gesamtgewicht des Eisenbetons	7,42 t	4,87 t	2,27 t
Hebelarm	0,40 m	0,30 m	0,20 m
Moment des Eigengewichts	$(7,42 \cdot 0,4) = 2,97 \text{ tm}$	$(4,87 \cdot 0,3) = 1,46 \text{ tm}$	$(2,27 \cdot 0,2) = 0,45 \text{ tm}$
Winddruck 170 kg für 1 m ²			
Windfläche	30 · 6 = 18 m ²	3 · 4 = 12 m ²	3 · 2 = 6 m ²
Winddruck	18 · 0,17 = 3,06 t	12 · 0,17 = 2,04 t	6 · 0,17 = 1,02 t
Hebelarm	3 m	2 m	10 m
Winddruckmoment	3,06 · 3 = 9,18 tm	2,04 · 2 = 4,08 tm	1,02 · 1 = 1,02 tm
Querschnittsfläche	0,3 · 0,8 = 0,24 m ²	0,3 · 0,6 = 0,18 m ²	0,3 · 0,4 = 0,12 m ²
Widerstandsmoment der Querschnittsfläche	$\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 0,8^2 = 0,032 \text{ m}^3$	$\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 0,6^2 = 0,018 \text{ m}^3$	$\frac{1}{6} \cdot 0,3 \cdot 0,4^2 = 0,008 \text{ m}^3$
$i'_d \left\{ = \frac{G'}{F} \pm \frac{M'_w}{W'} \right.$	$\frac{7,42}{0,24} \pm \frac{9,18}{0,032}$	$\frac{4,87}{0,18} \pm \frac{4,08}{0,018}$	$\frac{2,27}{0,12} \pm \frac{1,02}{0,008}$
Spezifische Spannungen für 1 cm ²	$i'_d = 31,77 \text{ kg}$ $i'_z = 25,59 \text{ kg}$	$i'_d = 25,37 \text{ kg}$ $i'_z = 19,96 \text{ kg}$	$i'_d = 14,64 \text{ kg}$ $i'_z = 10,85 \text{ kg}$
Moment der äußeren Kräfte $M = \frac{i_z \cdot T}{y}$			
Trägheitsmoment	$T = 1\,280\,000 \text{ cm}^4$	$T = 540\,000 \text{ cm}^4$	$T = 160\,000 \text{ cm}^4$
Entfernung der äußersten Faser von der Neutralachse	$y = 40 \text{ cm}$	$y = 30 \text{ cm}$	$y = 20 \text{ cm}$
i_z	25,59 kg	19,96 kg	10,85 kg
Moment der äußeren Kraft	$M = 818\,880 \text{ kgcm}$	$M = 359\,280 \text{ kgcm}$	$M = 57\,866 \text{ kgcm}$
Gesamte Zugspannung $Z = \frac{M}{h}$ und Berechnung der Eisenfläche			
Entfernung des Druckmittelpunktes vom Zugmittelpunkt	$h = 61,7 \text{ cm}$	$h = 45 \text{ cm}$	$h = 28,3 \text{ cm}$
Z	$Z = 13\,272 \text{ kg}$	$Z = 7960 \text{ kg}$	$Z = 2066 \text{ kg}$
Fläche des Eisens (1000 kg für 1 cm ²)	$f_e = \frac{13\,272}{1000} = 13,27 \text{ cm}^2$	$f_e = 7,96 \text{ cm}^2$	$f_e = 2,07 \text{ cm}^2$
Angeordnete Rundeisen	4 R.-E. 20 mm + 2 R.-E. 12 mm	2 R.-E. 20 mm + 2 R.-E. 12 mm	2 R.-E. 12 mm
Eisenquerschnittsfläche	14,83 cm ² *	8,54 cm ²	2,26 cm ²
Wirkliche Kantenpressungen im Beton			
Ideelle Fläche	$(0,8 \cdot 0,3 + 10 \cdot 2 \cdot 0,001483) = 0,2697 \text{ m}^2$	$(0,6 \cdot 0,3 + 10 \cdot 2 \cdot 0,000854) = 0,1817 \text{ m}^2$	$(0,4 \cdot 0,3 + 10 \cdot 2 \cdot 0,000226) = 0,1245 \text{ m}^2$
„ Höhe	0,90 m	0,605 m	0,415 m
Ideelles Widerstandsmoment	0,041 m ³	0,022 m ³	0,0088 m ³
$i_d \left\{ = \frac{G'}{F_i} \pm \frac{M'_w}{W_i} \right.$	$\frac{7,42}{0,27} \pm \frac{9,48}{0,041}$	$\frac{4,87}{0,18} \pm \frac{4,08}{0,022}$	$\frac{2,27}{0,124} \pm \frac{1,02}{0,0088}$
Spezifische Spannungen	$i_d = 25,2 \text{ kg/cm}^2$ $i_z = 19,6 \text{ „}$	$i_d = 21 \text{ kg/cm}^2$ $i_z = 16 \text{ „}$	$i_d = 13,4 \text{ kg/cm}^2$ $i_z = 9,8 \text{ „}$

Diese Mauer wurde von der Betonbauunternehmung Eugen Comel in Triest ausgeführt und kostete einschließlich sämtlicher Erdarbeiten nur etwa 12 000 Kronen. Die Pläne und Einzelheiten dieser Mauer sind in Tafel II zu sehen.

bahngesellschaft seit dem Jahre 1899 mehrfach ausgeführt. Auch bei Lokalbahnen und Bahnen niederer Ordnung hat der Eisenbetonbau in Oesterreich bereits Anwendung gefunden. So wurden z. B. bei den niederösterreichischen Landeseisenbahnen die Braunaubachbrücke, Buschenbachbrücke, Dietmannsbrücke und einige Lainsitzbrücken teils als gerade, teils als gewölbte Eisenbetontragwerke bis zu Lichtweiten von 15,0 m ausgeführt. Die Erfahrungen bei allen diesen Konstruktionen waren sehr günstige.

Auf Anregung des Herrn Oberbaurats Josef Zuffer als Vorstandes der Abteilung für Brücken- und Unterbau der k. k. E.-B.-D. hatte sich nun der seinerzeitige Vorstand dieser Behörde, k. k. Sektionschef und Eisenbahndirektor Karl Wurmb im Sommer 1903 entschlossen, den Eisenbeton auch bei dem Baue der neuen Staatseisenbahnlinien einzuführen, und denselben vorerst zur Herstellung von Dohlendeckeln, dann zur Ausführung von Durchlässen ohne und mit Ueberschüttung bis zu 7,0 m Weite, zu verwenden. Es wurden von obiger Behörde vorerst einige grundsätzliche Bestimmungen unter der Ueberschrift: „Besondere Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetontragwerken für offene Durchlässe im Zuge von Eisenbahnlinien (Vollspurbahnen)“ festgesetzt und hierzu auch ein Musterblatt: „Allgemeine Ausgestaltung von Eisenbeton-Tragwerken für gedeckte und offene Bahndurchlässe“ ausgegeben.

Im Jahre 1906 wurden diese besonderen Bestimmungen Auflage 1904 nochmals durchgesehen und durch einige Änderungen ergänzt. Diese im folgenden vollinhaltlich wiedergegebenen „Besonderen Bestimmungen“ erhielten die Genehmigung des gegenwärtigen Leiters der k. k. Eisenbahndirektion Herrn Sektionschefs Dr. Anton Millemoth, der gleich seinem Vorgänger den Eisenbetonbau weiter fördert.

Besondere Bestimmungen

für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetontragwerken für offene Durchlässe im Zuge von Eisenbahnlinien (Vollspurbahnen).

Die Berechnung und Ausführung von Eisenbetontragwerken hat nach den betreffenden Angaben der Typenblätter Nr. $\frac{21}{u}$ E. B. D. und $\frac{22}{u}$ E. B. D., weiter nach der Brückenverordnung vom 28. August 1904, R.-G.-Bl. Nr. 97 und ferner nach folgenden besonderen Bestimmungen zu erfolgen.

A. Berechnung.

1. Als Grundlage für den Nachweis des Eigengewichtes und der bleibenden Belastung sowie für die Berechnung des Biegemomentes, herrührend vom Eigengewichte der Konstruktion und der bleibenden Belastung, haben für die einzelnen Baumaterialien folgende Einheitsgewichte für je 1 m³ zu gelten, und zwar bei:

Martinflußeisen	7850 kg
Beton	2400 "
Lehm (Ueberschüttung)	1800 "
Sand	1600 "
Schotter (Schotterbett)	1900 "
Abdeckung (Isolierung)	1200 "
Holz (Schwelle)	900 "
Gleise (im Durchschnitt) für 1 laufendes Meter	60 "

2. Als Verkehrslast ist bei Vollspurbahnen (ob Belastungsnorm I oder II) der Belastungszug nach Abb. 1 einzuführen.

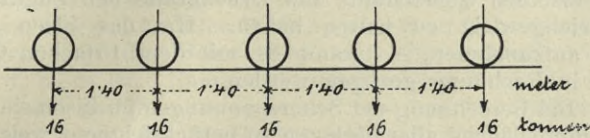


Abb. 1.

wobei stets die ungünstigste Laststellung in Betracht zu ziehen kommt.

In den Fällen wo das größte Biegemoment bereits durch die Belastung mit bloß einer Achse erreicht wird, ist dieser Achsdruck auf 20 t zu erhöhen.

3. Die Biegemomente von der Verkehrslast sind ohne Rücksicht auf das vorhandene Schotterbett und auf eine etwaige Ueberschüttung in der Gesamthöhe von höchstens 50 cm so zu berechnen, als wenn die Einzellasten unmittelbar auf dem Tragwerke aufliegen würden; als Stützweite ist die Lichtweite des Objektes mehr der einseitigen Auflagertiefe einzuführen. Für die Berechnung der Scherspannungen ist jedoch eine Lastverteilung nach Punkt 4 anzunehmen.

4. Hinsichtlich der Lastverteilung (Verkehrslast) auf die Konstruktion senkrecht zur Achse des Bauwerkes ist anzunehmen, daß der Raddruck die Schwelle in einer Breite von mindestens 0,1 m belastet, und von den Grenzen dieses Bereiches aus unter einem Winkel von 45° durch (Schwelle, Schotter und sonstige Ueberschüttung hindurch) bis zur Oberfläche des Tragwerkes sich ausbreitet.

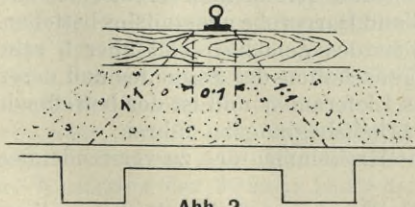


Abb. 2.

Unter dieser Annahme ist die Verteilung der Balken bei Balkendecken vorzunehmen oder der Bereich der größten Belastung bei einfachen Decken oder Platten zu bestimmen

(Abb. 2) und hat die Eisenbetondecke innerhalb dieses Belastungstreifens dem größten Biegemomente, hervorgerufen durch die Einflüsse der Verkehrslast mehr dem Eigengewichte und der bleibenden Belastung, Widerstand zu leisten.

Bei Balkendecken ist die Platte, welche je 2 Balken miteinander verbindet, mindestens als teilweise eingespannt anzusehen und zu berechnen, wobei eine gleichmäßig verteilte Belastung angenommen werden kann. Das Tragwerk selbst ist als frei aufliegend zu betrachten und demgemäß zu berechnen.

5. Bei Berechnung der Abmessungen der einzelnen Teile ist im allgemeinen der Grundsatz festzuhalten, daß die Druckkräfte vom Beton allein und die Zugkräfte vom Eisen allein zu übernehmen sind; dabei ist weiter anzunehmen, daß in ein und demselben Querschnitte die Druckkräfte den Zugkräften das Gleichgewicht zu halten haben. Hat das Eisen auch Druck aufzunehmen, so kann es mit dem 15fachen Querschnitt in Rechnung gezogen werden.

6. Bei Berechnung der Scherspannungen im Eisen sind die Querschnittsflächen aller Einlagen zu berücksichtigen, welche in dem im betreffenden Punkte unter 45° geführten Schnitte liegen.

7. Als zulässige Spannungen in kg für 1 cm^2 Querschnitt können für die einzelnen Materialien angenommen werden, und zwar bei:

Martinflußeisen	$750 + 4L$ für alle Lichtweiten und reinen „Zug“, ($L =$ Lichtweite in m),	
„	600 für alle Lichtweiten bei „Abscherung“.	
Beton	35 bis 2 m Lichtweite	} und Druck
„	30 über 2 bis 5 m Lichtweite	
„	25 „ 5 m Lichtweite	
„	4,5 für alle Lichtweiten bei „Abscherung“.	

Die Haftfestigkeit (Adhäsion) zwischen Eisen und Beton kann mit 4,5 kg für 1 cm^2 Eisenoberfläche in Rechnung gestellt werden.

8. Die Berechnung der Eisenbetontragwerke soll in allen Fällen tunlichst einfach und übersichtlich sein.

B. Ausführung.

1. Für die Eisenbetontragwerke ist nur beste Sorte Portlandzement zu verwenden.

Derselbe soll langsam bindend sein, hat den Normen des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins zu entsprechen und muß die Koch- und Darrprobe anstandslos bestehen.

Das spezifische Gewicht des Zementes soll über 3 sein. Die Feststellung dieser Eigenschaften des Zementes und deren Beglaubigung ist Sache des Lieferanten und ist der betreffende Nachweis noch vor dem Arbeitsbeginne zu führen.

Es ist auch ferner das Herkommen des zu verwendenden Zementes anzugeben.

2. Sand und Kies sollen rein und frei von allen erdigen Bestandteilen sein. Der Sand muß überdies scharfkörnig sein und auf einem Siebe von 900 Maschen auf 1 cm^2 mindestens 95 vH. Rückstand ergeben.

Als Kies oder „Schotter“ wird bezeichnet, was bei einem Siebe von 5 mm Maschenweite nicht mehr durchfällt. Die

Größe des Kiesel in den einzelnen Tragwerksteilen soll nur halb so groß sein, als der Zwischenraum zwischen den Eiseneinlagen oder zwischen letzteren und der Verschalung und darf überdies die Korngröße des Schotters in der Druckzone des Tragwerkes nie mehr als 30 mm betragen.

3. Für die Eiseneinlagen darf nur Martinflußeisen verwendet werden, welches den besonderen Bedingungen für die Lieferung und Aufstellung eiserner Brücken bei den k. k. Staatsbahnen entspricht und ist das Eisen vor dessen Verwendung vorschriftsmäßig zu erproben.

4. Das Mischungsverhältnis des Betons soll bei allen Tragwerken und bei allen Weiten bis zu einer Ueberschüttungshöhe von 1 m (das Schotterbett mit eingerechnet) wie 1:3 sein, d. h. es ist 1 Raumteil Portlandzement zu je $1\frac{1}{2}$ Raumteilen Sand und Kies zu nehmen; von 1 m Ueberschüttungshöhe an kann das Mischungsverhältnis der 3 Materialien 1:2:2 betragen.

Bei etwa zur Herstellung kommenden Unterlagsteinen (Auflagerquadern) aus Stampfbeton darf das Mischungsverhältnis 1:5 und bei Herstellung von Widerlagern aus Stampfbeton 1:8 — unter sonst gleichen Bedingungen wie bei den Eisenbetontragwerken selbst — betragen.

5. Die Durcharbeitung der Betonmaterialien soll in der Regel durch geeignete Maschinen erfolgen; bei ausnahmsweise gestatteter Handmischung ist der Zementzusatz um 10 vH. zu erhöhen.

6. Der Beton soll nach 28 Tagen feuchter Luftlagerung und einem Mischungsverhältnisse von 1:3 eine geringste Druckfestigkeit von 210 kg/cm^2 bei einer Zugfestigkeit von 25 kg/cm^2 und bei einem Mischungsverhältnisse von 1:4 eine geringste Druckfestigkeit von 160 kg/cm^2 bei einer Zugfestigkeit von 18 kg/cm^2 besitzen. Die Feststellung dieser Zahlen und deren Beglaubigung ist Sache des Lieferanten.

7. Der Beton ist nicht erdfeucht, sondern in möglichst plastischem Zustande, sowie in dünnen Lagen einzubringen und muß eine vollständig dichte Umschließung der Eiseneinlagen durch den Mörtel des Betons stattfinden.

8. Bei den Eiseneinlagen sind Stöße möglichst zu vermeiden; sind letztere jedoch unbedingt nötig, so dürfen sie nicht durch Ineinanderhängen der zu stoßenden Stücke gebildet werden, sondern es sind die Stöße durch Uebergreifenlassen der Eisenteile oder durch kunstgerechtes Zusammenschweißen, wobei die Schweißstelle ebenfalls gedeckt sein muß, zu decken. Als Mindestmaß für die Uebergreifung ist bei Rundeisen der 30fache Durchmesser, bei etwaigem Profileisen die gleiche Länge wie bei Rundeisen von gleichem Querschnitt zu nehmen.

Unsaubere, fettige und rostige Eisenstangen dürfen nicht eingelegt werden, sondern es sind selbe vorher gut und gründlich zu reinigen und hat die Reinigung, wenn anders nicht möglich, auf chemischem Wege, durch Abwaschen der

Stangen mit verdünnter Schwefelsäure und nachheriges Bestreichen mit Kalkmilch zu erfolgen. Die so gereinigten Eiseneinlagen sind vor dem Verlegen mit nicht allzu dünnflüssigem Zementbrei satt zu überstreichen; dieser Zementüberzug muß jedoch abgebunden haben und erhärtet sein, bevor die Einlagen eingebettet werden.

Bei Kreuzungspunkten vieler Eisen ist dem Beton während des Einstampfens frischer Zementbrei zuzusetzen.

9. Die fertigen Eisenbetontragwerke sind 8 bis 14 Tage hindurch feucht zu halten oder durch eine feuchte Sandlage zu schützen.

10. Die Einschalungen sind sorgfältig und dauerhaft herzustellen; sie müssen so stark sein, sowie auch so fest verbunden und unterstützt werden, daß eine genaue Herstellung der Bauteile in den beabsichtigten Formen gewährleistet ist. Die Einschalungen müssen auch ein Einstampfen des Betons in dünnen Schichten ermöglichen und leicht und gefahrlos unter Belassung der etwa noch notwendigen Stützung entfernt werden können. Die Holzteile, welche mit dem Beton in Berührung kommen, sind glatt zu hobeln und nötigenfalls zu fetten.

Offene Fugen dürfen nur insoweit vorkommen, als dies für die Ausdehnung des Holzes beim Befeuchten desselben nötig ist, da eine fugenlose Schalung den Beton während des Abbindens stören würde. Die Weite solcher Fugen beträgt 5 bis 8 mm.

11. Die Freimachung (Ausschalung) der Eisenbetontragwerke ist von der jeweiligen Witterung, von dem Eigengewichte und der Spannweite der Bauteile abhängig und darf in der Regel erst in 4 bis 6 Wochen stattfinden, wobei sehr vorsichtig vorzugehen ist. Die seitliche Schalung von Eisenbetontragwerken kann schon nach genügender Erhärtung des Betons entfernt werden.

Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind die Ausrüstungsfristen noch um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.

Eisenbetonplatten sind erst in 28 Tagen nach ihrer Herstellung zu verlegen.

Eisenbetonplatten und Eisenbetontragwerke überhaupt dürfen selbst nach ihrer Verlegung, beziehungsweise Ausschalung erst in 6 Wochen durch Belastung (Eigenlast und Verkehrslast) voll beansprucht werden. Während dieser Zeit kann aber die Benutzung der Eisenbetontragwerke für leichte Lasten, Menschen mit Schubkarren usw. erfolgen; es sind jedoch die Konstruktionen vorher durch Ueberlegen mit Brettern, Balken und dergleichen entsprechend zu schützen.

12. Die Ausführung von Eisenbetontragwerken darf nur durch zuverlässige geschulte Arbeiter unter steter Aufsicht von mit der Bauweise betrauten Technikern oder nachweisbar vertrauten und gewissenhaften Vorarbeitern erfolgen.

Der k. k. Sektionschef und Leiter der Eisenbahnbaudirektion:

A. Millemoth m. p.

Erwähnen will ich ferner, daß jedes Objekt mit einer wasserdichten Asphaltabdeckung mit zwei Juteeinlagen an Ort und Stelle versehen ist, welche Abdeckung noch über

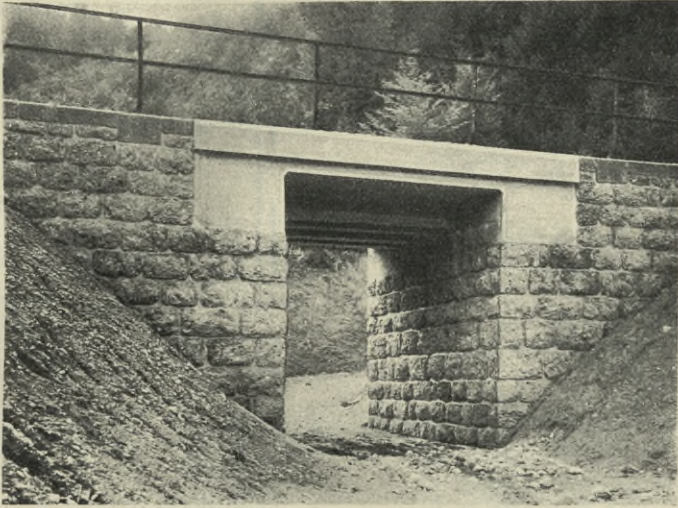


Abb. 18.

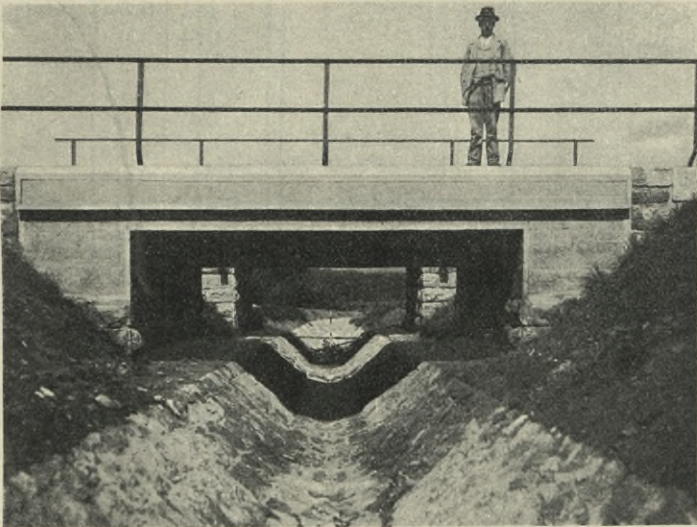


Abb. 19.

das Widerlager geführt wird, um ein Durchrassen am Auflager zu verhindern. Damit diese Asphaltabdeckung durch das Unterkrampen der Eisenbahnschwellen nicht beschädigt oder zerrissen werde, wurde über ihr ein Betonmörtelestrich

(Fortsetzung Seite 39)

Zusammenstellung der Eisenbetontragwerke auf den neuen
Bahnlinien Oesterreichs.

K. k. Eisenbahn- bauleitung	Teilstrecke	Lage in Bau- km	Licht- weite m	An- merkung	
Windischgarsten	Umlegung der Kremsthalbahn .	60,372	3,0		
		60,491	1,0		
		61,135	1,0		
		61,264	3,0		
Schwarzach i. P.	Nordrampe der Tauernbahn . .	9,305	3,0	2gleisig	
		19,302	4,0	2gleisig	
		29,860	4,0		
		29,934	1,5		
Klagenfurt . . .	Klagenfurt — Ro- senbachthal . . .	5,684	4,0		
		8,674	3,0		
		16,075	1,5		
		22,440	3,0		
		23,123	3,0		
		24,943	3,0		
		27,380	3,0		
		28,050	3,0		
	Villach — Rosen- bachthal	1,424	5,0	2gleisig	
		1,674	5,0	Dücker	
		1 ⁷ / ₈	1,9		
		2 ⁸ / ₉	4,72		
		3,591	2,0		
		4,060	2,0		
		4,211	2,0		
		5,343	1,0		
		5,904	4,0		(Abb. 18)
		6,133	4,0		
		7,059	3,0		
		8,547	6,0		
9,292	6,0				
9,462	2,0				
12,929	6,0	(Abb. 19)			
13,035	3,0				
13,207	3,0				
13,773	3,0				
15,685	3,0				
Aßling	Birnbaum — Aß- ling — Wocheim — Feistritz . . .	42,259	1,8	2gleisig	
		1,672	1,0		
		2,283	2,0		
		2,817	1,0		
		4,025	5,0		
		8,522	5,0		
		10,776	2,0		

K. k. Eisenbahn- bauleitung	Teilstrecke	Lage in Bau- km	Licht- weite m	An- merkung
Aßling	Birnbaum — Aß- ling — Wocheim — Feistritz . . .	12,473	3,0	2gleisig
		13,310	1,0	
		17,010	2,0	
		18,165	3,0	
		22,037	1,0	
		23,247	2,5	
		24,565	2,0	
		25,408	2,5	
Görz	Podbrdo — Görz — St. Peter	53,774	3,0	3gleisig
		67,295	1,5	
		76,287	3,5	
		87,233	5,0	
		91,857	1,5	
Triest	Prvačina — Triest	10,857	1,0	
		14,150	0,6	
		31,585	3,0	
		31,923	0,6	
		42,830	0,6	
		43,533	0,6	
		45,123	1,5	
		45,555	1,0	
		45,936	1,0	
	46,029	5,77		
48,848	3,24			
	Bahnhof Triest . .	51,845	6,0	2gleisig

K. k. Eisenbahn- bauleitung	Teilstrecke	Lage in Bau- km	Licht- weite m	Lage in Bau- km	Licht- weite m
Meran	Meran — Mals	0,242	1,5	32,193	2 × 1
		1,042	2,0	32,887	2,0
		2,415	1,0	36,747	2,0
		2,718	4,0	37,153	4,0
		10,482	1,0	37,191	3,0
		19,200	3,0	42,132	4,0
		20,265	1,5	43,600	1,0
		21,088	2,0	44,940	2,5
		21,370	4,0	45,023	2,0
		27,178	1,0	45,120	2,0
		27,659	1,0	45,951	1,0
		27,761	1,0	48,393	1,5
		29,840	5,0	48,643	2,0
		30,225	2,0	49,826	2,0
30,340	2,5	56,807	2,0		

Tabelle über die Stärke und Zahl der Eiseneinlagen sowie über sonstige Angaben und über

l Lichtweite in m	Konstruktionshöhe K II in mm	a Auflagerbreite in mm	b Balkenbreite in mm	d Plattenstärke in mm	Zugseisen bei sämtlichen Tragbalken des Tragwerkes					Druckseisen bei sämtlichen Tragbalken des Tragwerkes				
					Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der geraden	Anzahl der gebogenen	Länge der geraden in mm	Länge der gebogenen in mm	Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der geraden durchgehenden	Anzahl der gekürzten	Länge der geraden durchgehenden in mm	Länge der gekürzten in mm
2	350	300	300	200	28	16	—	2 700	—	—	—	—	—	—
3	400	400	300	200	36	16	12	3 900	4 200	—	—	—	—	—
4	400	400	400	200	44	16	12	4 900	5 100	44	16	—	4 800	—
	600	400	450	200	26	16	12	4 900	5 300	—	—	—	—	—
5	500	500	450	200	50	16	12	6 100	6 400	50	12	—	6 000	—
	700	500	450	200	34	16	12	6 100	6 700	—	—	—	—	—
6	600	500	450	200	50	16	12	7 100	7 500	50	16	4	7 000	5500
	800	500	450	200	40	16	12	7 100	7 700	—	—	—	—	—
7	700	500	450	200	50	16	16	8 100	8 600	50	16	4	8 000	6200
	1000	500	450	200	44	16	12	8 100	8 900	—	—	—	—	—
8	800	500	450	250	50	16	16	9 100	9 600	50	16	4 4	9 000	6300 7000
	1100	500	450	250	50	16	16	9 100	10 000	—	—	—	—	—
9	900	600	450	250	50	16	16	10 300	10 900	50	16	4 4 4	10 200	6100 7000 7700
	1300	600	450	250	50	16	16	10 300	11 400	—	—	—	—	—
10	1000	600	450	250	50	16	16	11 300	12 000	50	20	4 4 4 4	11 200	4800 6600 7600 8400
	1500	600	450	250	50	16	12	11 300	12 600	—	—	—	—	—

Für überschüttete Objekte und für Objekte mit Konstruktionshöhen, welche in der vor-
Die in obiger Tabelle eingeklammerten

Materialmengen bei den Objekten für die angeführten Lichtweiten (zu Blatt Nr. $\frac{22}{U}$ E. B. D.)

Trageisen der Platte eines Tragwerkes					Verteilungseisen der Platte eines Tragwerkes			Bügeleisen bei sämtlichen Tragbalken eines Tragwerkes			Gegenbügeleisen bei sämtlichen Tragbalken eines Tragwerkes			Menge des Tragbetons (1 : 3) in m ³	Asphaltdeckung in m ²
Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl der unteren	Anzahl der oberen	Länge der unteren in mm	Länge der oberen in mm	Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm	Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm	Stärke, Durchmesser in mm	Anzahl	Länge in mm		
12	13	39	4600 (4350)	5000 (4750)	7	46 (42)	2 600	10	144	700	—	—	—	3,65 (3,52)	26,5 (24,8)
12	19	57	„	„	7	46 (42)	3 600	10	208	800	—	—	—	5,52 (5,33)	30,5 (28,5)
12	24	72	„	„	7	46 (42)	4 800	10	304	800	10	76	110	7,44 (7,20)	35,0 (32,7)
12	24	72	„	„	7	46 (42)	4 800	10	304	1200	—	—	—	8,98 (8,74)	36,9 (34,5)
12	30	90	„	„	7	46 (42)	6 000	10	320	1000	10	80	110	10,66 (10,36)	40,6 (38,0)
12	30	90	„	„	7	46 (42)	6 000	10	320	1400	—	—	—	12,82 (12,52)	42,4 (39,5)
12	35	105	„	„	7	46 (42)	7 000	10	352	1200	10	88	110	13,74 (13,39)	46,0 (42,9)
12	35	105	„	„	7	46 (42)	7 000	10	352	1600	—	—	—	16,26 (15,91)	47,8 (44,8)
12	40	120	„	„	7	46 (42)	8 000	10	352	1400	10	88	110	17,15 (16,75)	51,5 (48,1)
12	40	120	„	„	7	46 (42)	8 000	10	352	2000	—	—	—	21,45 (21,05)	54,2 (50,9)
12	45	135	„	„	7	46 (42)	9 000	10	368	1600	10	92	110	22,24 (21,68)	56,9 (53,4)
12	45	135	„	„	7	46 (42)	9 000	10	368	2200	—	—	—	27,10 (26,54)	59,6 (56,0)
12	51	153	„	„	7	46 (42)	10 200	10	384	1800	10	96	110	27,10 (26,46)	62,3 (58,5)
12	51	153	„	„	7	46 (42)	10 200	10	384	2600	—	—	—	34,40 (33,76)	65,9 (61,7)
12	56	168	„	„	7	46 (42)	11 200	10	416	2000	10	104	110	31,80 (31,10)	68,0 (63,9)
12	56	168	„	„	7	46 (42)	11 200	10	416	3000	—	—	—	41,85 (41,15)	72,0 (68,2)

stehenden Tabelle nicht enthalten sind, ist eine besondere statische Berechnung aufzustellen.

Zahlen gelten für vollspurige Lokalbahnen.

Nowak, Eisenbetonbau.

Eisenbetonplatten für Bahndurchlässe bei Hauptbahnen und vollspurigen Lokalbahnen.

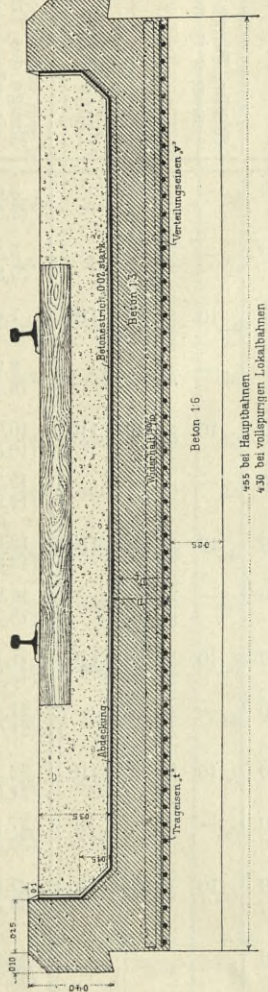


Abb. 5.

D ₁ = Plattenstärke in der Mitte in m	D ₂ = Plattenstärke am Auflager in m	Trageisen		Verteilungseisen		Widerhalte		Gesamteisen-Gewicht in kg	Tragbeton 1:3. m ³	Asphaltabdeckung m ²	Betonestrich. m ³
		Anzahl unten	Länge in m	Gewicht in kg	Länge in m	Gewicht in kg	Länge in m				

Durchlaß von 0,6 m Lichtweite (Abb. 1).

0,25	0,240	14	68	1,05	86	4,50	5	4,5	35	126	1,16	13,1
		(65)		(87)		(4,25)	(5)	(4,25)	(33)	(120)	(1,06)	(12,3)

Durchlaß von 0,8 m Lichtweite (Abb. 2).

0,28	0,268	16	68	1,35	144	4,50	8	4,5	35	187	1,71	14,0
		(65)		(138)		(4,25)	(8)	(4,25)	(33)	(179)	(1,63)	(13,1)

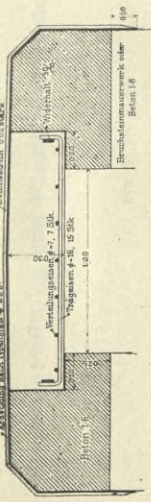


Abb. 3.

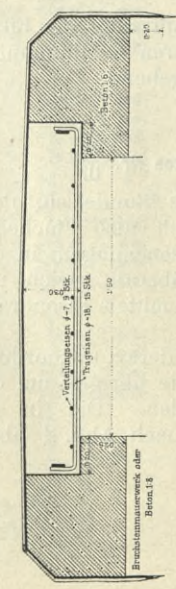


Abb. 4.

Durchlaß von 1 m Lichtweite (Abb. 3).

0,30	0,285	16	68	1,55	166	4,50	9	4,5	35	210	2,07	16,2
		(65)		(158)		(4,25)	(9)	(4,25)	(33)	(200)	(1,97)	(15,2)

Durchlaß von 1,5 m Lichtweite (Abb. 4).

0,30	0,280	18	68	2,05	276	4,50	12	4,5	35	323	2,80	18,5
		(65)		(265)		(4,25)	(11)	(4,25)	(33)	(309)	(2,66)	(17,4)

Die in der vorstehenden Tabelle enthaltenen Angaben über die Eiseneinlagen bleiben für alle Überschüttungshöhen aufrecht. Die eingeklammerten Zahlen gelten für vollspurige Lokalbahnen.

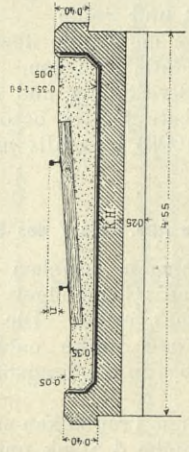


Abb. 6. Durchlaß im Bogen.

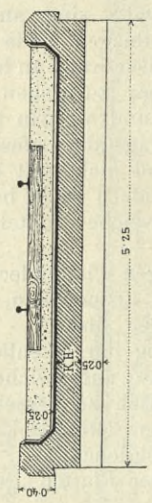


Abb. 7. Durchlaß im Sicherungsbereich einer Station.

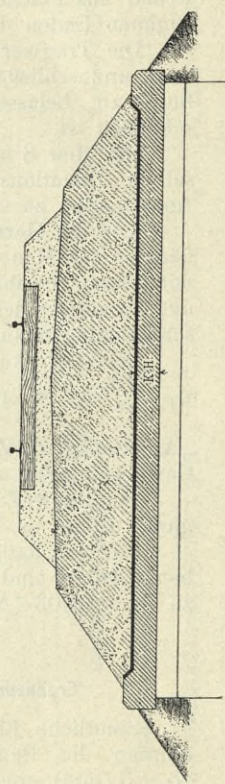


Abb. 8. Überschlüttete Durchlässe.

Abteilung für Unterbau und Brückenbau.

Wien, im Dezember 1906.

I. Zoffer m. p.

Abteilung für Unterbau und Brückenbau.

Genehmigt mit E. B. D. Zl. 12789 von 1906. Wien, am 30. Dezember 1906.

Der k. k. Sektionschef und Leiter der Eisenbahnbaudirektion.

A. Müllemoth m. p.

Ergänzungen zu Abb. 1 bis 8 des Blattes Nr. 21
U.

Die angegebenen Plattenstärken bleiben für alle Ueberschüttungen aufrecht. Das Mischungsverhältnis des Betons in den Platten ist bei allen Lichtweiten und bis zu einer Ueberschüttungshöhe von 1 m (einschließlich des Schotterbettes) wie 1 : 3, bei größeren Ueberschüttungshöhen wie 1 : 4.

Die Tragstäbe *t* und die Verteilungsstäbe *v* bestehen aus Rundeisen. Die Tragstäbe sind an den Enden nach Zeichnung hakenförmig abzubiegen. Die Verteilungsstäbe sind an die Tragstäbe mittels Eisendraht zu befestigen, um dem ganzen Netz ein starres Gefüge zu geben. Die Widerhalte *w* bestehen aus Flacheisen und werden mit Draht an die aufgebogenen Enden der Tragstäbe befestigt.

Die Tragwerke sind nicht satt an das Widerlagermauerwerk anzuschließen, sondern es ist beiderseits eine Trennungsfuge zu belassen, welche mittels Asphalt Dachpappe zu schließen ist.

Bei über 8 m langen Plattendecken (Abb. 8) sind in denselben Dilatationsfugen anzuordnen, welche ebenfalls durch Asfaltpappe zu schließen sind.

Vor der Herstellung der Eisenbetondecken sind die Oberflächen der Mauerbänke, auf welchen die Platten aufrufen, mit einem Graphitanstrich zu versehen, um das Ausdehnen und Zusammenziehen der Plattendecken zufolge der Temperaturschwankungen zu ermöglichen.

Die Abdeckung der Platten geschieht nach Typenblatt Nr. 10b
U. E. B. D. sowie nach der betreffenden gedruckten

„Anleitung“ zu Z. 4942 von 1902 (Auflage 1906) mit zwei Gewebereinlagen an Ort und Stelle.

Bei Bauwerken, die im Gefälle über 15⁰/₀₀ liegen, ist die ganze Platte in das Gefälle zu legen.

Für die statische Berechnung und Ausführung der Eisenbetonplatten sind die betreffenden besonderen Bestimmungen zu Z. 4478/03 (Aufl. 1906) ebenfalls maßgebend.

Ergänzungen zu Abb. 1 bis 7 des Blattes Nr. 22
U.

Sämtliche Eiseneinlagen bestehen aus Rundeisen, doch können die Bügel und Gegenbügel auch aus Flacheisen 25 × 3 (mm) angeordnet werden. Die Eiseneinlagen in den Platten sind der Zahl und Stärke nach überall gleich und sind die Verteilungsstäbe an die Tragstäbe mittels Eisendrahts zu befestigen.

Die Zugeisen in den Tragbalken sind derart anzuordnen, daß in der untersten Reihe 4 Stück und die übrigen um den Rundeisendurchmesser höher gelegt werden. Die in der oberen Reihe liegenden Rundeisen sind nach Abb. 2 abzubiegen.

Für die Druckeisen gilt das von den Zugeisen Gesagte. Die Austeilung der Bügel bei den Balken der einzelnen Tragwerke hat nach Abb. 6 zu erfolgen, und zwar bei allen Konstruktionshöhen von $\frac{1}{10} l$ aufwärts. Dasselbe gilt auch von den Gegenbügeln, welche aber nur bei vorhandenen Druckeisen notwendig erscheinen. Die Anzahl der Bügel und Gegenbügel ist aus der Abb. 6 und aus der Tabelle (Seite 32, 33) zu entnehmen.

Das Mischungsverhältnis des Betons in den Plattenbalkendecken ist bei allen in der Tabelle verzeichneten oder dazwischen liegenden Lichtweiten und bis zu einer Ueberschüttungshöhe von 1 m (einschließlich des Schotterbettes) wie 1 : 3, bei größeren Ueberschüttungshöhen wie 1 : 4.

Die Tragwerke sind nicht satt an das Widerlagermauerwerk anzuschließen, sondern es ist beiderseits eine Trennungsfuge zu belassen, welche mittels Asphaltdachpappe zu schließen ist. Unter allen Tragbalken der Konstruktion sind am Auflager 15 mm starke schmiedeiserne Lagerplatten zu verwenden. Diese Platten, nach Abb. 7 dieses Typenblattes ausgeführt, sind sofort in den frischen Widerlagerbeton zu versetzen und stets um rund 20 mm breiter als die Balken zu halten; vor der Betonierung des Tragwerkes ist die obere Fläche der Eisenplatten mit einem fetten oder Graphitanstrich zu versehen.

Die Ausgestaltung der Widerlager hat sich nach den betreffenden Angaben der besonderen Ausführungspläne zu richten. Bei Tragwerken unter mehreren Gleisen ist nach Abb. 3 dieses Typenblattes zwischen den einzelnen Gleisachsen eine Ausdehnungsfuge (Dilatation) anzuordnen, welche ebenfalls mit Asphaltdachpappe zu schließen ist.

Bei über 8 m langen überschütteten Tragwerken sind gleichfalls Ausdehnungsfugen nach Abb. 4 anzuordnen. Das Schließen dieser Fugen erfolgt wie früher mit Asphaltdachpappe.

Die Abdeckung der Tragwerke geschieht nach Typenblatt $\frac{10b}{U}$ E. B. D. sowie nach der betreffenden gedruckten „Anleitung“ zu Zl. 4942 von 1902 (Auflage 1906) mit zwei Gewebeeinlagen an Ort und Stelle. Bei Bauwerken, die im Gefälle über 15‰ liegen, sind die Tragwerke in das Gefälle zu legen.

Für die statische Berechnung und Ausführung der Plattenbalkendecken sind die betreffenden „besonderen Bestimmungen“ zu Zl. 4478 von 1903 (Auflage 1906) maßgebend.

von 2 cm Stärke vorgesehen. In der Tafel IV ist eine Zusammenstellung von Eisenbetontragwerken verschiedener Lichtweiten mit Längen- und Querschnitten ersichtlich gemacht, wie dieselben bis Sommer 1906 auf den neuen österreichischen Linien hergestellt wurden. In den auf Seite 30 und 31 befindlichen Tabellen sind die bis jetzt ausgeführten Eisenbetontragwerke angegeben. Die bisherigen Belastungsergebnisse waren überall durchaus günstige. Bei schnell fahrender Lokomotive konnte ein Erschüttern des Tragwerkes kaum gemessen werden. In den Abb. 18 und 19 sind die Lichtbilder von zwei Eisenbetontragwerken der Teilstrecke Villach—Rosenbach zu sehen.

Auf Grund der neuen Bestimmungen wurden in der k. k. Eisenbahnbauverwaltung Typenblätter ausgearbeitet, und zwar:

Typenblatt 21	}	für normalspurige Haupt- und Lokalbahnen
„ 22		
Typenblatt XI	}	für Lokalbahnen mit elektrischem Betrieb und 1 m Spurweite
„ XIa		
Typenblatt L XI	}	für schmalspurige Lokalbahnen, 0,76 m.
„ L XIa		

Die Typenblätter 21 u. 22 einschließlich ihrer Beschreibung sind auf Seite 32 bis 38 ersichtlich. Für jede Spurweite wurden je zwei Typenblätter aufgestellt, eines für Platten-, das andere für Plattenbalkenobjekte. Im Typenblatt 22 fanden auch die verschiedenen Konstruktionshöhen Berücksichtigung, da für Lichtweiten von 4 bis einschließlich 10 m die erforderlichen Angaben für Konstruktionshöhen von $\frac{1}{7}$ bzw. $\frac{1}{10}$ der Lichtweite in der im bezeichneten Typenblatt befindlichen Tabelle zu finden sind.

Zur Erläuterung möge ein Beispiel durchgeführt werden.

Es sei ein Eisenbetontragwerk für ein Objekt in der Geraden, mit horizontaler Fahrbahnhöhe in offener Strecke,

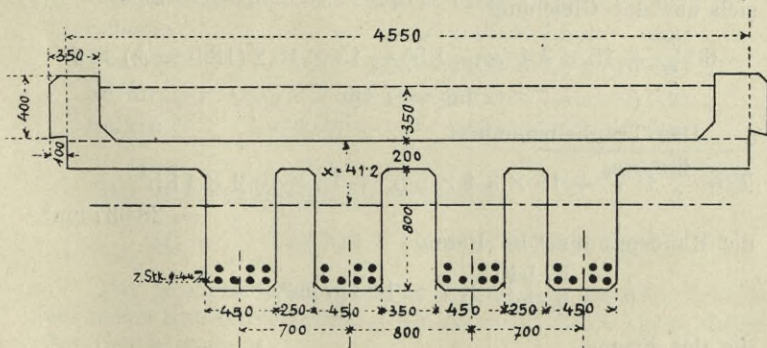


Abb. 20.

von einer senkrechten Lichtweite von 7 m zu entwerfen, wobei die zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe des Tragwerkes von Schwellenoberkante bis Balkenunterkante 135 cm betragen soll. Aus Typenblatt 22 und der zugehörigen Tabelle ergibt sich folgender Querschnitt des Tragwerkes (Abb. 20):

1) Berechnung der Platte.

Lichtweite 25 cm, Stützweite 45 cm.

Der Raddruck verteilt sich von der Schwellenunterkante unter 45°, daher käme eine Plattentiefe in Betracht von $20 + 2 \times 20 = 60$ cm.

Eigengewicht

Schotter . $0,35 \times 1900 \times 0,6 \times 0,45 = 182$ kg

Asphalt . $0,1 \times 1200 \times 0,6 \times 0,45 = 32$ „

Platte . $0,2 \times 2400 \times 0,6 \times 0,45 = 130$ „

344 kg.

Die Platte ist als teilweise eingespannt anzusehen, daher das größte (negative) Moment am Auflager eintritt.

Das Moment für Eigengewicht:

$$M_g = -\frac{1}{12} Q \cdot l = -\frac{1}{12} \times 344 \times 45 = -1290 \text{ kgcm.}$$

Das Moment infolge Nutzlast

$$M_h = -\frac{1}{8} \cdot P \cdot l = -\frac{1}{8} \times 10\,000 \times 45 = -56\,250 \text{ kgcm.}$$

Das Gesamtmoment

$$M_t = -57\,540 \text{ kgcm.}$$

Diesem äußeren Momente muß das Widerstandsmoment des Querschnitts das Gleichgewicht halten. Der Plattenquerschnitt für 60 cm Plattentiefe ist folgender (Abb. 21).

Die neutrale Achse rechnet sich aus der Gleichung

$$60 \frac{x^2}{2} + 15 \times 3,4 (x - 1,5) - 15 \times 10,2 (18,5 = x) - \theta = 0$$

$$x = 7 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment

$$T_i = \frac{60}{3} \times 7^3 + 15 \times 3,4 \times 5,5^2 + 15 \times 10,2 \times 11,5^2 = 28\,637 \text{ cm}^4,$$

die Randspannung im Beton

$$i_b = \frac{57\,540}{28\,637} \times 7 = 14 \text{ kg/cm}^2,$$

die des Eisens

$$i_z = \frac{57\,540}{28\,637} \times 15 \times 11,5 = 345 \text{ kg/cm}^2.$$

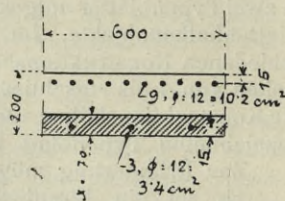


Abb. 21.

2) Berechnung der Stirnträgerkonsolen.

Der Stirnträger ist mittels der Eisenbetondecke in den jeweiligen äußeren Tragbalken eingespannt. Auf die in der

äußersten Tragwandebene befindliche Fuge wirken die Momente folgender Kräfte für 1 lfd. m Objektstiefe (Abb. 22):

- g_1 Gewicht d. Stirnträgers $0,35 \times 0,4 \times 2400 = 336$ kg
- g_2 Gewicht der Platte . . $0,20 \times 2400 \times 0,95 = 456$ „
- g_3 Schotter $0,7 \times 0,35 \times 1900 = 465$ „
- g_4 Nutzlast $600 \times 0,7 = 420$ „

Das Gesamtmoment daher

$$M = 336 \times 87,5 + 456 \times 47,5 + (465 + 420) \times 35 = 82\,000 \text{ kgcm.}$$

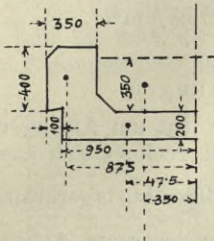


Abb. 22.

Der Querschnitt ist hier genau so ausgeführt, wie früher in Abb. 20 dargestellt ist. Auf 60 cm Objektstiefe entfällt ein Moment von $82\,000 \times 0,6 = 49\,200$ kgcm, daher kleiner wie das frühere. Die Inanspruchnahme wird daher auch hier kleiner, und zwar $i_b = 12$ kg/cm², $i_z = 295$ kg/cm².

3) Berechnung der Balken.

Lichtweite 7 m, Stützweite 7,50 m.

Die Balken wurden als frei aufliegende Träger gerechnet und ausgebildet; hierbei ist zu bemerken, daß die Eisenbetonplatte in ihrer Gesamtbreite von 4,55 m als Druckgurt für alle vier Betonbalken in Rechnung gezogen wurde.

Die bleibende Belastung setzt sich zusammen aus:

Schotter	$0,35 \times 4,05 \times 1900 \times 7,5 = 20\,200$ kg
Asphalt	$0,01 \times 4,05 \times 1200 \times 7,5 = 364$ „
Schiene	$60 \times 7,5 = 450$ „
Platte	$0,2 \times 4,55 \times 2400 \times 7,5 = 16\,400$ „
Stirnträger	$0,35 \times 2 \times 0,40 \times 2400 \times 7,5 = 5\,030$ „
Balken	$4 \times 0,45 \times 0,8 \times 2400 \times 7,5 = 25\,900$ „
	<u>68\,344</u> kg.

Das Moment infolge Eigengewichts

$$M_g = \frac{1}{8} \times 68\,344 \times 750 = 6\,400\,000 \text{ kgcm.}$$

Das Moment infolge Nutzlast ergibt sich aus der Tabelle der neuen Brückenverordnung mit $M_p = 8\,376\,000$ kgcm, daher das Gesamtmoment

$$M_t = 14\,776\,000 \text{ kgcm.}$$

Die neutrale Achse des in Abb. 20 ersichtlichen Querschnitts berechnet sich aus

$$\frac{455}{2} \cdot x^2 - \frac{275}{2} (x - 20)^2 - 15 \times 4 \times 106,4 (92 - x) = 0$$

$$x = 41,2 \text{ cm.}$$

Das Trägheitsmoment

$$T_i = \frac{1}{3} \times 455 \times 41,2^3 - \frac{1}{3} \times 275 \times 21,2^3 \\ + 15 \times 4 \times \overline{106,4} \times \overline{50,8}^2 = 26\,210\,500 \text{ cm}^4.$$

Die Randspannung im Beton

$$i_b = \frac{14\,776\,000}{26\,210\,500} \times 41,2 = 23,2 \text{ kg/cm}^2,$$

die des Eisens

$$i_z = \frac{14\,776\,000}{26\,210\,500} \times 15 \times 50,8 = 429 \text{ kg/cm}^2.$$

• Berechnung der Schubspannungen.

Die größte wagerechte Schubspannung tritt am Auflager auf in der Ebene der neutralen Achse und rechnet sich aus der Formel $\tau = A \times \frac{S}{T}$, wobei A die größte Auflagerkraft, S das statische Moment zu einer Seite der neutralen Achse, T das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts vorstellt. Zu diesem Zwecke sei zunächst die neutrale Achse des Auflagerquerschnitts gerechnet. Hierzu sei bemerkt und ist auch aus dem Typenblatt 22 zu ersehen, daß der Unterschied zwischen Plattenoberkante und Balkenunterkante am Auflager $100 - 2 \times 3,5 = 93 \text{ cm}$ beträgt. Ferner befinden sich in diesem Querschnitt in jedem Balken nur 4 Rundeisen 44 mm Durchm. in der Zugzone, während je 3 Rundeisen 44 mm Durchm. in die Druckzone hinaufgebogen sind. Zur Lagenbestimmung der neutralen Achse dient daher folgende Gleichung:

$$\frac{455}{2} \times x^2 - \frac{275}{2} (x - 20)^2 \\ + 15 \times 4 \times 45,6 (x - 5) - 15 \times 4 \times 60,8 (88 - x) = 0 \\ x = 27,2 \text{ cm.}$$

Das statische Moment des Querschnittsteiles unterhalb der neutralen Achse

$$S_z = 15 \times 4 \times 60,8 \times 60,8 = 222\,000 \text{ cm}^3,$$

das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts

$$T_i = \frac{455}{3} \times \overline{27,2}^3 - \frac{275}{3} \times \overline{7,2}^3 + 15 \times 4 \times 45,6 \times \overline{22,2}^3 \\ + 15 \times 4 \times 60,8 \times \overline{60,8}^2 = 17\,852\,160 \text{ cm}^4.$$

Die Auflagerkraft des Eigengewichts

$$A_g = \frac{68\,344}{2} = 34\,172 \text{ kg.}$$

Die Auflagerkraft infolge Verkehrslast ergibt sich aus der entsprechenden Tabelle der Brückenverordnung mit

$$A_p = 50\,200 \text{ kg} \\ A_t = A_g + A_p = 84\,372 \text{ kg.}$$

schrattierte Fläche $FGH = 5\,550\,000$ kgcm. Da die zulässige Schubspannung des Eisens 600 kg/cm² ist, so berechnet sich die nötige Eisenfläche mit $f_e = \frac{5\,550\,000}{600} \times \frac{222\,000}{17\,852\,160} = 115$ cm².

Nun wurden, wie aus Typenblatt 22 ersichtlich ist, in jedem Balken eine gewisse Anzahl von Bügelreihen angeordnet. In jeder Reihe sind 2 Bügel zu 4 Querschnitten Rundeisen 10 mm, daher bei allen vier Balken $4 \times 4 = 16 \times 0,79 = 12,56$ cm². Die Anzahl der Bügelreihen auf die Entfernung BJ der Abb. 23 ergibt sich daher $n = \frac{115}{12,56} = 9,1$; es sind daher 10 Bügelreihen von früher genannter Anordnung notwendig. Da in unserem Falle die Querkraftfläche durch eine Parabel begrenzt ist, so verhalten sich die Flächenanteile, die je einer Bügelreihe entsprechen, wie die dritten

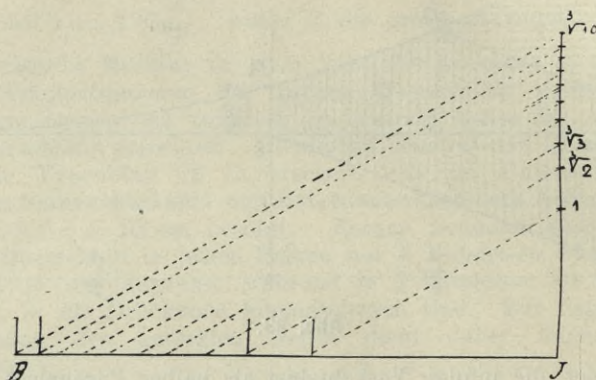


Abb. 24.

Potenzen. Wenn wir daher über der Linie BJ der Abb. 23 in J eine senkrechte errichten und auf derselben die dritten Wurzeln von 1 bis 10 auftragen und diese Teilung durch Parallele auf BJ zurückführen (Abb. 24), so erhalten wir die richtige Bügelstellung. Diese theoretisch ermittelte Bügelteilung wurde auf Zentimeter abgerundet und ausgeglichen und ist für jedes Objekt in der Fig. 6 des Typenblattes zu sehen, wobei auch noch Bügelreihen angeordnet wurden, die über den Punkt J gegen die Balkenmitte zu reichen.

Berechnung der Haftspannung.

Als größte Schubkraft in der Ebene der neutralen Achse wurde früher gefunden $\tau = 1050$ kg. Diese Schubkraft muß, falls die Zugwirkung des Betons ganz vernachlässigt wird und welche immerhin hier nicht zu unterschätzen wäre, von den Eiseneinlagen der Zugzone übernommen werden; daher die Haftspannung

$$i_h = \frac{1050}{16 \times 13,82} = 4,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Auflagerpressung.

Die Auflagerfläche beträgt

$$F = 4 \times 45 \times 50 = 9000 \text{ cm}^2,$$

$$A_t = 84\,372, \text{ daher}$$

$$i_a = \frac{84\,372}{9000} = 9,5 \text{ kg/cm}^2.$$

IV. Gewölbte Eisenbetonobjekte für Straßen.

Als das größte und interessanteste solcher Objekte, welche von obiger Behörde ausgeführt wurden, sei die Brücke über die Idriaschlucht im Zuge der Zufahrtstraße zur Station St. Lucia-Tolmein erwähnt.

Diese Ueberbrückung, welche mit Ausnahme der Widerlager des Bogens und der anschließenden Oeffnungen in Eisenbeton ausgeführt ist, besteht aus einem Hauptbogen und zwei Anschlußöffnungen. Ersterer hat eine Lichtweite von 55 m, eine Pfeilhöhe zwischen den Mitten der Kämpfer- und Scheitelfuge von 13 m bei einer Scheitelstärke von 55 cm und einer Kämpferstärke von 95 cm.

Die beiden Anschlußöffnungen sind Plattenbalkenkonstruktionen von je 12,50 m lichter Weite.

Ueber dem Hauptbogen, welcher in die massigen Widerlager aus Stampfbeton eingespannt ist, befinden sich auf jeder Bogenhälfte je vier Ständerreihen aus je drei Eisenbetonsäulen. Die Ständer jeder einzelnen Reihe sind durch Querverbindungen miteinander verbunden und bilden mit dem an ihrem oberen Ende sich befindenden Unterzuge zur Aufnahme der Fahrbahnkonstruktion einen steifen Rahmen. Die einzelnen Säulenreihen haben je 4,60 m Achsenentfernung.

Als Grundlage für die statische Berechnung wurde die Brückenverordnung des k. k. Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904 für Straßenbrücken I. Klasse benutzt. Das Verhältnis der Elastizitätskoeffizienten wurde mit 20 angenommen. Als spezifische Gewichte wurden in Rechnung gezogen:

Beton mit Eiseneinlagen . . .	2400 kg/m ³
„ ohne „ . . .	2200 „
Schotter	1900 „
Packlage	2200 „

Die statische Untersuchung erstreckt sich auf:

1. Fahrbahnkonstruktion der Sparöffnungen,
2. Fahrbahnkonstruktion der Anschlußöffnung,
3. Untersuchung der Eisenbetonunterzüge,
4. Untersuchung der Eisenbetonständer,
5. Untersuchung des Monierbogens einschließlich Gerüstung,
6. Untersuchung der Widerlager.

I. Fahrbahnkonstruktion der Sparöffnungen.

Diese Fahrbahnkonstruktion besteht gerade so wie die der Anschlußöffnungen aus Eisenbetonbalken in Verbindung mit der dazu gehörigen Eisenbetonplatte.

a) Berechnung der Platte.

Die Platte wurde als teilweise eingespannt gerechnet und beträgt die Stützweite derselben 1,375 m.

Da die Platte aus Gründen, die später bei der Bogenuntersuchung angegeben werden sollen, verschieden hoch überschüttet ist — 25, 30 und 35 cm — und bei der geringsten Ueberschüttung der Einfluß der beweglichen Last am ungünstigsten ist, so wurde auch nur die kleinste Ueberschüttungshöhe von 25 cm in Rechnung gezogen.

Einfluß der Verkehrslast. In Betracht kommt hierbei

eine Dampfstraßenwalze von 18 t Gesamtgewicht. Die Last einer Hinterwalze von 5000 kg verteilt sich mit Rücksicht auf die Schotterlage der Platte (parallel zum Balken) auf eine Breite von $B_1 = 10 + 2 \times 25 = 60$ cm. Die Verteilung senkrecht zum Balken ergibt sich mit $B_2 =$

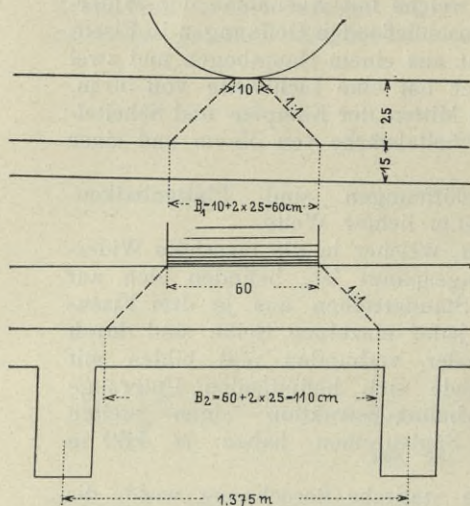


Abb. 25.

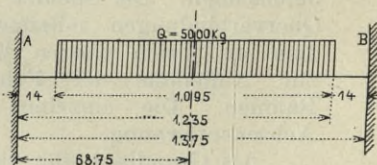


Abb. 26.

$60 + 2 \times 25 = 110$ cm (Abb. 25). Die die Nutzlast tragende Breite der Platte ist daher $B_1 = 60$ cm. Die Belastung von 5000 kg verteilt sich auf 110 cm somit für den lfd. Meter

$$q = \frac{5000}{110} = 45,5 \text{ kg.}$$

Das größte Moment am Auflager berechnet sich daher mit (Abb. 26)

$$\begin{aligned} M_A = M_B &= - \frac{q}{l^2} \int_{14}^{124} (l - x)^2 \cdot x dx = - \frac{45,5}{137,5^2} \\ &\int_{14}^{124} (l^2 x - 2 l x^2 + x^3) dx = - \frac{45,5}{137,5^2} \left\{ \frac{1}{2} \cdot 137,5^2 \cdot 124^2 \right. \\ &- \frac{2}{3} \cdot 137,5 \cdot 124^3 + \frac{1}{4} \cdot 124^4 - \left(\frac{1}{2} \cdot 137,5^2 \cdot 14^2 \right. \\ &- \frac{2}{3} \cdot 137,5 \cdot 14^3 + \frac{1}{4} \cdot 14^4 \left. \right\} = - 67 550 \text{ kgcm.} \end{aligned}$$

Für die Plattenmitte:

$$\begin{aligned}
 M_m &= M_A + \frac{A \cdot l}{2} - q \int_{14}^{69} \left(\frac{l}{2} - x \right) dx = -67\,550 \\
 &+ 2500 \cdot \frac{137,5}{2} - 45,5 \int_{14}^{69} (69 - x) dx = -67\,550 \\
 &+ 1250 \times 137,5 - 45,5 \left\{ 69^2 - \frac{69^2}{2} - \left(69 \times 14 - \frac{14^2}{2} \right) \right\} \\
 &= 35\,484 \text{ kgcm.}
 \end{aligned}$$

Eigengewicht auf die Breite $B_1 = 60$ cm.

Packlage $0,15 \times 2200 \times 0,6 = 198$ kg

Schotter $0,10 \times 1900 \times 0,6 = 114$ „

Platte $0,15 \times 2400 \times 0,6 = 217$ „

529 kg.

Auflagermoment

$$M_A = -\frac{1}{12} \times 529 \times 1,375 \times 137,5 = -8300 \text{ kgcm.}$$

Moment in der Plattenmitte

$$M_m = \frac{1}{24} \times 529 \times 1,375 \times 137,5 = 4150 \text{ kgcm.}$$

Daher die Gesamtmomente am Auflager

$$M_t^A = -67\,550 - 8300 = -75\,850 \text{ kgcm.}$$

in der Mitte

$$M_t^m = 35\,483 + 4150 = 39\,633 \text{ kgcm.}$$

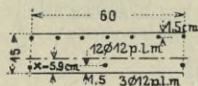


Abb. 27.

Diesen Momenten der äußeren Kräfte muß das Widerstandsmoment der Platte das Gleichgewicht halten. Der Plattenquerschnitt ist aus Abb. 27 ersichtlich. Die Lage der neutralen Achse rechnet sich aus:

$$\begin{aligned}
 \frac{60x^2}{2} + 20 \times 2,04 (x - 1,5) - 20 \times 8,15 (13,5 - x) &= 0 \\
 x &= 5,9 \text{ cm.}
 \end{aligned}$$

$$T_i = \frac{60}{3} \cdot 5,9^3 + 20 \times 2,04 \cdot 4,4^2 + 20 \times 8,16 \times 7,6^2 = 14354 \text{ cm}^4.$$

Die Randspannungen daher am Auflager

$$i_b = \frac{75\,850}{14\,354} \times 5,9 = 31,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_z = \frac{75\,850}{14\,354} \times 20 \times 7,6 = 800 \text{ kg/cm}^2.$$

Da die Platte in der Mitte genau wie das Spiegelbild des Auflagers ausgeführt wurde, ergeben sich auch die gleichen Funktionen für die inneren Kräfte: daher die Randspannungen in der Mitte

$$i_b = \frac{39\,633}{14\,304} \times 5,9 = 16,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$i_x = \frac{39\,633}{14\,304} \times 20 \times 7,6 = 422 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Berechnung des Balkens.

Stützweite $390 + 35 = 425$ cm.

Der Querschnitt des Balkens ist aus Abb. 28 ersichtlich. Die Lage der neutralen Achse und das Trägheitsmoment berechnen sich wie folgt:

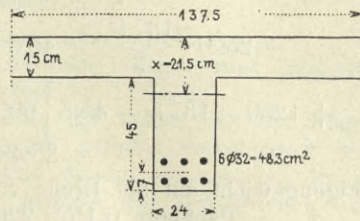


Abb. 28.

$$137,5 \frac{x^2}{2} - \frac{113,5}{2} (x - 15)^2$$

$$- 20 \times 48,3 (53 - x) = 0$$

$$x = 21,5 \text{ cm}$$

$$T_i = \frac{137,5}{3} \times 21,5^3 - \frac{113,5}{3} \times 6,5^3 + 20 \times 48,3 \times 30,5^2$$

$$= 1\,342\,215 \text{ cm}^4.$$

Das äußere Moment infolge Eigengewicht-Belastung für 1 lfd. m:

Platte, Schotter und Packlage	$1070 \times 1,375 =$	1471 kg
Balken	$0,24 \times 0,45 \times 2400 =$	<u>259 n</u>
		1730 kg.

$$M_g = \frac{1}{8} \times 1730 \times 4,25 \times 425 = 381\,000 \text{ kgcm.}$$

Das größte Moment infolge Nutzlast tritt bei nebenstehender Laststellung ein (Abb. 29).

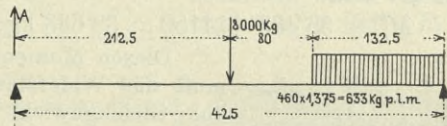


Abb. 29.

Der Auflagerdruck

$$A = 4000 + \frac{633 \times 1,325 \times 0,663}{4,25} = 4131 \text{ kg}$$

$$M_p = 4131 \times 212,5 = 876\,500 \text{ kgcm.}$$

Das Gesamtmoment

$$M_i = 876\,500 + 381\,000 = 1\,257\,500 \text{ kgcm.}$$

Die Randspannungen daher

$$i_b = \frac{1\,257\,500}{1\,342\,215} \times 21,5 = 20,0 \text{ kg/cm}^2.$$

$$i_z = \frac{1\,257\,500}{1\,342\,215} \times 20 \times 30,5 = 587 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Scherkräfte.

Die größte Scherkraft tritt am Auflager auf, und zwar bei der nebenstehenden Stellung der Walze (Abb. 30). Es entspricht dies einer kleinen Schiefstellung

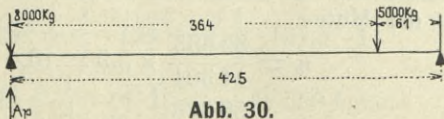


Abb. 30.

der Straßenwalze, welche eben auch in Wirklichkeit eintreten kann. Dabei ist

$$A_p = 8000 + \frac{5000}{4,25} \cdot 0,61 = 8718 \text{ kg}$$

$$A_t = 8718 + 1730 \times \frac{4,25}{2} = 12\,394 \text{ kg.}$$

Die größte horizontale Scherkraft für 1 lfd. cm Balken rechnet sich aus der Formel $H = \frac{A \cdot S}{T}$, worin A den größten

Auflagerdruck, S das statische Moment zu einer Seite der neutralen Achse, T das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts bedeuten. Die Lage der neutralen Achse am Auflager sowie das Trägheitsmoment daselbst berechnen sich aus

$$\begin{aligned} \frac{137,5}{2} x^2 - \frac{113,5}{2} (x - 15)^2 - 20 \times 24,13 (56 - x) \\ + 20 \times 16,08 (x - 4) = 0 \\ x = 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$T_i = 1\,006\,135 \text{ cm}^4$$

$$S = 137,5 \times 15 \times 7,5 = 15\,400 \text{ cm}^3$$

$$H = 191 \text{ kg für 1 lfd. cm Balkenlänge.}$$

Daher auf eine Balkenlänge von 50 cm vom Auflager $H_{50} = 9550 \text{ kg.}$

Innerhalb dieser Länge sind 5 Bügelreihen zu je 4 Rundeisen von 7 mm Durchmesser angeordnet bei einer Entfernung von 10 cm; ferner ist ein Rundeisen von 32 mm Durchmesser senkrecht aufgebogen, daher der Gesamteisenquerschnitt

$$f_e = 20 \times 0,38 + 8,04 = 15,64 \text{ cm}^2.$$

Diese Eisenfläche kann eine Scherkraft aufnehmen von $15,64 \times 600 = 9384$; für den Beton bleibt eine Kraft übrig von 166 kg, welche denselben auf Scherung beansprucht mit

$$i_1 = \frac{166}{24 \times 50} = 0,15 \text{ kg/cm}^2.$$

2. Berechnung der Fahrbahnkonstruktion im Anschlußfelde.

a) Berechnung der Platte.

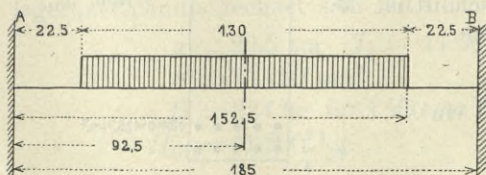


Abb. 31.

Die Stützweite beträgt 185 cm. Die Ueberschüttung samt Packlage beträgt 35 cm (Abb. 31).

Aehnlich wie früher ist

$$B_1 = 10 + 2 \times 35 = 80 \text{ cm}$$

$$B_2 = 60 + 2 \times 35 = 130 \text{ cm}$$

$$q = \frac{5000}{130} = 38,5 \text{ kg/cm}$$

$$M_A = M_B = -\frac{z}{l^2} - z \int_{22,5}^{152,5} (l-x)^2 dx = -102\,555 \text{ kgcm}$$

$$M_m = M_A + \frac{Al}{2} - z \int_{22,5}^{92,5} \left(\frac{l}{2} - x\right) dx = 34\,375 \text{ kgcm.}$$

Eigengewicht auf die Breite $B_1 = 80 \text{ cm}$

Packlage $0,15 \times 2200 \times 0,8 = 264 \text{ kg}$

Schotter $0,2 \times 1900 \times 0,8 = 304 \text{ „}$

Platte $0,2 \times 2400 \times 0,8 = 384 \text{ „}$

952 kg.

$$M_A = -\frac{1}{12} \times 952 \times 1,85 \times 185 = -27\,100 \text{ kgcm}$$

$$M_m = 13\,550 \text{ kgcm}$$

$$M_t^A = -102\,550 - 27\,100 = -129\,650 \text{ kgcm}$$

$$M_t^m = 34\,375 + 13\,550 = 47\,925 \text{ kgcm.}$$

Diese Platte hat dieselbe Eisenarmierung wie die frühere und es ergeben sich:

$$x = 7,1 \text{ cm}$$

$$T_i = 40\,000 \text{ cm}^4$$

$$i_b = \frac{129\,650}{40\,000} \times 7,1 = 22,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_z = \frac{129\,650}{40\,000} \times 20 \times 11,4 = 735 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_b = \frac{47\,925}{40\,000} \times 7,1 = 8,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_z = \frac{47\,925}{40\,000} \times 20 \times 11,4 = 273 \text{ kg/cm}^2$$

am Auflager

in der Mitte.

b) Berechnung
des Balkens.

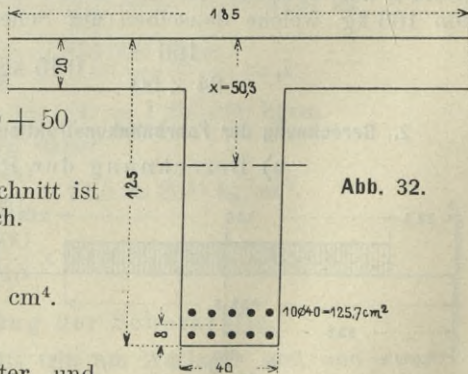


Abb. 32.

$$\text{Stützweite} = 1250 + 50 = 1300 \text{ cm.}$$

Der Balkenquerschnitt ist aus Abb. 32 ersichtlich.

$$x = 50,3$$

$$T_i = 17\,835\,000 \text{ cm}^4.$$

Belastung:

Platte, Schotter und

Packlage $1190 \times 1,85 = 2200 \text{ kg}$

Balken $0,4 \times 1,05 \times 2400 = 1010 \text{ „}$

3210 kg.

$$M_g = \frac{1}{8} \times 3210 \times 13 \times 1300 = 6\,800\,000 \text{ kgcm.}$$

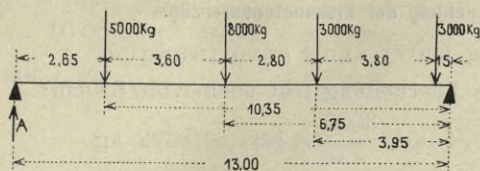


Abb. 33.

Das größte Moment infolge Nutzlast tritt ein, wenn auf dem Balken die Walze in der früher beschriebenen schiefen Stellung und 2 Räder

des Lastwagens von 12 t stehen (Abb 33).

Der Auflagerdruck

$$A = \frac{5000}{13} \times 10,35 + \frac{8000}{13} \cdot 6,75 + \frac{3000}{13} \cdot 4,1 = 9081 \text{ kg}$$

$$M_p = 9081 \times 625 - 5000 \cdot 360 = 3\,875\,600 \text{ kgcm}$$

$$M_t = 10\,675\,000 \text{ kgcm}$$

$$i_b = \frac{10\,675\,000}{17\,835\,000} \times 50,3 = 30,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_z = \frac{10\,675\,000}{17\,835\,000} \times 20 \times 66,7 = 800 \text{ kg/cm}^2.$$

Berechnung der Scherkräfte.

Der größte Auflagerdruck tritt bei der Laststellung nach Abb. 34 ein und beträgt

$$A_p = 8000 + \frac{5000}{13} \times 9,4 + \frac{850 \times 7,6}{13} \times 3,8 = 13\,480 \text{ kg.}$$

$$A_g = 3210 \times 6,5 = 20\,900 \text{ kg}$$

$$A_t = 34\,380 \text{ kg}$$

$$H = \frac{A \cdot S}{T}.$$

Die Lage der neutralen Achse am Auflager, das Trägheits- und statische Moment des Auflagerquerschnitts rechnet sich mit

$$x = 29,5 \text{ cm} \quad T_i = 11\,361\,500 \text{ cm}^4$$

$$S = 73\,750 \text{ cm}^3$$

$$H = 224 \text{ kg für 1 lfd. cm Balkenlänge}$$

$$H_{50} = 11\,200 \text{ kg.}$$

Auf eine Entfernung von 50 cm vom Auflager ist ein Quereisenquerschnitt angeordnet von

$$f_e = 5 \times 4 \text{ R.-E. } 7 \text{ mm} + 1 \text{ R.-E. } 40 \text{ mm} = 20,26 \text{ cm}^2.$$

Dieses Eisen nimmt eine Kraft auf von $20,26 \times 600 = 12\,156 \text{ kg}$; daher der Beton auf Schub nicht beansprucht.

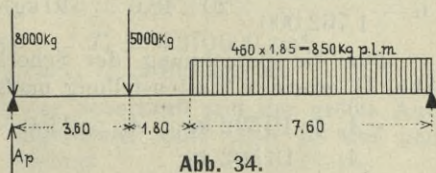


Abb. 34.

3. Untersuchung der Eisenbetonunterzüge.

a) Unterzug unter den Sparöffnungen.

Die ungünstigste Laststellung tritt nach Abb. 31 ein:

$$A_p = 8000 + \frac{5000}{4,6} \times 1,0 + \frac{3000}{4,6} \times 1,8 = 10\,392 \text{ kg}$$

$$A_g = 1730 \times \frac{4,6}{2} = 3979 \text{ kg}$$

$$A_t = 14\,371 \text{ kg.}$$

Der Unterzug hat eine freie Lichtweite von 195 cm und eine Stützweite von $195 + 35 = 230$ cm.

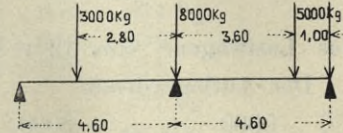


Abb. 35.

Das Eigengewicht derselben beträgt $0,7 \times 1,4 \times 2400 = 2350$ kg für 1 lfd. m, daher

$$M_p = \frac{1}{4} \times 14\,371 \times 230 = 826\,330 \text{ kgcm}$$

$$M_g = \frac{1}{8} \times 2350 \times 2,3 \times 230 = 155\,000 \text{ kgcm}$$

$$M_t = 981\,330 \text{ kgcm.}$$

Der tragende Querschnitt des Unterzuges ist aus Abb. 36 zu ersehen. Es ergibt sich wieder $x = 26,1$ cm

$$T_i = 1\,762\,000 \text{ cm}^4$$

$$i_b = \frac{981\,320}{1\,762\,000} \times 26,1 = 14,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_z = \frac{981\,320}{1\,762\,000} \times 20 \times 48,6 = 540 \text{ kg/cm}^2.$$

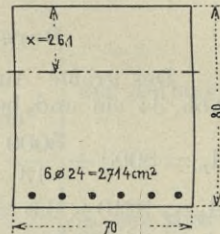


Abb. 36.

Für die Berechnung der Scherkraft ist die früher in Abb. 31 erörterte Lastenstellung maßgebend.

$$A_p = 10\,392 \text{ kg, } A_g = 2350 \times 1,325 = 3110 \text{ kg}$$

$$A_t = 13\,502 \text{ kg}$$

$$H = \frac{A \cdot S}{T}.$$

Für den Auflagerquerschnitt sind

$$x = 21,7, \quad T_i = 1\,408\,800 \text{ cm}^4$$

$$S = 70 \times \frac{26,1^2}{2} = 2390 \text{ cm}^4$$

$$H = 230 \text{ kg für 1 lfd. cm Balkenlänge}$$

$$H_{50} = 11\,500 \text{ kg.}$$

Auf eine Entfernung von 50 cm vom Auflager sind folgende Eisen angeordnet:

$$f_e = 5 \times 4 \text{ R.-E. } 7 \text{ mm} + 2 \text{ R.-E. } 24 \text{ mm} = 16,75 \text{ cm}^2.$$

Diese Eisenfläche nimmt eine Kraft auf von $16,75 \times 600 = 10\,050$ kg, daher der Beton auf Scherung beansprucht mit $i_s = \frac{1450}{70 \times 50} = 0,4$ kg/cm².

b) Unterzug über dem Endpfeiler.

Auflagerdruck vom Anschlußfeld

$$A'_t = 24\,380 \text{ kg.}$$

Auflagerdruck von der Sparöffnung nach Abb 37

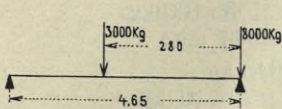


Abb. 37.

$$A''_p = \frac{3000}{4,65} \times 1,85 = 1190 \text{ kg}$$

und

$$A''_g = 1730 \times \frac{4,65}{2} = 4020 \text{ kg}$$

$$A''_t = 5340 \text{ kg.}$$

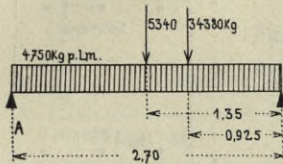


Abb. 38.

Ferner kommt als Belastung noch das Eigengewicht des Unterzuges dazu und beträgt dasselbe für 1 lfd. m

$$0,9 \times 2,2 \times 2400 = 4750 \text{ kg.}$$

Das Belastungsbild ist daher in Abb. 38 ersichtlich.

$$A_t = \frac{4750 \times 2,7}{2} + \frac{5340}{2} + \frac{34\,380}{2,7} \cdot 0,925 = 20\,890 \text{ kg}$$

$$M_t = 20\,890 \times 177,5 - 5340 \times 42,5 - 4750 \times 1,775 \times 88,75 = 2\,735\,000 \text{ kgcm.}$$

Der tragende Querschnitt des Unterzuges ist in Abb. 39 zu ersehen.

$$x = 38,7 \text{ cm.} \quad T_i = 4\,270\,000 \text{ cm}^4$$

$$i_b = 24,7 \text{ kg/cm}^2, \quad i_z = 465 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Berechnung der Scherkraft tritt der größte Auflagerdruck nach Abb. 38 auf und beträgt

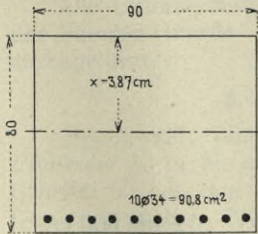


Abb. 39.

$$A_p = \frac{34\,380}{2,7} \times 1,775 + \frac{5340}{2} = 25\,270 \text{ kg}$$

$$A_g = 4750 \times 1,35 = 6400 \text{ kg}$$

$$A_t = 31\,670 \text{ kg}$$

$$II = \frac{A \cdot S}{T},$$

am Auflager ist

$$x = 28 \text{ cm,} \quad T_i = 3\,798\,000 \text{ cm}^4$$

$$S = 90 \times 28 \times 14 = 35\,200 \text{ cm}^3$$

$$H = 295 \text{ kg für 1 lfd. cm}$$

$$H_{50} = 14\,750 \text{ kg.}$$

Innerhalb 50 cm vom Auflager ist folgender Quereisenquerschnitt vorhanden

$$f_e = 5 \times 4 \text{ R.-E. } 7 \text{ mm} + 4 \text{ R.-E. } 34 \text{ mm} = 44 \text{ cm}^2.$$

Dieser nimmt eine Kraft auf von $44 \times 600 = 26\,400 \text{ kg}$, daher der Beton auf Schub nicht beansprucht.

4. Untersuchung der Eisenbetonständer.

a) Ständer der Sparöffnung.

Größte Höhe desselben 730 cm. Als größter Auflagerdruck auf den Mittelständer ergibt sich

$$A_t = 28\,850 + 2350 \times 2,65 = 35\,100 \text{ kg}.$$

Hierzu kommt das Eigengewicht desselben mit

$$0,7^2 \times 2400 \times 7,3 = 8640 \text{ kg}$$

$$P = 35\,100 + 8640 = 43\,740 \text{ kg}.$$

Der Ständerquerschnitt ist aus der Abb. 40 zu ersehen. Die ideelle Querschnittsfläche

$$F_i = 70^2 + 20 \times 2 \times 13,57 = 5443 \text{ cm}^2,$$

daher eine Inanspruchnahme auf reinen Druck von

$$i_b = \frac{43\,740}{5443} = 8 \text{ kg/cm}^2$$

und die Eisenspannung

$$i_z = 20 \times 8 = 160 \text{ kg/cm}^2.$$

Ferner wurde der Ständer noch auf Knickung untersucht. Im allgemeinen ergibt sich die Tragfähigkeit eines Ständers nach Euler-Ritter aus

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot E \cdot T = \frac{\pi^2}{l^2} \cdot 1000 (k - \sigma) \cdot T,$$

wobei σ die Spannung beim Beginn des Ausknickens bedeutet, k die Bruchspannung des Betons; wenn man P durch $F \cdot \sigma$, T durch $F \cdot r^2$ und π^2 durch 10 ersetzt, erhält man

$$\sigma = \frac{k}{1 + 0,0001 \frac{l^2}{r^2}}.$$

In unserem Falle sind

$$k = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 0,7h = 0,7 \times 730 = 571 \text{ cm},$$

$$l^2 = 261\,121, \quad r^2 = \frac{J_i}{F_i}.$$

$$J_i = \frac{1}{12} \times 70^4 + 20 \times 2 \times 13,57 \times 30^2 = 2\,488\,500 \text{ cm}^4$$

$$F_i = 5443 \text{ cm}^2, \quad r^2 = \frac{2\,488\,500}{5443} = 457 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{200}{1 + 0,0001 \frac{261\,121}{457}} = 190 \text{ kg/cm}^2, \text{ d. h. es könnte}$$

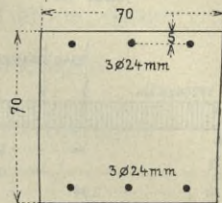


Abb. 40.

bei 6,5 facher Sicherheit gegen Zerknickung eine Druckspannung von 30 kg/cm² zugelassen werden. Die zulässige Knicklänge der Eisenstäbe rechnet sich nach der Formel

$$l = 25,8 \cdot d, \quad A_t = 25,8 \times 2,4 = 62 \text{ cm,}$$

d. h. in Abständen von je 62 cm sind an die senkrechten Rundeisen Quereisen zu legen; in Wirklichkeit sind dieselben im Abstände von 25 cm gelegt worden.

b) Endständer.

Die größte Auflagerkraft

$$A_t = 39\,720 + 4750 \times 2,7 = 52\,570 \text{ kg}$$

$$h = 1100 \text{ cm.}$$

Der Querschnitt aus Abb. 41 zu ersehen.

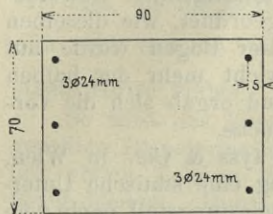


Abb. 41.

Das Eigengewicht

$$0,9 \times 0,7 \times 2400 \times 11 = 16\,600 \text{ kg.}$$

$$P = 69\,170 \text{ kg}$$

$$F_i = 90 \times 70 + 2 \times 13,57 \times 20 = 6843 \text{ cm}^2$$

$$v_b = \frac{69\,170}{6843} = 10,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$i_d = 10,1 \times 20 = 202 \text{ kg/cm}^2,$$

ferner sind wieder

$$k = 200$$

$$l = 0,7 \times 11 = 7,70, \quad l^2 = 592\,900$$

$$J_i = \frac{1}{12} \times 70 \times 90^3 + 20 \times 2 \times 13,57 \times 40^2 = 5\,121\,000 \text{ cm}^4$$

$$r^2 = \frac{5\,121\,000}{6843} = 748 \text{ cm}^2 \text{ und}$$

$$\sigma = \frac{200}{1 + 0,0001 \frac{592\,900}{748}} = 185 \text{ kg/cm}^2,$$

d. h. noch immer eine 6 fache Sicherheit gegen Ausknicken.

Die Untersuchung des Einflusses der seitlichen Belastung der Ständer wurde wegen der geringen Exzentrizität nicht durchgeführt.

5. Untersuchung des Bogens.

Spannweite 55,8 m zwischen den Kämpferfugenmitten; Pfeilhöhe 13 m bis zur Scheitelfugenmitte; Gewölbstärke am Scheitel 55 cm, am Anlauf 95 cm; Bogenbreite am Scheitel 6 m, am Anlauf 7 m. Als Nutzlast wurde eine solche von 500 kg/m² in Untersuchung gezogen. Ferner sei erwähnt, daß die Fahrbahn nicht symmetrisch über dem Bogen liegt, sondern daß dieselbe mit 25 vT. vom rechten gegen das linke Ufer zu geneigt ist. Es ergibt sich daher auf der ansteigenden Gewölbhälfte eine Ueberlast durch die höher werdenden Ständer einerseits und durch die Mehrbeschüttung

am Scheitel anderseits. Der Einfluß der dauernden unsymmetrischen Belastung auf symmetrische Bogenformen kann ziemlich bedeutend werden. (Siehe Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1897, Nr. 41: Einfluß geneigter Nivelletten auf symmetrische Gewölbe. Von Ing. Joh. Hermanek.) Die Ueberlast der höheren Ständer wurde in der Weise unwirksam gemacht, daß die erste Sparöffnung auf der ansteigenden Gewölbehälfte nur mit 30 cm, die der anderen 3 Sparöffnungen nur mit 25 cm überschüttet wurden an Stelle von 35 cm Uberschüttung auf der abfallenden Gewölbehälfte.

Um das Gleichgewicht am Scheitel herzustellen, wurde das Zwickel in der fallenden Gewölbehälfte bis 35 cm unter Fahrbahnhöhe ausbetoniert; auf der ansteigenden Gewölbehälfte wurden dagegen Spandrillen angeordnet, wie dieselben aus der Tafel V ersichtlich sind. Der Bogen wurde auf seine ganze Breite auf sein Eigengewicht mehr der halben Nutzlast, d. i. 250 kg/m² untersucht, und ergab sich die vorliegende Bogenform durch einige Versuche.

Von der Unternehmung G. A. Wayss & Cie. in Wien, welche die Brücke ausgeführt hat, lag eine statische Untersuchung vor, worin ein ungünstiger Belastungsfall nach dem rechnerischen Vorgange von Castigliano untersucht wurde; da mehrere ungünstige Belastungsfälle zu untersuchen waren und die rechnerische Methode hierbei zu langwierig ist, so wurde zur zeichnerischen Methode mittels Konstruktion von Einflußlinien gegriffen, und zwar für den eingespannten Bogen nach einer vereinfachten Methode von Dr. techn. Schönhöfer (siehe österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1904, Heft 14: „Statische Untersuchung von Gewölben nach dem Verfahren mit konstanten Bogengrößen“).

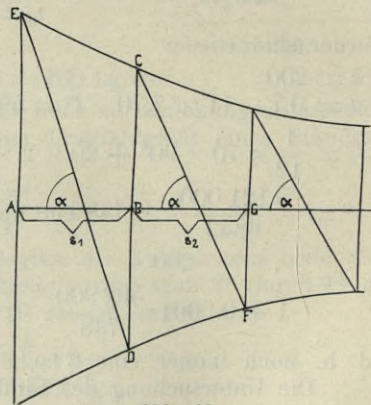


Abb. 42.

Hiernach wurde zuerst die Bogenachse genau gemessen bzw. gerechnet und ergab sich $\frac{S}{2} = 31,68$ m.

Diese Achse des halben Bogens wurde in 6 gleiche Teile geteilt und in jedem dieser Teilungspunkte die jeweilige Stärke und Breite des Bogens gemessen; daraus wurde das Trägheitsmoment des jeweiligen Querschnitts berechnet, wobei die Eiseneinlagen berücksichtigt wurden. Der Monierbogen ist beiderseits gleich armiert, und zwar mit je zehn 14 mm-R.-E. für 1 lfd. m Brückentiefe. Die berechneten

Trägheitsmomente wurden von einer Wagerechten zu beiden Seiten derselben aufgetragen und ihre Endpunkte durch eine stetige Linie verbunden, wie es aus Abb. 1 der Tafel V zu ersehen ist.

Es wird nun vom Endpunkte der aufgerollten Bogenachse A in der Abb. 42 ein beliebiges Stück s_1 auf derselben aufgetragen und im Punkte B eine Senkrechte auf die aufgerollte Bogenachse errichtet und zum Schnitt mit der Linie der Trägheitsmomente gebracht (Punkte C und D). Der Punkt D wird mit E verbunden und durch C zu dieser Geraden ED eine Parallele gezogen, bis sie die Linie der Trägheitsmomente wieder schneidet (Punkt F). Durch F wird wieder auf die aufgerollte Bogenachse eine Senkrechte errichtet, die die letztere in G schneidet. Diese Methode ergibt stets, daß die Verhältnisse $\frac{s_1}{J_1} = \frac{s_2}{J_2} = \frac{s_n}{J_n} = \rho$ eine konstante Größe bilden.

So wird das Verfahren bis zum anderen Ende der aufgerollten Bogenachse wiederholt. Im allgemeinen wird bei der ersten Teilung der Bogenachse ein restlicher Teil Δs übrig bleiben. Durch entsprechende Aenderung des ersten Teiles s_1 und Wiederholung der Teilung kann schließlich Δs zum Verschwinden gebracht werden. Es wird jedoch schon beim 2. oder 3. Teilungsversuche das Δs praktisch zu Null werden. Es empfiehlt sich, mit der Teilung dort anzufangen,

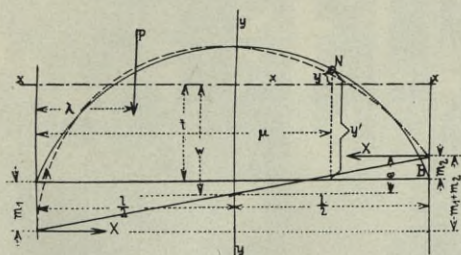


Abb. 43.

wo die Ordinaten der Trägheitsmomentenlinien am größten sind. Auch der erste Bogenteil s_1 möge recht groß genommen werden.

Nach diesem hier besprochenen Vorgange wurde die aufgerollte halbe Bogenachse in 18 solcher Teile geteilt.

Diese Teilung wird nun auf die Bogenachse übertragen und der Bogen in die gleiche Anzahl Stücke geteilt. Von jedem einzelnen dieser Stücke wurde der Schwerpunkt gesucht, und diese Bogenpunkte werden auf ein Achsensystem bezogen, dessen Ordinatenachse die Symmetrale des Gewölbebogens und dessen Abszissenachse eine zur Sehne AB der Bogenachse im Abstände t gezogene Parallele ist (Abb. 43), wobei

$$t = \frac{\sum_{i=1}^{18} y'_i}{18} = 10,65 \text{ m.}$$

y'_i sind die Abstände der Bogenpunkte von der Bogensehne AB .

Nun wurden die verschiedenen Einflußlinien konstruiert, und zwar für folgende Ausdrücke:

$$X = \frac{\sum_1^n M \cdot y}{\sum_1^n y^2}$$

$$Y = \frac{\sum_1^n M \cdot x}{\sum_1^n x^2}$$

$$Z = \frac{\sum_1^n M}{n}$$

Die theoretische Ableitung und alles nähere siehe in der früher erwähnten Abhandlung von Dr. Schönhöfer.

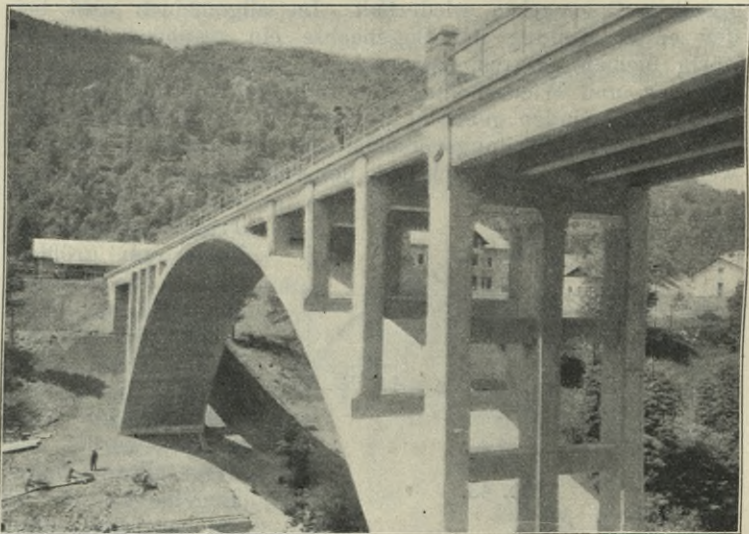


Abb. 44.

Konstruktion der Einflußlinie von X . Man zeichne sich zu einem Kräfteplan der Kräfte y ein Seilvieck für die senkrecht wirkenden und eines für die wagerecht wirkenden y (Abb. 2 der Tafel V). Das erstere ist dann die Einflußlinie des Horizontalschubes X , bezogen auf eine wandernde Last, deren Größe durch den Abschnitt der ersten und letzten Seite des zweiten Seilvieckes, X' -Linie, auf der x -Achse gegeben ist.

Bezeichnen wir die Polentfernung des Kräfteplanes mit α , die Ordinaten des ersten Seilvieckes (X -Linie) mit ξ , den

Abschnitt der ersten und letzten Seite des zweiten Seilviecks mit p , so läßt sich schreiben:

$$X = \frac{P \cdot \alpha \cdot \xi}{\alpha \cdot p}$$

Machen wir $P = p$, so ist $X = \xi$.

Da die Ordinaten y der Bogenpunkte nicht zu groß sind, wurden dieselben unmittelbar durch Abgreifen in den Kräfteplan für X und X' übertragen.

Konstruktion der Einflußlinie für Y . Es werden die jeweiligen x als senkrecht wirkende Kräfte aufgefaßt und zu einem Kräfteplan vereinigt und daraus ein Seilvieck konstruiert. Dieses stellt die Einflußlinie von Y dar, bezogen auf eine wandernde Last, welche durch den Abschnitt der ersten und letzten Seite dieses Seilviecks auf der y -Achse gegeben ist (Abb. 3 der Tafel V). Ist die Polentfernung β , die Ordinaten des Seilviecks η und der Abschnitt auf der y -Achse q , so ist $Y = \frac{P \cdot \beta \cdot \eta}{\beta \cdot q}$ und für $P = q$ wird $Y = \eta$. In unserem Falle wurde stets $\frac{x}{10}$ als Kraft für den Kräfteplan genommen.

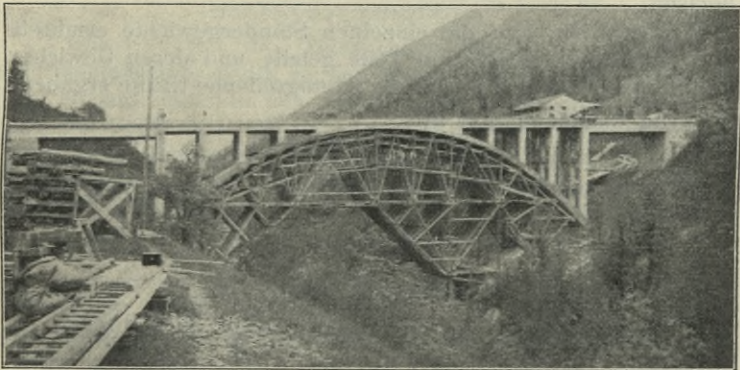


Abb. 45.

Konstruktion der Einflußlinie für Z . Wir zeichnen zu einem Kräfteplan von senkrecht in den Bogenpunkten wirkenden Kräften a ein Seilvieck (Abb. 4 der Tafel V), so ist dieses schon die Einflußlinie für Z , bezogen auf eine wandernde Last von der Größe $\frac{n \cdot a}{\gamma}$, wobei γ die Polentfernung des Kräfteplanes bedeutet. Wenn die Ordinaten dieses Seilviecks ζ sind, so ist

$$Z = \frac{P \cdot \gamma \cdot \zeta}{n a} \quad \text{und für} \quad P = \frac{n \cdot a}{\gamma} \quad Z = \zeta.$$

Hier wäre zu erwähnen, daß a und γ in Längeneinheiten auszudrücken und im Maßstabe der Zeichnung aufzutragen sind, da nur dann das Z im richtigen Maßstabe (Tonnenwerte) erhalten wird.

Auf Grund der nunmehr gezeichneten Einflußlinien ist man in der Lage, für irgend eine Belastung die Werte X , Y und Z zu ermitteln. Ist dies geschehen, so kann auch die Stützlinie konstruiert werden. Es sind die hierzu notwendigen Bestimmungsstücke (siehe Abb. 39)

$$e = \frac{m_1 + m_2}{2} = \pm \frac{l}{2} \frac{Y}{X} \quad \text{und}$$

$$w = \frac{Z}{X}.$$

Es werden folgende Belastungsfälle in Betracht gezogen und deren Stützlinien konstruiert:

1. Eigengewicht;
2. eine Gewölbehälfte mit 500 kg/m^2 belastet;
3. eine Gewölbehälfte mit der Walze von 18 t (Hinterwalzen von 10 t über G_{25}) und der Rest mit 460 kg/m^2 belastet;
4. das ganze Gewölbe mit 500 kg/m^2 belastet;
5. die Walze am Scheitel und der Rest mit 460 kg/m^2 belastet.

Es wurden nun die einzelnen Ständergewichte ermittelt und der Bogen in einzelne Teile geteilt und deren Gewichte bestimmt, so daß sich im ganzen 34 angreifende Kräfte ergaben.

Die Rechnung gibt für

Belastungsfall I.

$$X = 593,9 \text{ t}, \quad Y = -0,122 \text{ t}, \quad Z = 6323,9 \text{ tm}$$

$$e = \frac{l}{2} \cdot \frac{Y}{X} = -0,006 \text{ m}, \quad w = \frac{Z}{X} = 10,64 \text{ m}.$$

Belastungsfall II.

$$X = 639,2 \text{ t}, \quad Y = -6,715 \text{ t}, \quad Z = 6763,8 \text{ tm}$$

$$e = \frac{l}{2} \cdot \frac{Y}{X} = -0,312 \text{ m}, \quad w = \frac{Z}{X} = 10,58 \text{ m}.$$

Belastungsfall III.

$$X = 640,0 \text{ t}, \quad Y = -6,992 \text{ t}, \quad Z = 6772,0 \text{ tm}$$

$$e = -0,304 \text{ m}, \quad w = 10,58 \text{ m}.$$

Belastungsfall IV.

$$X = 684,5 \text{ t}, \quad Y = -0,099 \text{ t}, \quad Z = 7201,2 \text{ tm}$$

$$e = -0,04 \text{ m}, \quad w = 10,52 \text{ m}.$$

Belastungsfall V.

$$X = 692,0 \text{ t}, \quad Y = -3,004 \text{ t}, \quad Z = 7244,0 \text{ tm}$$

$$e = 0,127 \text{ m}, \quad w = 10,47 \text{ m}.$$

Es wurden nun die verschiedenen e und w aufgetragen und mittels des Kräfteplanes die Stützlinien eingezeichnet, wie dieselben aus der Tafel zu ersehen sind.

In 7 Bogenquerschnitten wurden nun die Randspannungen nach dem bekannten zeichnerischen Verfahren ermittelt und bewegen sich in zulässigen Grenzen. Es ist nun noch der Einfluß der Temperatur in Rechnung zu ziehen.

Der infolge Temperaturänderung auftretende Horizontalschub ergibt sich nach dem vorhergehenden mit $X_t = \frac{\Delta l \cdot E}{k \cdot \Sigma y^2}$,
 worin bedeuten: $\Delta l = l \cdot \alpha \cdot t$, l = Stützweite des Bogens,
 α = Ausdehnungskoeffizient des Betons, t = Temperaturunterschied, E = Elastizitätskoeffizient des Monierbogens,
 $k = \frac{s}{2J}$, in unserem Falle eine konstante Größe.

Für den besonderen Fall ist für 100° $\alpha = 0,00137$, daher für 20° $\alpha \cdot t = 0,000274$, $l = 5580$ cm, $E = 100\,000$ kg/cm²,
 $k = \frac{s}{2J} = 0,0000062$ cm. Σy^2 kann man entweder rechnerisch oder zeichnerisch ermitteln, und zwar ist bei letzterem Verfahren auf die Polweite des Kraftplanes der X als Faktor Rücksicht zu nehmen, $\Sigma y^2 = a \cdot p$,

$$X_t = \frac{1,53 \times 100\,000}{0,0000062 \times 3\,454\,270} = 7150 \text{ kg.}$$

Dieser durch die Temperaturänderung hervorgerufene Horizontalschub greift in der Ebene der Abszissenachse xx an, erzeugt daher in den verschiedenen Lagerfugen Momente von der Größe $M_t = X_t \cdot y$. Diese Momente wurden für die 7 in Betracht gezogenen Fugen berechnet und auch die Randspannungen zugleich berechnet, welche sich in zulässigen Grenzen befinden.

Gerüstung.

Das Gerüst besteht im allgemeinen aus dem Unter- und Obergerüst. Das Untergerüst trägt die einzelnen Ständer des Obergerüsts, auf welchem wieder die Pfetten und die Schalung ruhen. Die äußere Bodengestaltung einerseits und der Umstand, daß der wilde Idriafluß, der, wie alle Karstgewässer, binnen wenigen Stunden rasch zum Hochwasser anschwillt, Bäume und sonstige Sachen mit sich führt, brachte es mit sich, daß von einem Mitteljoche abgesehen werden mußte; deshalb wurden auf zwei Betonblöcken in der Entfernung von 30 m vorerst Holzjoche hergestellt, die über die Hochwasserlinie hervorragen und gegen das Hochwasser gut mit Flachbürsten verschalt wurden. Die einzelnen Joche wurden durch starke Schrauben in den Betonblock verankert. Auf diesen zwei Holzjochen ruht ein dreifaches Trapezsprengwerk über der Hauptöffnung, dem sich auf dem linken Ufer ein Dreiecksprengwerk von 12 m Stützweite anschließt. Das Untergerüst ist unsymmetrisch, und mußte für den einseitigen

Schub des Trapezsprengwerkes am linken Ufer durch Anordnung eines Sprengriegels Vorsorge getroffen werden. Auf den einzelnen Pfetten ruhten die nach der Bogenform geschnittenen Bohlen auf, die zur Aufnahme der aus 5 cm starken Pfosten gebildeten Schalung dienten.

Die Ausrüstung geschah mittels Doppelkeilen, welche zwischen den Bohlen und Pfetten angebracht wurden. Das ganze Gerüst wurde in einer oberen Breite von 10 m ausgeführt und besteht aus 6 Gespärren. Dasselbe trägt auf der flußaufwärtigen Seite oben einen Fahrweg, auf dem das Rollgleis für den Betontransport verlegt wurde. Flußabwärts hat es einen Fußweg zu tragen. Das Gerüst einschließlich statischer Untersuchung desselben ist aus der Tafel VI zu sehen.

6. Untersuchung der Widerlager.

Dieselbe wurde nach den bekannten zeichnerischen Methoden ermittelt und ist in der Tafel V ersichtlich gemacht.

Ausführung.

Zuerst wurde das rechte Widerlager, welches einen guten Untergrund besaß und dessen Fundierung daher keine besonderen Schwierigkeiten aufwies, in Angriff genommen. Diesem folgte das linke Bogenwiderlager, welches im minder guten Bodenmaterial gegründet werden mußte und dessen Herstellung daher große Schwierigkeiten bereitete. Um die Bodenpressung zu verringern, mußte die Fundamentfläche auch vergrößert werden. Die Baugrube war aber glücklicherweise trocken.

Den beiden Bogenwiderlagern folgten die Ausführungen der beiden Endwiderlager; indessen wurde stets an der Her-

Partie	Oberaufsicht	Gesamtauf sicht	Vorarbeiter	Maurer	Zimmerleute	Maschinisten	Maschinenwärter	Gehilfen	Handlanger	Schaufeln	Scheibtruben	Gießkannen	Zangen	Handhammer	Handschuhe	Staubbrillen	Kleine Stößel	Große Stößel	Betonkellen	FF Bindendraht 3 mm
II			1						32	18	16	8	2							
III			1						26	13	14	4	2	1	2	2			1	
IV			1						36	18	18	8	2							
V			1		2				12	6		1	4				4	4	4	3
VI			1	2					13	8		1	3					4	5	5
VII			1	2					13	8		1	3					4	5	5
VIII			1	2					13	8		1	3					4	5	5
IX			1	2					13	8		1	3				4	4	5	3
X			1		2				12	6		1	4							10
XI			1		6				4											
XII					4															
XIII						1	1	1												
Reserve	1	1							15	10	4	3	5	4			4	4	5	10

stellung der Gerüstung gearbeitet, so daß sämtliche Unterbauarbeiten einschließlich des Gerüsts anfangs Dezember 1905 beendet waren. Hinsichtlich der Herstellung des Bogens wurde von seiten der Unternehmung der Entschluß gefaßt, den Monierbögen auf einmal — ohne Unterbrechung — vollständig fertig zu machen. Zu diesem Zwecke waren viele Vorarbeiten nötig. Es wurde in einer prov. Dampfzentrale mittels Dynamo elektrische Kraft und Licht erzeugt. Die Bodengestaltung in der Nähe der Brücke gestattete die Errichtung dieser Zentrale erst in einer Entfernung von ungefähr 400 m von der Brücke hoch über derselben. Von der Zentrale wurde mittels einer Druckleitung die Kraft zum Objekt geführt.

Für die Arbeitseinteilung lag ein sehr gut ausgearbeiteter Arbeitsplan zugrunde, welcher teilweise aus Abb. 2 der Tafel VI zu sehen ist. Es waren im allgemeinen vier Betonmischmaschinen vorgesehen, je zwei auf einem Ufer und je zwei von einem Motor betrieben. Der mittels Maschinen erzeugte Beton wurde mittels Rollwagen und Rutschen bis zur Verwendungsstelle gebracht. Ferner waren für die untersten Bogenteile auf jeder Seite Handmischpartien vorgesehen. Es waren im ganzen 13 Arbeitsgruppen nötig, die aus untenstehender Tabelle ersichtlich sind.

Auch die Beschaffung des nötigen Wassers machte Schwierigkeiten, und sah man sich genötigt, dasselbe mittels einer vorläufigen Gravitationswasserleitung aus einer Entfernung von beiläufig 1 km herbeizuholen. Sand und Schotter lieferte die Idria, und der Portlandzement wurde aus Kirchdorf beschafft. Der Bogen selbst wurde am 14. Dezember 1905 betoniert. In der Zeit von Anfang Februar bis Mitte März 1906 wurden die aufgehenden Betonpfeiler und die Fahr-

Klammern	Wasserwagen	Abziehlatten	Pracker	Handschlägel	Nägel			Zugsägen	Geißfüße	Schraubenschlüssel	Kohle in m³	Luciferapparat	Ligroinlampen	Petroleum	Ligroin	Kerzen	Trinkwasser-gefäße	Polzschlägel	Anmerk.
					6 cm	8 cm	12 cm												
30	1	1	3		3	1													
	1	1	3		2														
	1	1	3		2														
	1	1	3		2														
30	1	1	3		2														
100						3	1												2
								2		3									
				2				1	2	2									
100			6		10	5	5	5	2	1	20	3	25	1	100	2	4	2	

bahn hergestellt Am 25. April 1906 wurde der Bogen ausgerüstet. Am 26., 27. und 28. April wurde die ganze Brücke einer strengen Belastungsprobe von seiten der Eisenbahnbau-
direktion und Eisenbahnbauleitung unterzogen, und wurden hierbei vier Belastungsfälle untersucht. Da der Einfluß einer Straßenwalze und der Rest der Belastungsfläche, mit 460 kg/m^2 belastet, einen nur um geringes ungünstigeren Einfluß hat als

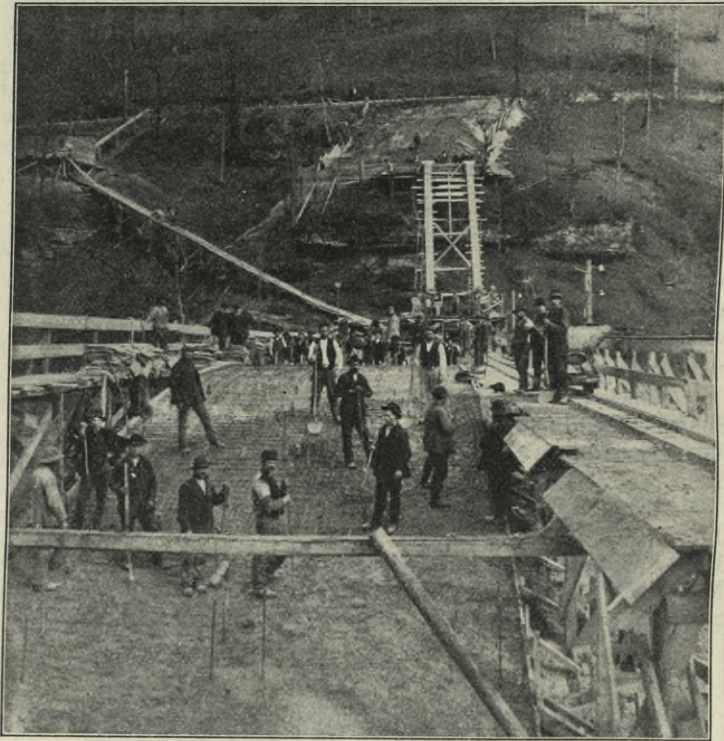


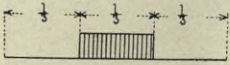
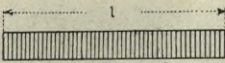
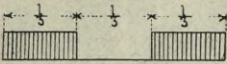
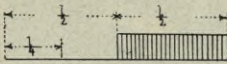
Abb. 46.

die entsprechende Last von 500 kg/m^2 auf die ganze Belastungsfläche, wurde nur mit letzterer Last geprobt, und zwar:

- I. das mittlere Bogendrittel;
- II. die beiden äußeren Bogendrittel daran, also totale Last;
- III. die beiden äußeren Bogendrittel nur belastet;
- IV. halbseitige Belastung des Bogens.

Für diese Belastungsfälle wurde die Durchbiegung unter Zuhilfenahme von Einflußlinien nach Prof. Winkler gerechnet, und zwar unter Annahme eines konstanten Querschnitts und einer Parabelbogenform, und sind diese Einflußlinien in der Tafel V ersichtlich gemacht.

In der nachfolgenden Tabelle sind sowohl die berechneten als auch die wirklich gemessenen Formänderungen zusammengestellt.

Belastungsfall	Berechnete Formänderung in mm	Gemessene Formänderung in mm	Anmerkung
	↓ 2,1	↓ 2,0	senkr. Bewegung des Scheitelpunktes
	↓ 0,2		"
	↑ 2,1	↑ 2,0	"
	← 3,7 ↑ 0,6 ↓ 0,07	← 4,0 ↑ 1,0 ↓ 1,0	Veränderung d. Viertelpunkt. Beweg. des Scheitels

In der Abb. 44 ist die fertige Brücke von seitwärts und unten gesehen dargestellt. Die Abb. 45 zeigt das Objekt im Lehrgerüst, die Abb. 46 eine Aufnahme während der Betonierung des Bogens, die Abb. 47 die Vorderansicht des Objekts.

Ein weiteres gewölbtes Eisenbetonobjekt ist die Ueberfahrtsbrücke in Bau - km $17\frac{6}{7}$ der Teilstrecke Villach—Rosenbach. Dieses Objekt stellt einen Monierbogen vor von einer Lichtweite von 18 m und einem Pfeil zwischen der Kämpferfugen- und Scheitelfugenmitte von 4,38 m. Die Scheitelstärke des Bogens beträgt 20 cm, die des Kämpfers 30 cm. Der Bogen hat 2 durchgehende Netzlagen, sowohl an seiner inneren, als auch an seiner äußeren Leibung. Diese Netzlagen bestehen aus je 10 Stück Durchm. 12 mm starken Rundeisen auf 1 lfd. m als Trageisen und je 5 Stück Durchm. 7 mm starken Rundeisen auf 1 lfd. m als Verteilungseisen. Der Bogen hat am Scheitel eine Breite von 3,50 m und läuft gegen das Widerlager an auf 4 m. Dieses Objekt dient zur Uebersetzung einer Straße III. Ordnung über einen ziemlich tiefen Bahneinschnitt und liegt in großen und auch verschiedenartigen Neigungen, deren Bruchpunkt sich am Scheitel befindet. Auf der fallenden Objektshälfte ist die Neigung der Fahrbahn 11,5 vH., auf der steigenden 10 vH. Um bei dem ziemlich großen Pfeil dieses Bogens eine Aufmauerung zu vermeiden, wurden Sparöffnungen angeordnet, welche infolge der großen Steigung der Fahrbahn

unsymmetrisch ausgebildet werden mußten. Auf der fallenden Objektshälfte wurden 2, auf der steigenden 3 solcher Sparöffnungen in Lichtweite von je 2,33 m ausgeführt. Jede dieser Oeffnungen ist von einer 18 cm starken Eisenbetonplatte überdeckt. Diese Platten haben ihre Auflager je auf einem Rahmen, der aus 2 am Rande befindlichen Eisenbetonständern und einem Unterzuge besteht, wie dies übrigens

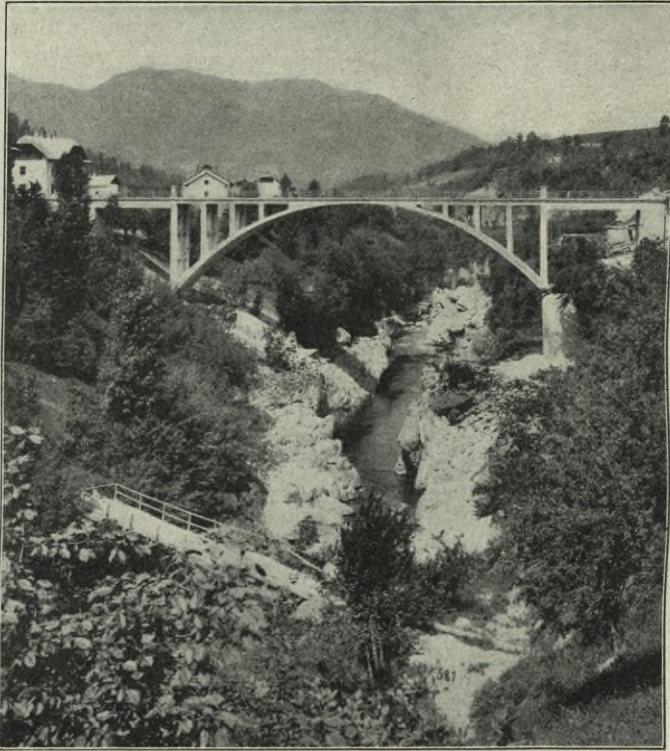
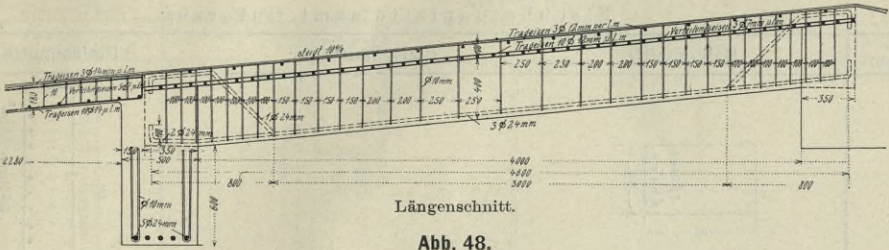


Abb. 47.

aus der Abb. 48 u. 49 zu ersehen ist. Ueber dem Kämpfer auf der steigenden Gewölbehälfte befindet sich ein viel stärkerer Rahmen, welcher außerdem zur Auflagerung einer sich anschließenden 4 m weiten Randöffnung dient, die als Plattenbalken ausgebildet wurde.

Der Bogen wurde nicht nach einer genauen Methode untersucht, sondern es wurde für das Eigenwicht und für die halbe Nutzlast von 170 kg/m^2 die Stützlinie gezeichnet und diese Stützlinie als Mittellinie des Gewölbes angenommen, wie aus Abb. 51 zu ersehen ist. Die Berechnung der statischen Verhältnisse des Bogens und der Widerlager ist im folgenden zu sehen. Ebenso ist die statische Untersuchung der Platte samt



Längenschnitt.

Abb. 48.

Querschnitt durch die Sparöffnung. Anschlußöffnung.

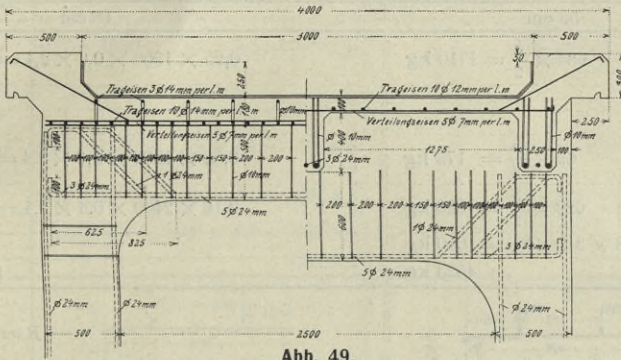


Abb. 49.

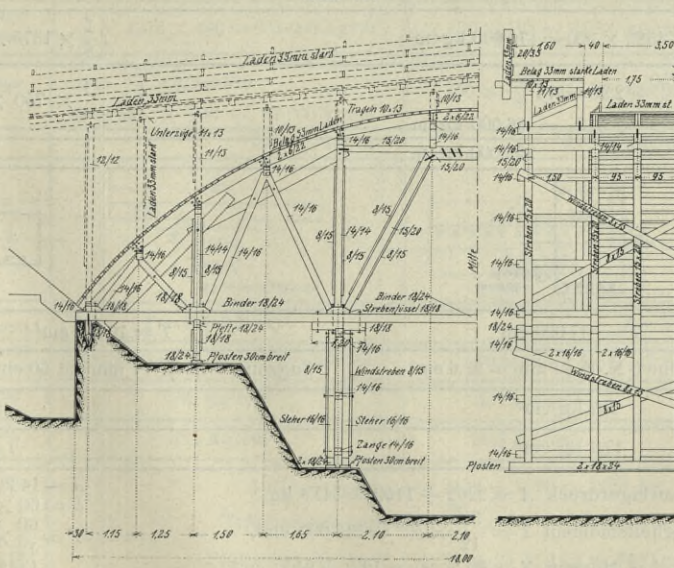
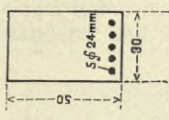
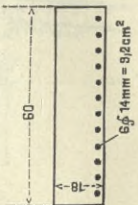
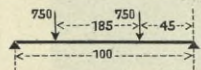
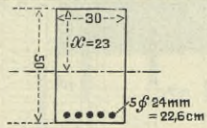
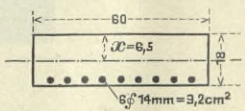
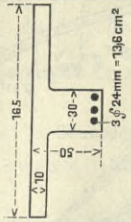
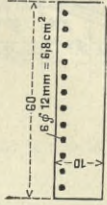
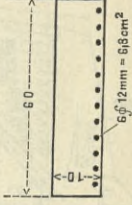
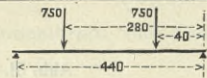
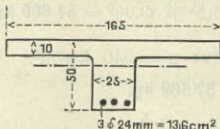
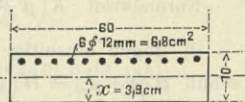
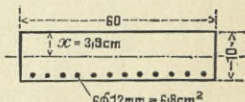


Abb. 50.

Platte samt Unterzug über dem Bogen.
Berechnung der statischen Verhältnisse.

Art der Konstruktion		Eisenbetonplatte samt Unterzug		
Untersuchter Konstruktionsteil		Balkenmitte	Plattenaufleger	Plattenmitte
Querschnitte (schematisch)				
Konstruktionshöhe		50 cm	18 cm	
Eigengewichte	Schotter	$684 \times \frac{5}{2} = 1710 \text{ kg}$	$0,25 \times 1900 \times 0,6 \times 2,4 = 684 \text{ kg}$	
	Schwelle			
	Schiene			
	Asphalt	$69 \times \frac{5}{2} = 173 \text{ kg}$	$0,02 \times 1200 \times 0,6 \times 2,4 = 69 \text{ kg}$	
	Platte	$622 \times \frac{5}{2} = 1560 \text{ kg}$	$0,18 \times 2400 \times 0,6 \times 2,4 = 622 \text{ kg}$	
	Balken	$0,5 \times 0,3 \times 3 \times 2400 = 1080 \text{ kg}$		
	Summe	4523 kg	1375 kg	
Nutzlast			$R = 750 \text{ kg}$	
Moment infolge Eigengewichts		$\frac{1}{8} \times 4523 \times 300 = 170\,000 \text{ kgcm}$	$\frac{1}{8} \times 1375 \times 240 = 41\,250 \text{ kgcm}$	
Moment infolge Nutzlast		$A = \frac{750}{3} \times 2,30 = 575$ $M = 575 \times 115 = 66\,000 \text{ kgcm}$	$\frac{1}{4} \times 750 \times 240 = 45\,000 \text{ kgcm}$	
Summe		236 000 kgcm	86 250 kgcm	
Lage der neutralen Achse $\mu = 15$				
Ideales Trägheitsmoment		$T = 317\,000 \text{ cm}^4$	$T = 16\,955 \text{ cm}^4$	
Zahl der Eisenstäbe und Querschnitte		Zugzone 5 R.-E., 24 mm = 22,6 cm ²	Zugzone 6 R.-E. 14 mm zu 60 cm = 9,2 cm ²	
Randspannung des Eisens		267 kg/cm ²	725 kg/cm ²	
Randspannung des Betons		17,1 kg/cm ²	$i = 33 \text{ kg/cm}^2$	
Beanspruchung der Bügel innerhalb der Entfernungen von 50 cm vom Auflager		Auflagerdruck $A = 2262 + 1150 = 3412 \text{ kg}$, Trägheitsmoment $T = \frac{30}{12} \times 50^3 = 313\,000 \text{ cm}^4$, Statisches Moment $S = 30 \times 25 \times 12,5 = 9400 \text{ cm}^3$, Scherkraft $H = \frac{3412 \times 9400}{313\,000} = 102 \text{ kg}$, $H_{50} = 5100 \text{ kg}$. Eisen nimmt auf $4 \times 5 \times 0,79 \times 600 = 15\,800 \text{ kg}$, daher Beton nicht beansprucht.	$A = 1438 \text{ kg}$, $S = 60 \times 9 \times 4,5 = 2440 \text{ cm}^3$, $T = \frac{60}{12} \times 18^3 = 29\,100 \text{ cm}^4$, $H = \frac{1438 \times 2440}{29\,100} = 121 \text{ kg}$, $H_{50} = 6050 \text{ kg}$. Eisen nimmt auf $4 \times 5 \times 0,79 \times 600 \times 600 = 15\,800 \text{ kg}$. Beton nicht beansprucht.	

**Plattenbalkendecke der Außenöffnung.
Berechnung der statischen Verhältnisse.**

Art der Konstruktion		Plattenbalkenkonstruktion		
Untersuchter Konstruktionsteil		Balkenmitte	Plattenaufleger	Plattenmitte
Querschnitte (schematisch)				
Konstruktionshöhe		50 cm	10 cm	
Eigengewichte	Schotter	$0,25 \times 1900 \times 1,65 \times 4,4 = 2070 \text{ kg}$		$0,25 \times 1900 \times 1,65 \times 0,6 = 470 \text{ kg}$
	Schwelle			
	Schiene			
	Asphalt	$0,02 \times 1200 \times 1,65 \times 4,4 = 106 \text{ kg}$		$0,02 \times 1200 \times 1,65 \times 0,6 = 24 \text{ kg}$
	Platte	$0,10 \times 2400 \times 1,65 \times 4,4 = 1042 \text{ kg}$		$0,10 \times 2400 \times 1,65 \times 0,6 = 237 \text{ kg}$
	Balken	$0,30 \times 0,4 \times 2400 \times 4,4 = 1060 \text{ kg}$		
	Summe	4270 kg		731 kg
Nutzlast			$R = 750 \text{ kg}$	
Moment infolge Eigengewichts		$\frac{1}{8} \times 4278 \times 440 = 235\,000 \text{ kgcm}$	$\frac{1}{12} \times 730 \times 165 = 10\,000 \text{ kgcm}$	$\frac{1}{24} \times 731 \times 165 = 5\,000 \text{ kgcm}$
Moment infolge Nutzlast		$A = \frac{750}{4,4} \times 3,2 = 545$ $M = 545 \times 160 = 87\,200 \text{ kgcm}$	$750 \times \frac{165}{8} = 15\,500 \text{ kgcm}$	$750 \times \frac{165}{8} = 15\,500 \text{ kgcm}$
Summe		322 200 kgcm	25 500 kgcm	20 500 kgcm
Lage der neutralen Achse $\mu = 15$				
Ideales Trägheitsmoment		$T = 338\,000 \text{ cm}^4$	$T = 3328 \text{ cm}^4$	
Zahl der Eisenstäbe und Querschnitte		Zugzone 3 R.-E. 24 mm = 13,6 cm ²	Zugzone 6 R.-E. 12 mm zu 60 cm = 6,8 cm ²	
Randspannung des Eisens		590 kg/cm ²	527 kg/cm ²	424 kg/cm ²
Randspannung des Betons		10,1 kg/cm ²	29,8 kg/cm ²	24 kg/cm ²
Beanspruchung der Bügel innerhalb der Entfernungen von 50 cm vom Auflager		Auflagerdruck $A = 2139 + 1090 = 3229 \text{ kg}$, Trägheitsmoment $T = \frac{30}{12} \times 50^3 = 313\,000 \text{ cm}^4$, Statisches Moment $S = 30 \times 25 \times 12,5 = 9400 \text{ cm}^3$, Scherkraft $H = \frac{3229 \times 9400}{313\,000} = 97 \text{ kg}$, $H_{50} = 4850 \text{ kg}$. Bei Anwendung von 20 R.-E. 10 mm Bügel nimmt das Eisen auf $4 \times 5 \times 0,79 \times 600 = 15\,800 \text{ kg}$, daher Beton nicht beansprucht.		

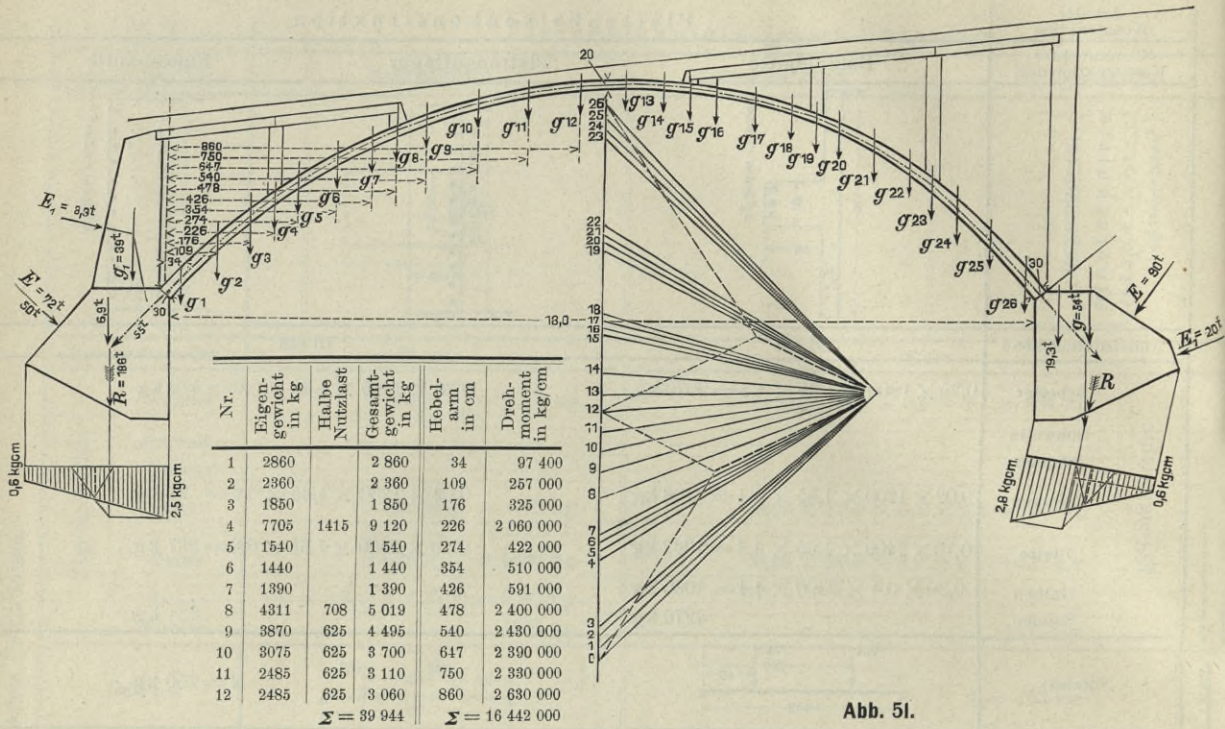


Abb. 51.

1) Bogen beiderseitig halb belastet $\frac{p}{2} = 170 \text{ kg/m}^2$, Horizontal-
schub $H\left(g + \frac{p}{2}\right) = \frac{\Sigma M}{f_1} = \frac{16\ 442\ 400}{438} = 37\ 500 \text{ kg.}$

Vertikalkraft $V\left(g + \frac{p}{2}\right) = 39\ 944 \text{ kg.}$

Normalkraft $K\left(g + \frac{p}{2}\right) = \sqrt{37,5^2 + 39,96^2} = 54\ 800 \text{ kg.}$

2) Bogen einseitig voll belastet $p = 340 \text{ kg/m}^2$. Horizontal-
schub $H(g + p_e) = H\left(g + \frac{p}{2}\right) = 37\ 500 \text{ kg.}$

Vertikalkraft $V(g + p_e) = V\left(g + \frac{p}{2}\right) + \frac{5}{32} \times 340 \times 3,5 \times 18,2 = 43\ 314 \text{ kg.}$

Normalkraft $K(g + p_e) = \sqrt{37,5^2 + 43,31^2} = 56\ 300 \text{ kg.}$

3) Bogen beiderseitig voll belastet $p = 340 \text{ kg/m}^2$, Horizontal-
schub $H(g + p) = H\left(g + \frac{p}{2}\right) + \frac{170 \times 3,5 \times 18,2}{2 \times 438} = 39\ 740 \text{ kg.}$

Vertikalkraft $V(g + p) = V\left(g + \frac{p}{2}\right) + 18,2 \times 3,5 \times 170 = 41\ 026 \text{ kg.}$

Normalkraft $K(g + p) = \sqrt{37,5^2 + 41,0^2} = 55\ 050 \text{ kg.}$

4) Kämpfermoment $M_k = \frac{1}{64} \times 340 \times 3,5 \times 18,2^2 = 615\,000 \text{ kgcm.}$

5) Moment im gefährlichen Querschnitt im Abstände
 $a = \frac{3}{16} l: M_b = \frac{9}{16} M_k = \frac{9}{16} \times 615\,000 = 346\,000 \text{ kgcm.}$

6) Normalkraft laut Konstruktion $N = 48\,000 \text{ kg.}$

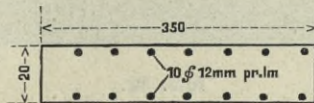
Beanspruchung des Bogens

bei Anwendung von 2×10 Rundeisen 12 mm = $11,31 \times 2 = 22,62 \text{ cm}^2.$

Bogen am Scheitel:

a) Das Scheitelmoment wird wegen seines geringen Einflusses vernachlässigt, da die Bogenform der Stützlinie angepaßt ist,

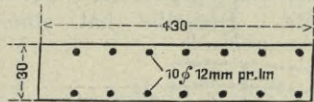
b) infolge Horizontalschubes bei beiderseits voller Belastung



$$i = \frac{39\,740}{20 \times 300 + 15 \times 2 \times 79,2} = 4,25 \text{ kg/cm}^2.$$

Bogen am Kämpfer:

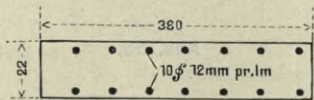
infolge Normalkraft und Kämpfermoment bei beiderseits voller Belastung



$$i = \frac{55\,050}{400 \times 30 + 15 \times 2 \times 90,4} \pm \frac{615\,000}{\frac{1}{6} \times 400 \times 30^2 + 15 \times 90,4 \times 2 \times 27}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} i_{\max} = 8,4 \text{ kg/cm}^2 \\ i_{\min} = 0,9 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right.$$

Bogen im gefährlichen Querschnitt $\frac{3}{16} l:$



$$i = \frac{48\,000}{380 \times 22 + 15 \times 2 \times 86} \pm \frac{346\,000}{\frac{1}{6} \times 380 \times 22^2 + 2 \times 15 \times 86 \times 19;}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} i_{\max} = 8,6 \text{ kg/cm}^2 \\ i_{\min} = 0 \text{ kg/cm}^2. \end{array} \right.$$

Scheitel eine Steigung von 12 vH. Die anderen Einzelheiten sind aus den Abb. 53 u. 54 zu ersehen. Das Lichtbild dieses Steges ist in Abb. 55 ersichtlich.

Um noch eine dritte Methode von Bogenuntersuchungen kurz anzugeben, sei erwähnt, daß die Berechnung dieses Gewölbes wieder mit Zuhilfenahme von Einflußlinien geschah, welche für eine wandernde Einzellast von 1 t berechnet worden sind (Abb. 56). Bei sehr flachen Bogen, wo an Stelle $ds = dx$ gesetzt werden kann und bei Annahme eines mittleren Trägheitsmomentes und eines mittleren Querschnitts ergeben sich die Gleichungen der Einflußlinien für

1. Horizontalschub:

$$H = \frac{\frac{15}{4} \left(\frac{l}{f}\right) \cdot n^2 (1-n)^2}{1 + \frac{45}{4} \left(\frac{q}{f}\right)^2 \cdot \frac{\lambda}{l}}$$

wobei $n = \frac{a}{l}$ ist.

Setzt man

$$\frac{1}{1 + \frac{45}{4} \left(\frac{q}{f}\right)^2 \cdot \frac{\lambda}{l}} = k \quad \text{und}$$

$$\frac{15}{4} n^2 (1-n)^2 = b,$$

so ist

$$H = k \cdot b \left(\frac{l}{f}\right) \quad \dots \quad \text{I}$$

2. Moment im Scheitel:

$$M_s = \frac{l}{b} (3n^2 - 2k b) \quad \dots \quad \text{II}$$

3. Moment im Kämpfer:

$$M_k = \frac{5}{2} l n \cdot (1-n)^2 \left(n \cdot k - \frac{2}{5} \right) \quad \text{III}$$

In obigen Formeln ist

$$\left(\frac{q}{f}\right)^2 = \frac{1}{12} \left(\frac{D}{f}\right)^2,$$

worin

$$D = \frac{2d_s + d_k}{3}, \quad d_s = \text{Scheitelstärke,}$$

$$d_k = \text{Kämpferstärke.}$$

$$D = 0,32 \text{ m, } \left(\frac{q}{f}\right)^2 = 0,002244$$

$$\frac{\lambda}{l} = 1 - \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l}\right) = 0,9613$$

$$l = 16,19 \text{ m, } f = 1,95 \text{ m, } k = 0,9763$$

$$H = 0,9763 \frac{16,19}{1,95} b.$$

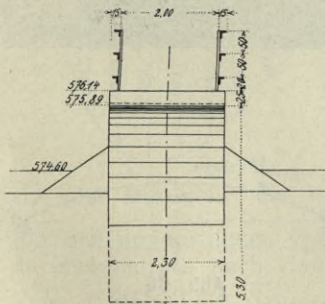


Abb. 54.

Diese η kann man aus folgender Tabelle entnehmen, welche für alle Bogenträger gilt

$n = 0,05, 0,10, 0,15, 0,20, 0,25, 0,30, 0,35, 0,40, 0,45, 0,50,$
 $\eta = 0,0086, 0,0303, 0,0609, 0,096, 0,1312, 0,1650, 0,1938,$
 $0,2160, 0,2299, 0,2340.$



Abb. 55.

Es wurde nun die Einflußlinie für den Horizontal-schub, Scheitel- und Kämpfermoment konstruiert (Abb. 57). Es ergeben sich für Eigengewicht für 1 m Brückenbreite

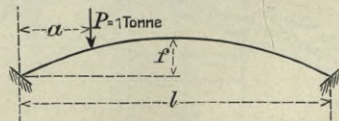


Abb. 56.

$$H = 13,478 \text{ t}, A = 9,475 \text{ t}, D = 16,466 \text{ t}, M = -0,5615 \text{ tm},$$

$$M_k = -2,727 \text{ tm},$$

für totale Belastung mit 340 kg/m^2

$$H = 19,055 \text{ t}, A = 12,227 \text{ t}, D = 22,641 \text{ t}, M_s = -0,4357 \text{ tm}$$

$$M_k = -2,900 \text{ tm},$$

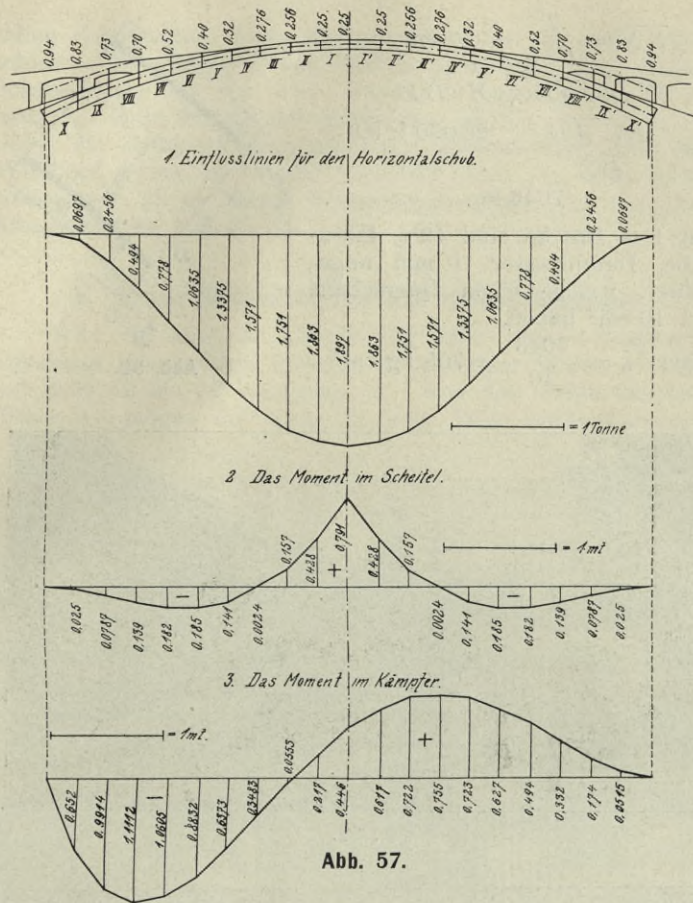
für halbseitige Belastung

$$H = 16,267 \text{ t}, A_1 = 11,711 \text{ t}, A_2 = 9,991 \text{ t}, D_1 = 20,044 \text{ t},$$

$$D_2 = 19,08 \text{ t}, M_s = -0,4986 \text{ tm}, M_{k_1} = -4,2045 \text{ tm},$$

$$M_{k_2} = -1,4197 \text{ tm}.$$

Es wurden nun die Stützlinsen für diese 3 Belastungsfälle eingezeichnet. Der jeweilige Abstand der Stützlinsen



von der Mittellinie des Bogens berechnet sich aus $\eta = \frac{M}{D}$.

Für den ungünstigsten Querschnitt, d. i. der Kämpfer, seien die Spannungen nach Prof. Ritter gerechnet (Abb. 58):

$$D_1 = 20\,000 \text{ kg}, \quad \overline{SA} = \eta = 0,21 \text{ m}, \quad b = 1 \text{ m}, \quad d = 0,4 \text{ m},$$

$$F_i = bd + \alpha \cdot F_e + \alpha \cdot F_c = 100 \times 40 + 10 \times 10 + 10 \times 10 = 4200 \text{ cm}^2.$$

$$S = 4000 \times 20 + 100 \times 37 + 100 \times 3 = 84\,000 \text{ cm}^3,$$

$$T = 80\,000 \cdot \frac{2}{3} \cdot 40 + 3700 \times 37 + 300 \times 3 = 2\,271\,134 \text{ cm}^4,$$

$$s = \frac{S}{F_i} = 20 \text{ cm},$$

$$T_s = T - F_i s^2 = 591\,134 \text{ cm}^4$$

$$i_d = \frac{D_1}{F} + \frac{s \cdot M}{T} = 4,8 \pm 14,2,$$

daher 19 kg/cm^2 Druck und $9,4 \text{ kg/cm}^2$ Zug.

$$\overline{SN} = \frac{T}{F \cdot \eta} = 6,7 \text{ cm,}$$

$$D_1 \cdot \overline{AD} = Z \cdot \overline{DZ},$$

$$Z = \frac{D_1 \cdot \overline{AD}}{DZ} = \frac{20000 \times 9,9}{28,1} = 7046 \text{ kg.}$$

Auf 1 m Brücke sind $12\frac{1}{2}$ Eisenstäbe, Durchmesser 10 mm angeordnet, welche einen Querschnitt von 10 cm^2 haben,

daher $i_e = \frac{7046}{10} = 705 \text{ kg/cm}^2.$

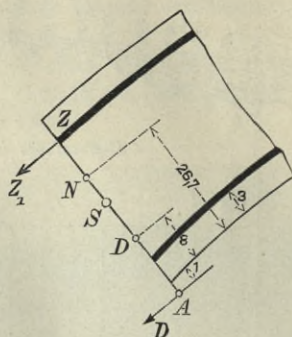


Abb. 58.



Abb. 59.

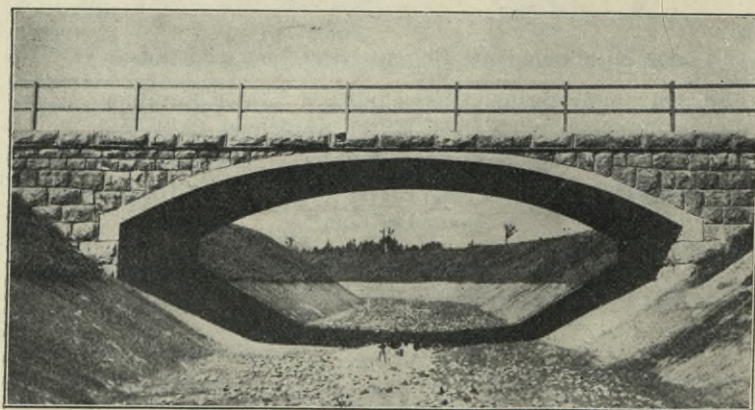


Abb. 60.

Eine andere gewölbte Brücke ist in der Abb. 59 zu sehen. Es ist dies die Reichsstraßenübersetzung über die

schon bestandene Linie Aßling—Laibach; sie stellt einen schiefen Monierbogen von 8,4 m Lichtweite vor, dessen Scheitelstärke 15 cm und dessen Kämpferstärke 20 cm beträgt. Zum Schluß der gewölbten Objekte sei im Lichtbilde die Zufahrtstraßenbrücke zur Station Görz über den Wildbach Corno in Abb. 60 wiedergegeben, von einer Lichtweite von 10 m, einer Scheitelstärke von 15 cm, einer Kämpferstärke von 25 cm.

V. Ebene Straßenbrücken und Uebergangsstege.

Was die statische Berechnung aller dieser Tragwerke anbelangt, so erfolgt dieselbe in ähnlicher Weise wie dies auf Seite 46 bis 50 behandelt ist. Von den vielen Objekten dieser Art mögen nur einige typische Fälle erwähnt werden.

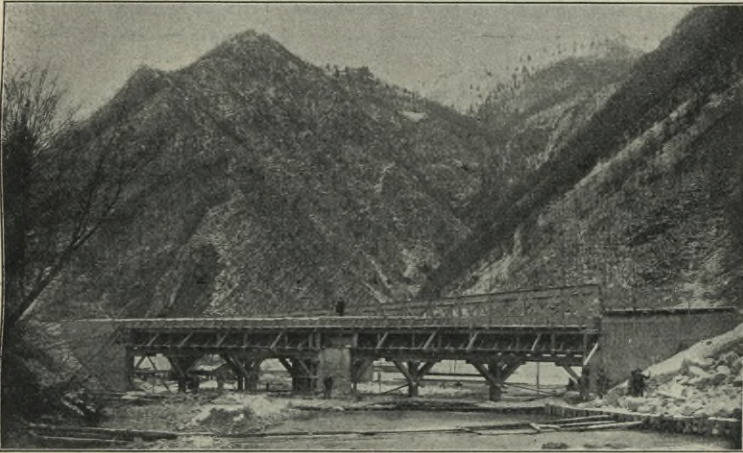


Abb. 61.

Die Ueberfahrtsbrücke in der Nähe der Station Sambor. Dieselbe ist für eine Straßenbrücke I. Klasse konstruiert, besteht aus 3 Oeffnungen zu 10 m Lichtweite. Die nutzbare Fahrbahnbreite beträgt 6 m; außerdem sind beiderseits Gehwege von je 1,50 m Breite konsolartig angeordnet. Das Tragwerk besteht aus 4 Betonbalken 35×90 cm und einer 20 cm starken Eisenbetonplatte. Jeder dieser Balken findet sein Auflager in einem Eisenbetonunterzuge 40×120 cm stark, der auf den aus Eisenbeton hergestellten Zwischenpfeilern frei aufruhet. Je 2 Unterzüge über den Zwischenpfeilern sind durch eine künstliche, mit Asphaltteerpappe versehene Fuge getrennt, so daß jede Oeffnung für sich ein eigenes Tragwerk bildet. Dies wurde mit Rücksicht auf die statische Bestimmtheit des Tragwerks, als auch mit Rücksicht auf den Temperatureinfluß und auch auf den Arbeits-

fortgang bei der Ausführung angeordnet. Die Armierung als auch die anderen Einzelheiten sind in den Abbildungen der Tafel III zu ersehen.

Die Zufahrtstraßenbrücke zur Station Grahovo. Diese Straßenbrücke besteht aus 2 Oeffnungen zu je 17,90 m schiefer Lichtweite und übersetzt die Bača in der Nähe der Station Grahovo.

Jede Oeffnung besteht aus 2 mächtigen Betonbalken 50×140 cm und einer 20 cm starken Eisenbetonplatte. Jeder Balken ist mit 10 Rundeisen von 50 mm Durchmesser armiert. Die Armierung der Platte besteht aus je 12 Stück Rundeisen von 12 mm Durchmesser für 1 fld. m. Die nutzbare Breite

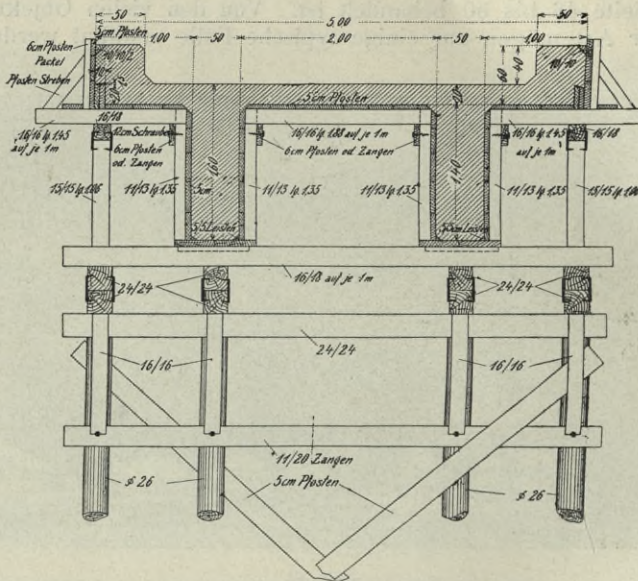


Abb. 62.

der Fahrbahn beträgt 4 m und ist diese Brücke für eine solche II. Klasse konstruiert. In der Abb. 61 ist ein Lichtbild dieses Objectes während der Rüstung zu sehen. Die Einzelheiten der Rüstung sind im Querschnitt in der Abb. 62 ersichtlich.

Die Ueberfahrtsbrücken in Bau-km 42,3 und 42,88 der Teilstrecke Birnbaum—Assling—Wocheiner—Feistritz. Beide Objecte sind vollkommen gleich ausgeführt und sind für eine Straßenbrücke III. Klasse konstruiert. Zu bemerken wäre, daß die Konstruktionshöhe bei diesen Tragwerken eine sehr beschränkte war, nämlich 85 cm in der Brückenmitte. Die Lichtweite beträgt 16 m, die nutzbare Fahrbahnbreite 3 m. Das Tragwerk besteht aus 3 Betonbalken 35×67 cm und einer 18 cm starken Eisenbetonplatte.

Was die Armierung dieses Objektes betrifft, so befinden sich im Zuggurt des mittleren Balkens 9 Stück Rundeisen von 40 mm Durchm., im Zuggurt jedes Randbalkens je 7 Stück Rundeisen von 36 mm Durchm. Zur Aufnahme der Scherkräfte dienen Flacheisenbügel von 40×3 mm. Wegen der kleinen Konstruktionshöhe mußten im Druckgurt Rundeisen eingelegt werden und zwar im mittleren Balken 4 Stück von 47 mm Durchm., in jedem Randbalken 3 Stück von 36 mm Durchm., welche Druckeisen durch 30×2 mm starke Gegenbügel mit den Zuggurt verbunden wurden. Die Armierung der Platte besteht aus 12 Rundeisen von 7 mm Durchm. für

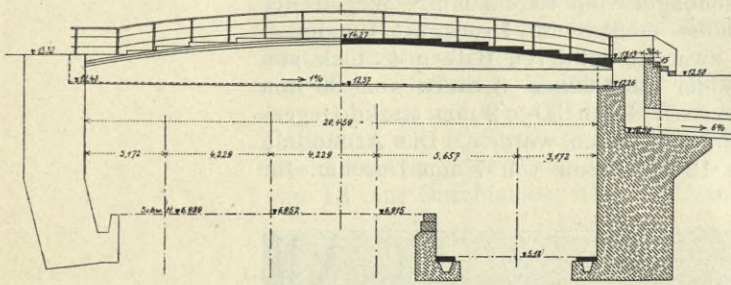


Abb. 63.

1 lfd. m, welche am Auflager entsprechend aufgebogen sind. Eines dieser Objekte ist im Lichtbilde in Abb. 63 zu sehen.

Uebergangssteg in Bau-km 52,437 der Teilstrecke Görz—Triest der Wocheiner Bahn im Bereiche des neuen Bahnhofes Triest. Dieser Steg ist als Ersatz eines eisernen Fachwerkträgers ausgeführt worden, der früher an dieser Stelle sich befand und der auch einen Abwasserkanal über die Bahn zu tragen hatte. Dieser Kanal wurde in ein Moniergerinne gefaßt und zwischen den 2 Tragbalken des Steges befestigt. Die Lichtweite dieses Steges beträgt 20 m, und es ist zu bemerken, daß durch die Fahrbahnhöhen der beiderseits der Bahn laufenden Straßenzüge die Konstruktionshöhe am Auflager eine beschränkte war, welche sich gegen die Mitte des Steges zu vergrößert, so daß der Obergurt (Platte) nach einem Kreissegment geformt ist. Die Breite des Steges beträgt 2,70 m und ragt die Eisenbetonplatte

beiderseits konsolartig aus. Zur leichteren Hinüberleitung des Personenverkehrs wurden auf jeder Seite 7 Stufen ausgeführt, welche Stufen sich aber dem früher erwähnten Kreissegment anpassen, so daß die Trittbreite derselben eine veränderliche ist.



Ansicht.

Längsschnitt.

Abb. 64.

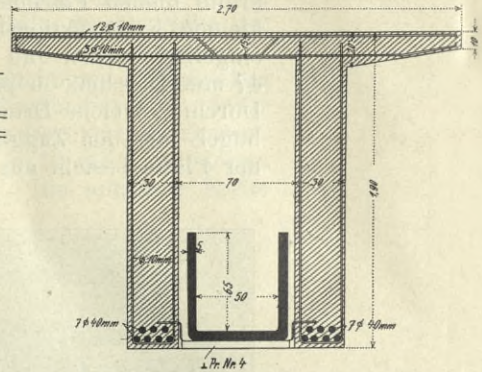


Abb. 65. Querschnitt durch die Mitte.

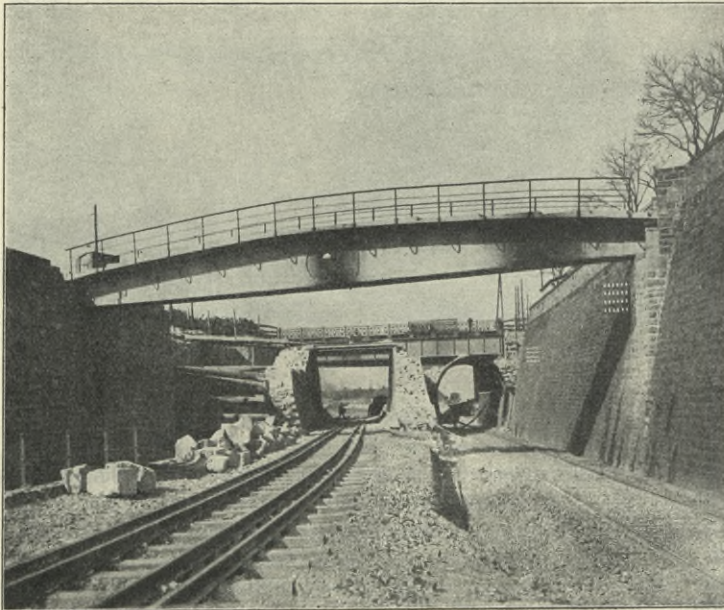
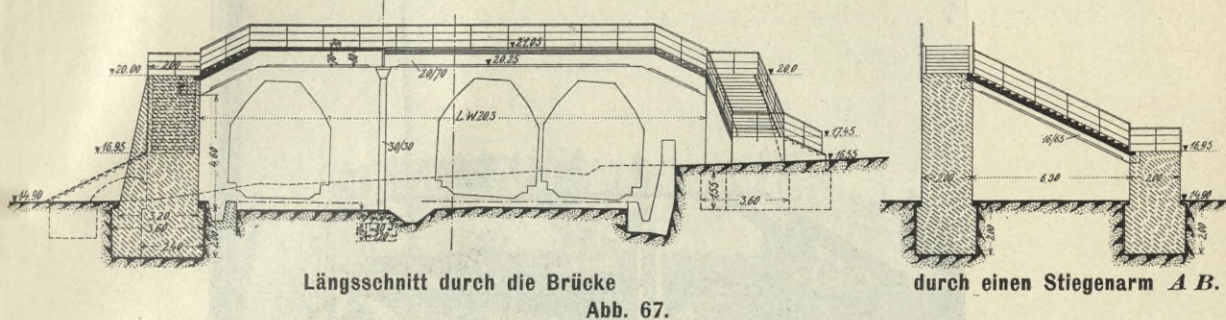


Abb. 66.

In den Abb. 64 u. 65 sind Längs- und Querschnitte dieses Steges zu sehen. In der Abb. 66 ist ein Lichtbild dieses Steges wiedergegeben, das uns auch den früheren Bauzustand zeigt.

Übergangssteg in Bau-km 52,138 der Teilstrecke Görz—Triest ebenfalls im Bereiche des neuen Bahn-

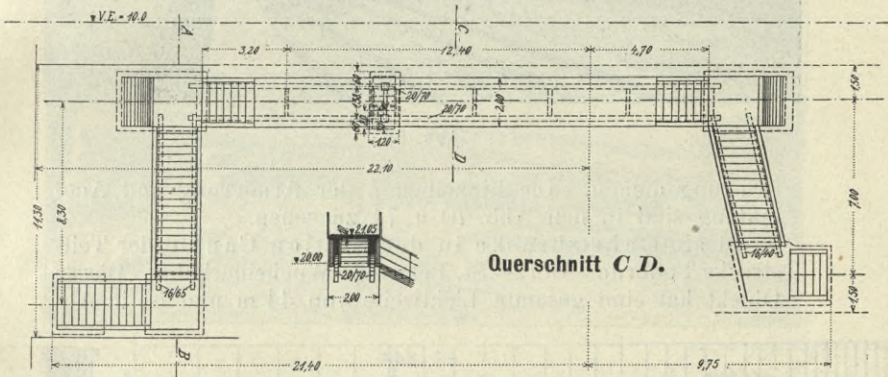
hofes Triest. Dieser Steg mußte ausgeführt werden, um die Arbeiter des Stabilimento tecnico in die jenseit der Bahn befindlichen Stadtteile hinüberzuleiten. Dieser Steg besteht aus 2 Stiegenarmen beiderseits der Bahn, welche ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt und in den Abb. 67 u. 68 zu sehen sind. Von diesen auf der Höhe + 20 befindlichen Plattformen übersetzt der Steg in Art eines knieförmig gebrochenen Trägers die 3 Gleise der Bahn. Auf jedem der äußeren ansteigenden Aeste sind noch 7 Stufen angebracht. In einer



Längsschnitt durch die Brücke

Abb. 67.

durch einen Stiegenarm A B.



Querschnitt C D.

Abb. 68. Grundriß der Brücke.

Entfernung von 7,50 m ist die Tragkonstruktion dieses Steges durch 2 Eisenbetonsäulen unterstützt, auf welchen Säulen die beiderseitigen Träger frei aufliegen. Das Lichtbild des fertigen Steges ist durch die Abb. 69 gegeben.

Verbindungssteg zum Verwaltungsgebäude für den Verkehrsdienst im neuen Staatsbahnhofe Triest. Dieses Verwaltungsgebäude liegt beiläufig in der Mitte des weit ausgedehnten Bahnhofes Triest. Um nun den Personen, die in diesem Gebäude ihrem Dienst obliegen, den langen Umweg über das Aufnahmegebäude zu ersparen, der im übrigen auch aus Verkehrs- und Sicherheitsrücksichten nicht angezeigt wäre, wurde ein Verbindungssteg aus dem 1. Stock dieses Gebäudes über die 3 Hauptgleise zum Fußwege des

und die Hauptträger zugleich die Brüstung des Objekts bilden. Die Fahrbahn besteht aus einer Reihe von Querträgern und der zugehörigen Eisenbetonplatte, welche in vorerwähnten Hauptträgern aufrufen.

Dieses Objekt dient zur Uebersetzung einer Straße III. Ordnung. Die Ausbildung der Querträger und der Platte

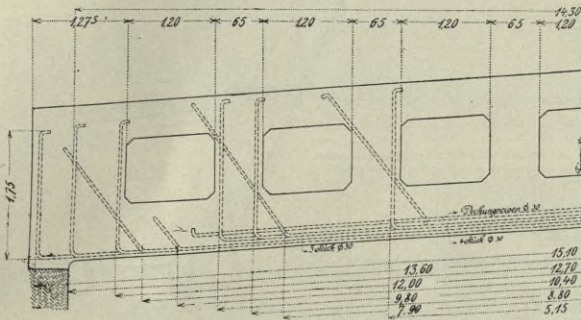


Abb. 72.

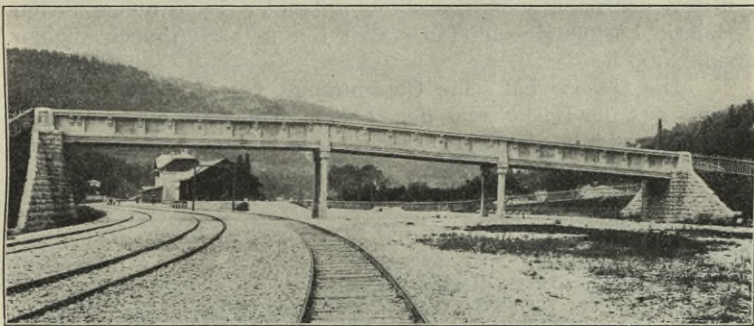


Abb. 73.

erfolgte wie bei den normalen Plattenbalkenkonstruktionen. Die Armierung eines halben Hauptträgers gibt die Abb. 72.

In der Abb. 73 ist dieses Objekt im Lichtbilde zu sehen.

VI. Sonstige Eisenbetonobjekte.

Steinschlag-Schutzgalerie in Bau-km 64,877 bis 65,009 der Teilstrecke Podbrdo—Görz—St. Peter der Wocheinerbahn.

Bisher wurden bei den österreichischen Eisenbahnbau-behörden Galerien in Bruchstein ausgeführt in Art einer in der Bahnachse laufenden tunnelartigen Röhre, welche auf der Talseite durch Oeffnungen in irgend einer Art belichtet wurde. Bei oben beschriebenem Objekt wäre das Längenmeter Galerie nach der früher in Bruchstein beschriebenen Art auf rund

1000 Kronen gekommen. Da die örtlichen Verhältnisse der Bergseite (halbfestes Konglomerat) es mit sich brachten, daß keine übergroßen Erd- und Steinmassen herunterstürzen, so entschloß sich die k. k. Eisenbahnbauverwaltung, eine leichte Art von Steinschlaggalerie dortselbst zur Ausführung zu bringen und dieselbe in Eisenbeton auszuführen. Das Längen-

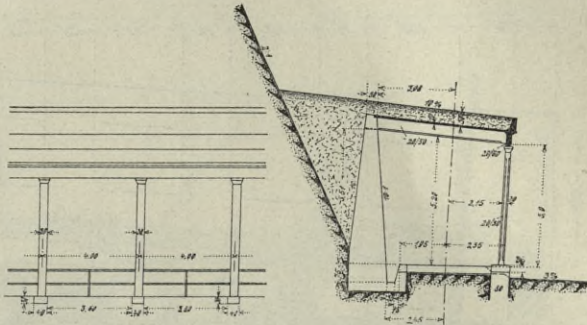


Abb. 74.

meter der nach später zu beschreibender Type ausgeführten Galerie kostete einschließlich aller Beton- und Abdeckerarbeiten rund 500 Kr.

Die Galerie hat eine Gesamtlänge von 132 m. Sie besteht aus der Decke und den beiden Auflagerkonstruktionen. Das bergseitige Auflager besteht aus einer durchgehenden,

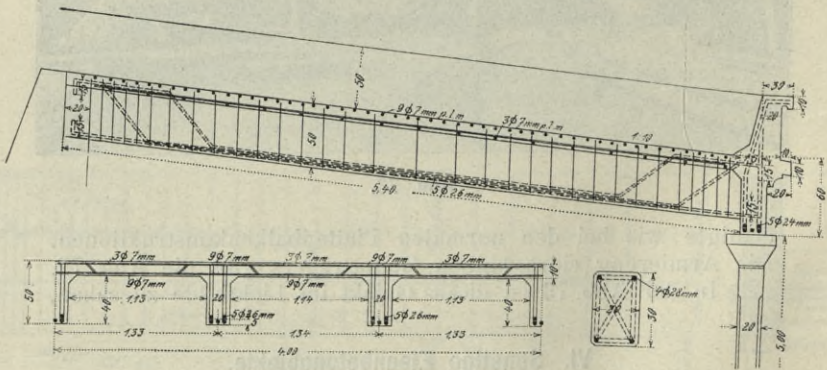


Abb. 75.

oben 50 cm starken, beiderseits 1:10 geböschten Stampfbetonmauer, das talseitige Auflager aus einer Reihe von Eisenbetonsäulen in Achsenentfernungen von 4 m, welche einen gemeinsamen Eisenbetonunterzug tragen, in welchem die Deckenkonstruktion aufgelagert erscheint. Die Pfeiler haben eine Stärke von 30 cm parallel und 20 cm senkrecht zur Bahnachse und sind mit 4 Stück Rundeseisen von 28 mm Durchmesser armiert. Diese Pfeiler ruhen auf einer Stampfbeton-

stützmauer auf; ihr Fuß greift schwalbenschwanzförmig in die Stützmauer ein. Die Decke ist eine Plattenbalkendecke und

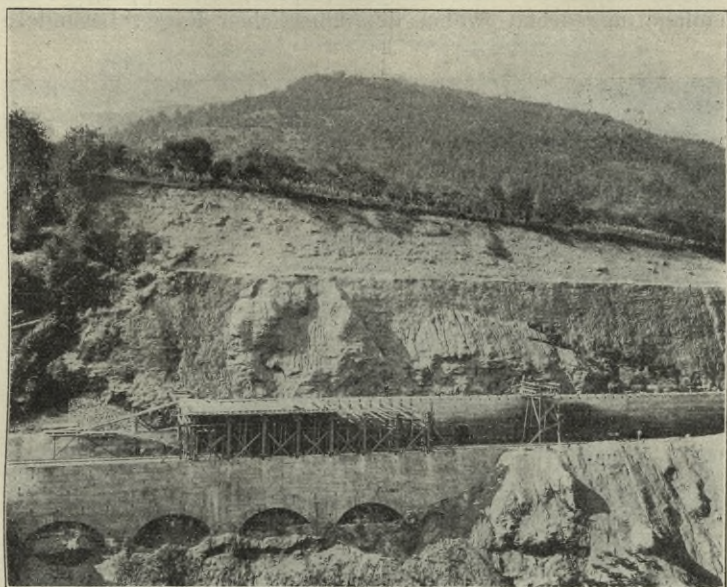


Abb. 76.

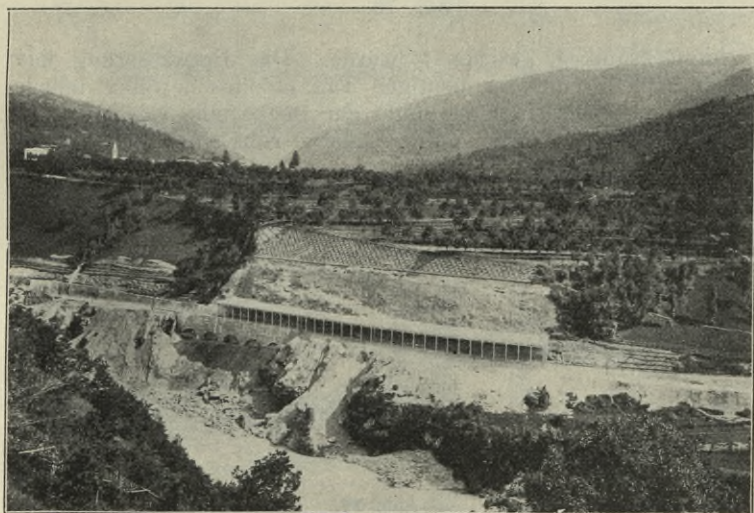


Abb. 77.

besteht aus Balken 20 auf 40 cm stark in Achsenentfernungen von 1,333 m und aus einer 10 cm starken Eisenbetondecke.

rüstung, während Abb. 77 u 78 je ein Lichtbild des fertigen Objektes wiedergeben.

Dücker in Bau-km 1,738 der Teilstrecke Villach—

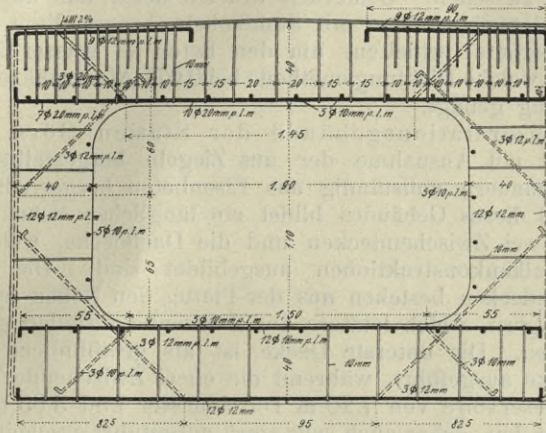
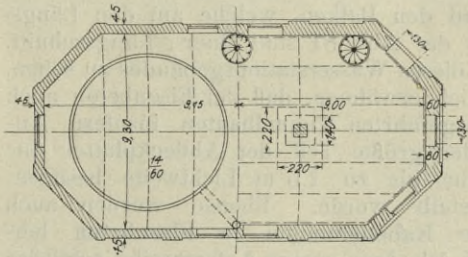


Abb. 80.



Rosenbach der Karawankenbahn. An dieser Stelle übersetzt ein bestehendes Oberwassergerinne die Eisenbahnlinie. Der Wasserquerschnitt beträgt $1,90 \times 1 \text{ m}$, und wurde

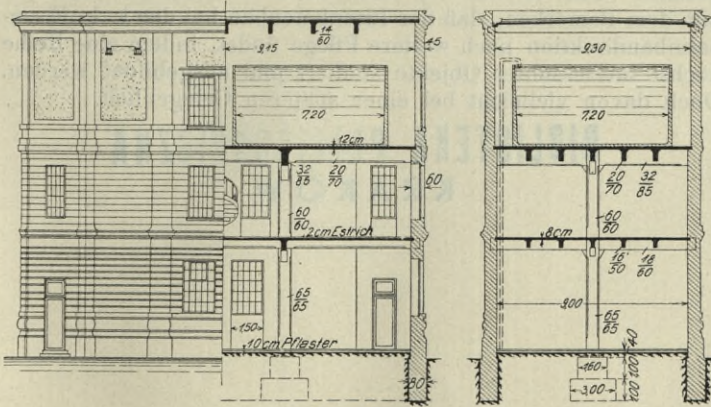


Abb. 81.

der Wasserspiegel von der Höhe 516,20 auf die Höhe 515,43, also um 77 cm herabgedrückt. Der Dücker besteht aus einem rechteckigen Querschnitt von einer lichten Weite von 1,90 m

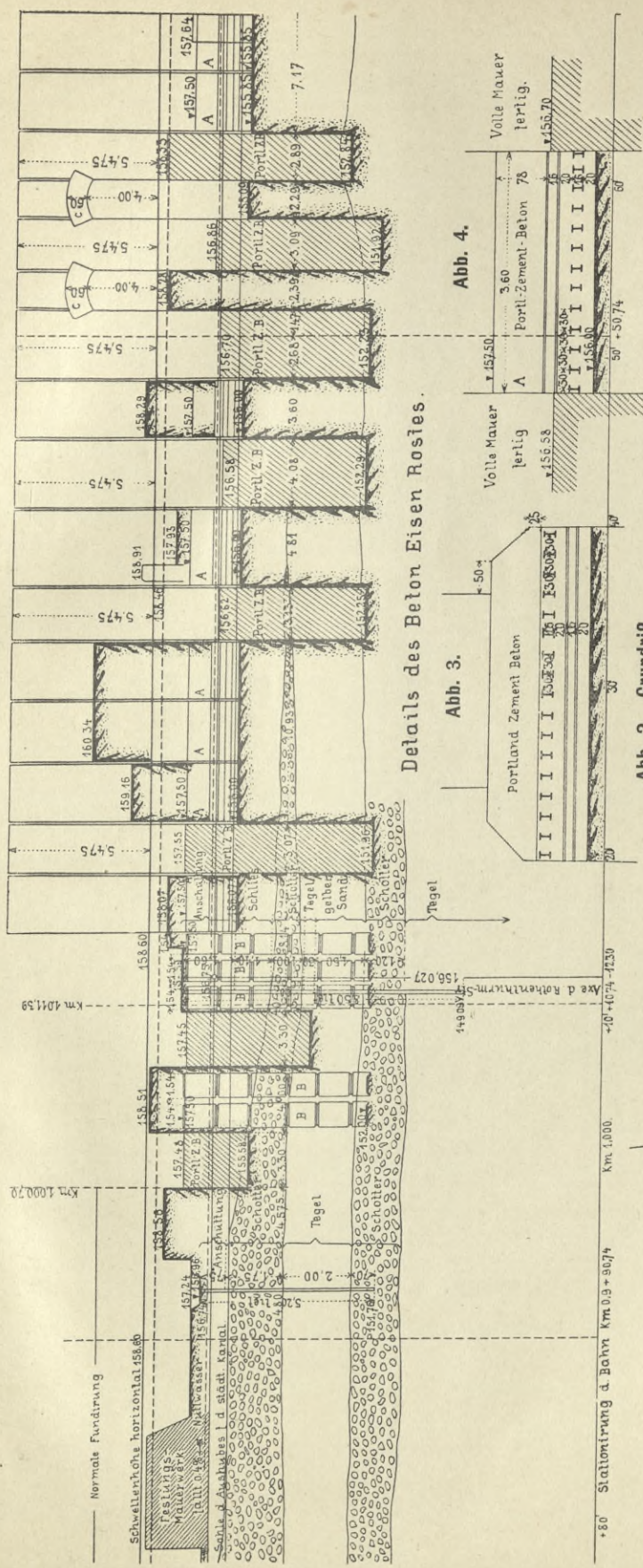
und einer lichten Höhe von 1,10 m; die Betonstärke sämtlicher Wandungen beträgt 40 cm. In den Abb. 79 und 80 sind der Quer- und Längsschnitt sowie die Armierung des Dückers zu sehen. Bemerken will ich noch, daß die Innenflächen desselben einen mit Stahlhobeln hergestellten glatten Zementverputz erhielten, um den Beton so wasserdicht zu machen, welche Dichtungsmethode bei 0,077 Atmosphärendruck vollständig genügt.

Wasserstationsgebäude der Station Görz. Dasselbe ist mit Ausnahme der aus Ziegeln hergestellten Umfassungsmauern vollständig aus Eisenbeton hergestellt. Der Grundriß dieses Gebäudes bildet ein längliches Achteck. Es besitzt zwei Zwischendecken und die Dachdecke, welche als Plattenbalkenkonstruktionen ausgebildet sind. Die beiden Zwischendecken bestehen aus der Platte, den Neben- und den Hauptträgern, welche letztere auf 2 Eisenbetonsäulen gelagert erscheinen. Die unterste Decke ist als gewöhnliche Wohnhausdecke ausgeführt, während die obere Zwischendecke zwei Wasserreservoirs von 7,20 m Durchmesser und 3,85 m Höhe zu tragen hat, daher auch sehr stark ausgeführt erscheint. Die Dachdecke ist für ein Holzzementdach konstruiert und besteht nur aus der Platte und den Balken, welche auf den Längsmauern aufliegen. In der Abb. 81 sind Quer-, Längsschnitt, Grundriß und Ansicht dieses Wasserstationsgebäudes zu sehen.

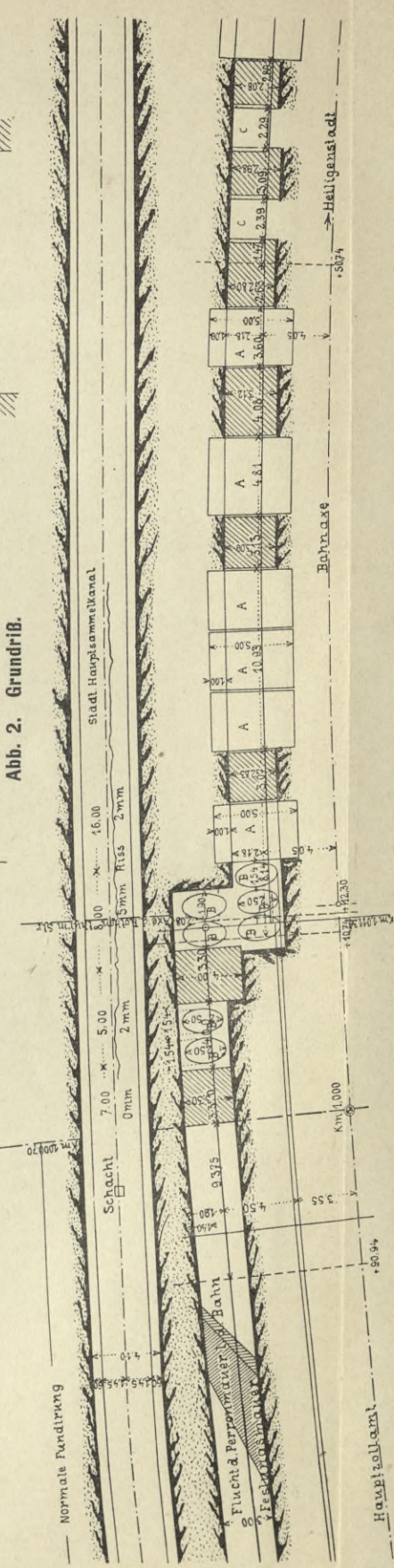
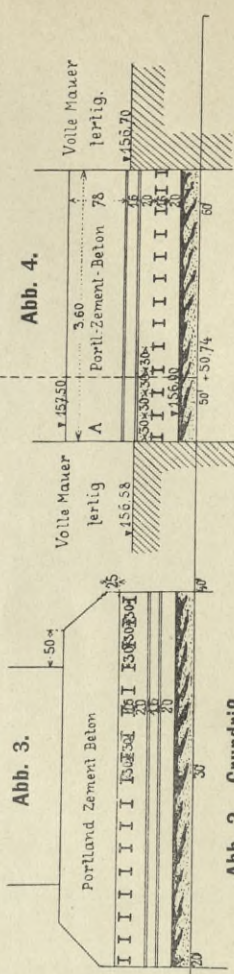
Zum Schluß will ich erwähnen, daß der Eisenbeton auch bei den zahlreich ausgeführten Tunnelbauten insofern Anwendung fand, als der größte Teil der Abdeckplatte für die Sohlkanäle, welche bis zu 1,5 m Lichtweite besitzen, in Eisenbeton hergestellt wurde. Ebenso wurden auch die Gehäuse für die Kabelleitungen in Eisenbeton hergestellt. Und so will ich denn meine Aufsatzreihe schließen mit dem Bemerkung, daß der Eisenbetonbau bei der k. k. Eisenbahndirektion noch weitere Pflege findet, indem eine Reihe höchst interessanter Objekte studiert und ausgebildet werden. Doch davon vielleicht bei einer späteren Gelegenheit.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

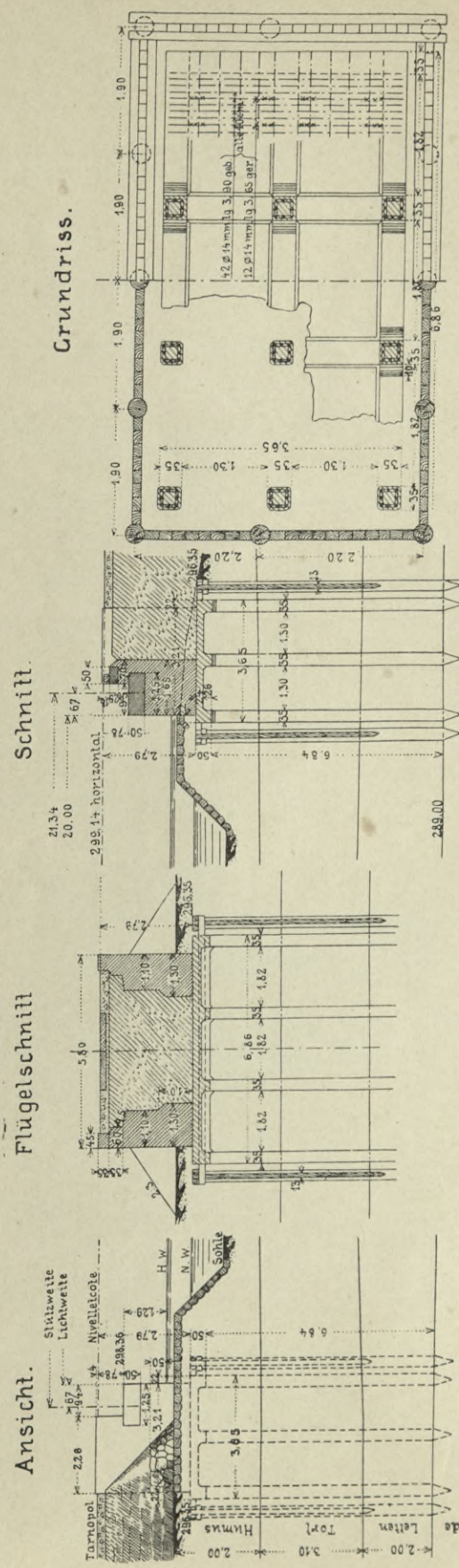
Gründung der Stadtbahnmauer in der Nähe des Morzinplatzes.
Abb. 1. Längenprofil entlang der Fassade.



Details des Beton Eisen Rostes.

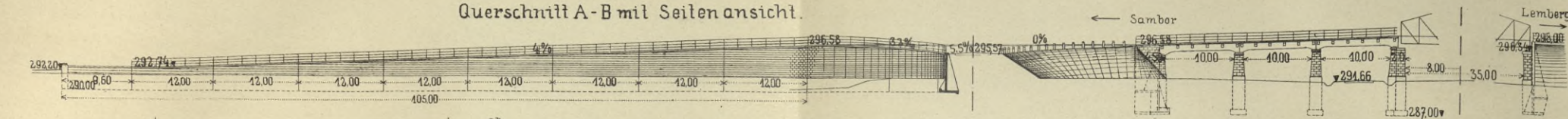


Gründung der Widerlager der Brücke über den Hnizecznabach der Lokalbahn Tarnopol-Zbarocz.

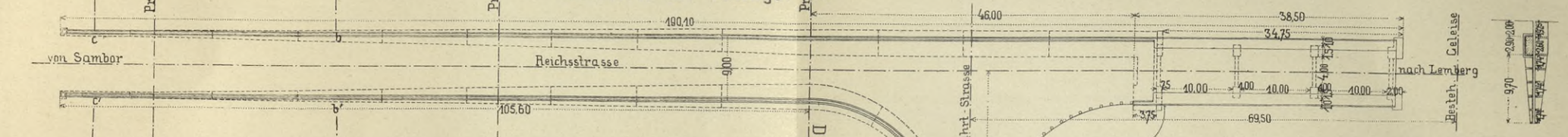


Stützmauer und Viadukt der Reichsstraßenüberführung bei der Station Sambor.

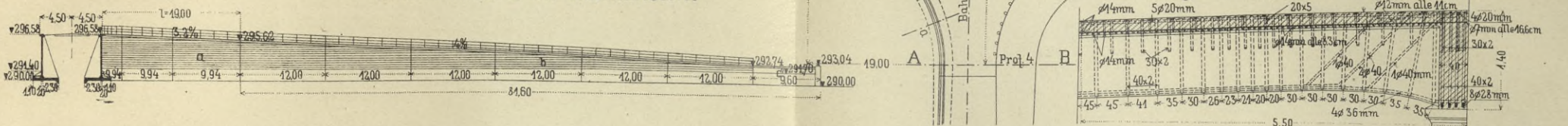
Querschnitt A-B mit Seitenansicht.



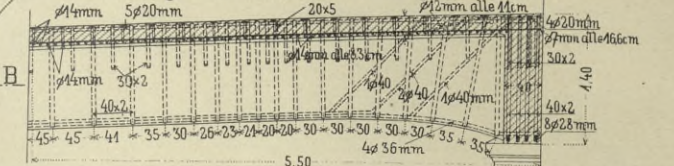
Grundriss der Anlage.



Querschnitt C-D mit Seitenansicht

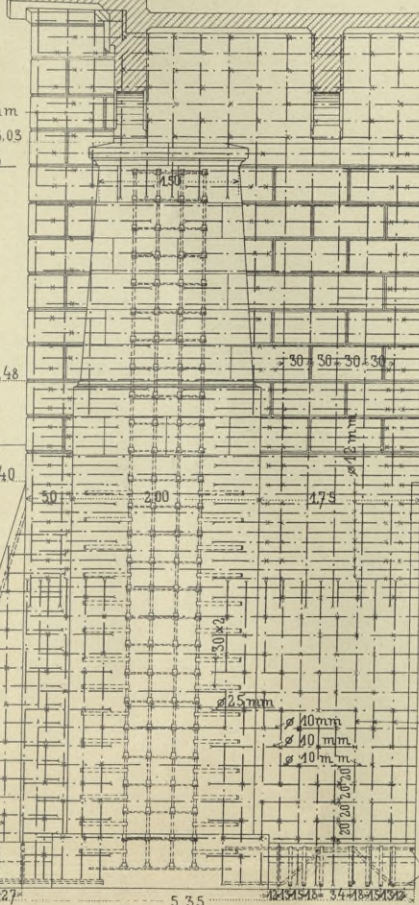


Langenschnitt durch die Tragkonstruktion

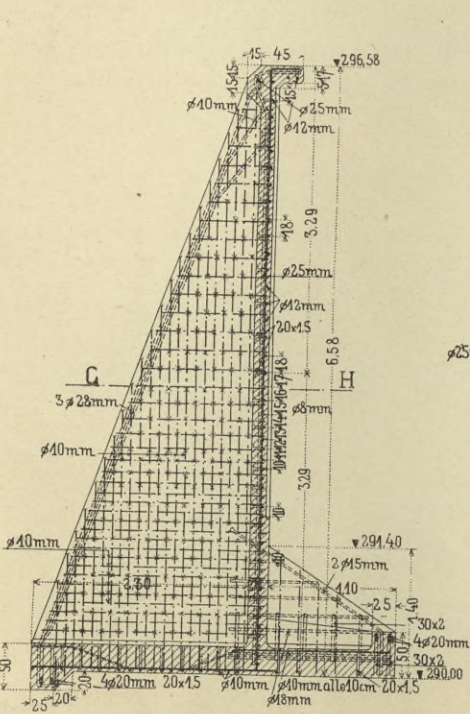


Ansicht des Widerlagers. (Sambor.)

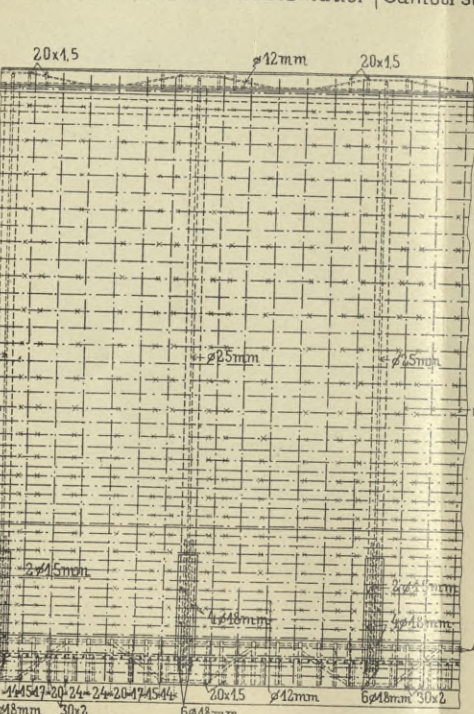
Zement oder Steinplatten



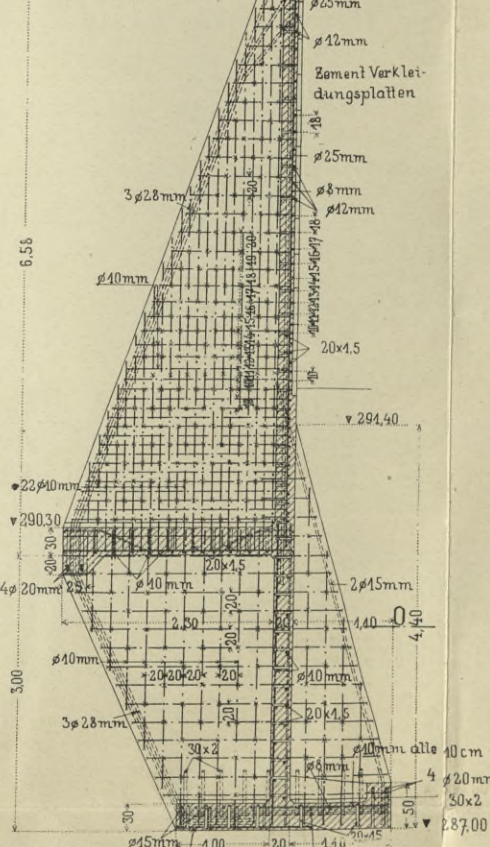
Schnitt E-F



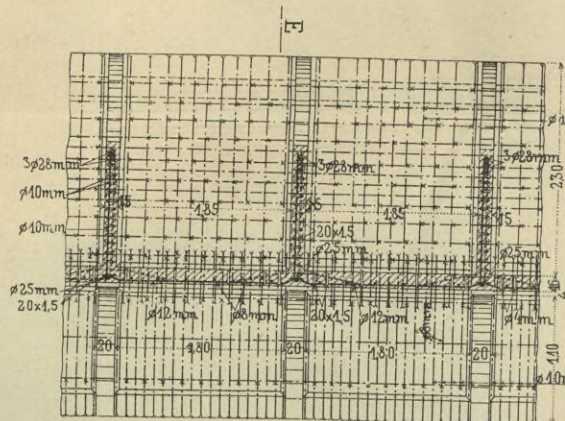
Vorderansicht der Stützmauer (Samborseite.)



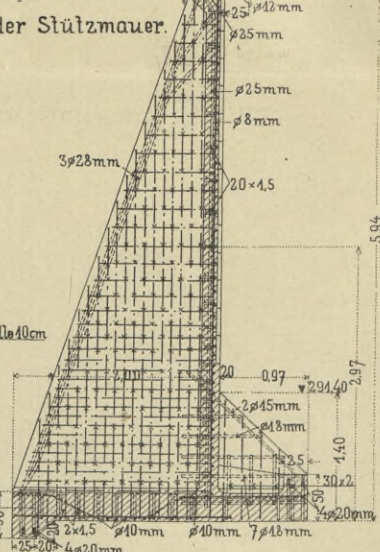
Schnitt J-K



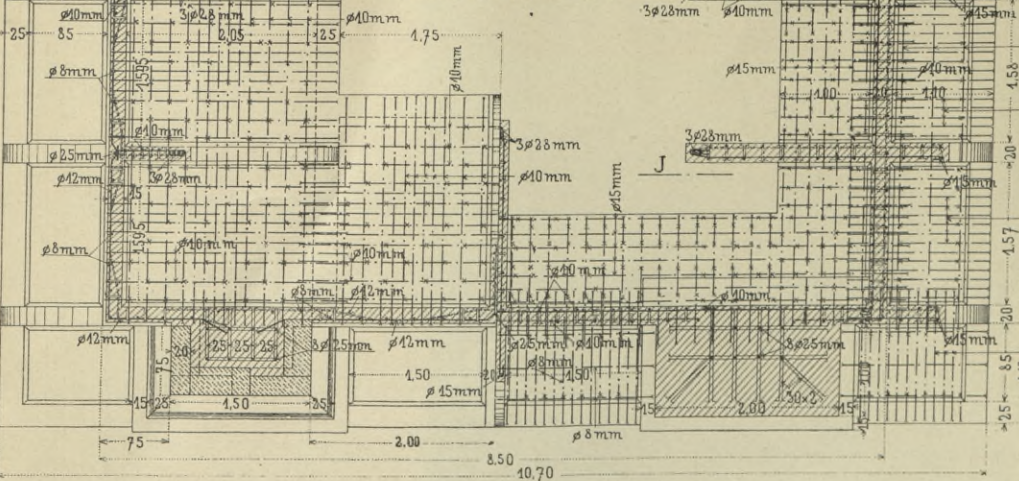
Schnitt G-H.



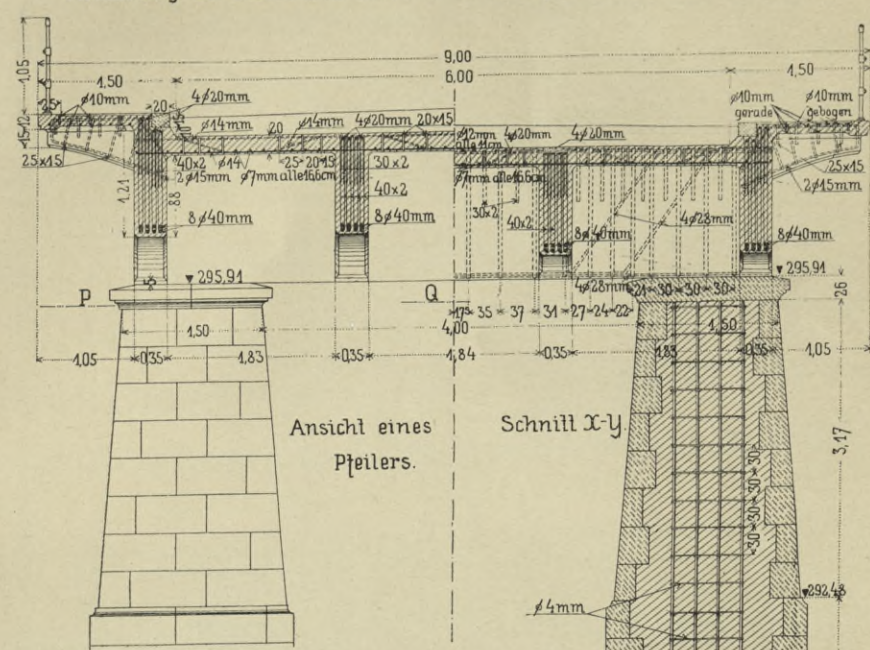
Querschnitt a der Stützmauer.



Grundriss nach L.M.N.O.

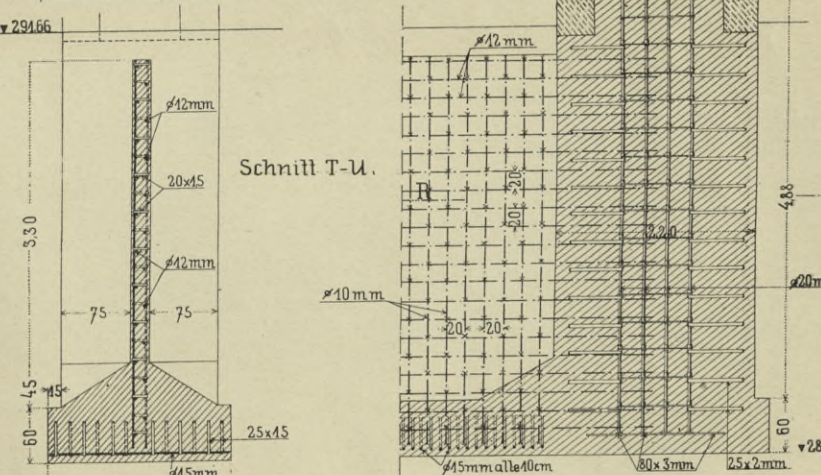


Armierung der Platte und Konsolen Armierung der Platte und des Unterzuges.

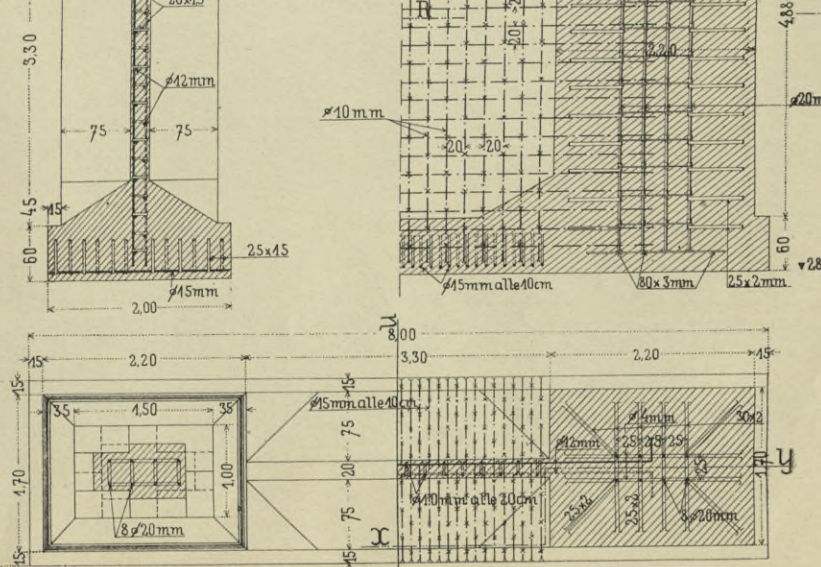


Ansicht eines Pfeilers.

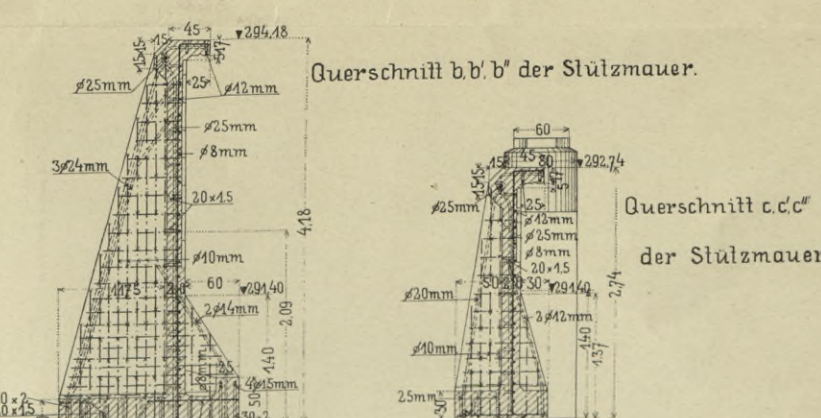
Schnitt X-Y



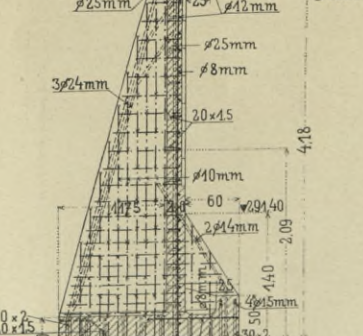
Schnitt T-U.



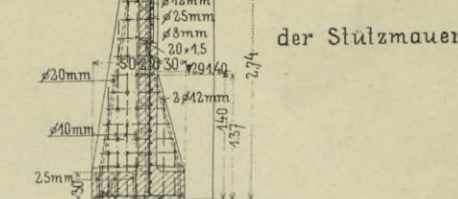
Grundriss nach P.Q.R.S.

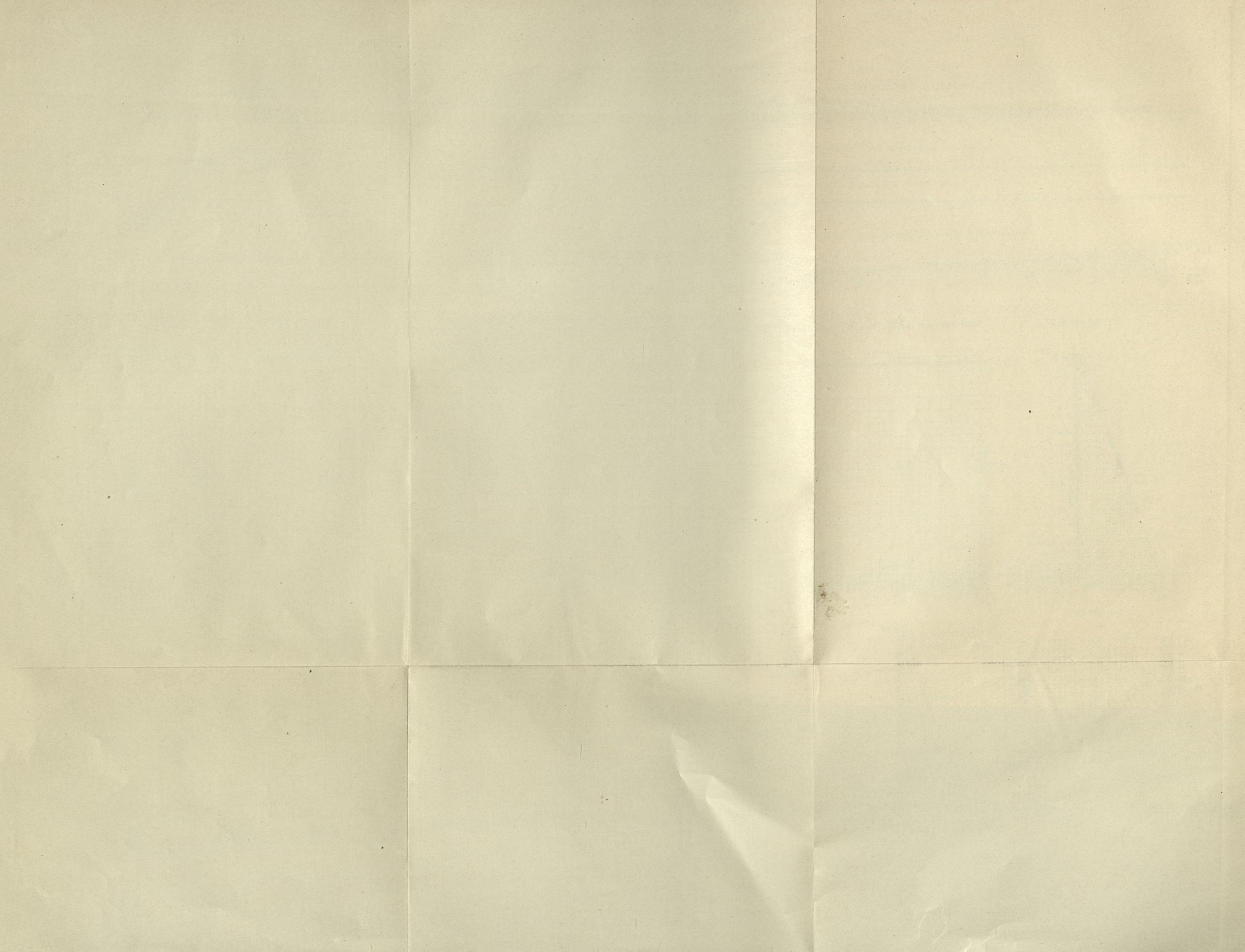


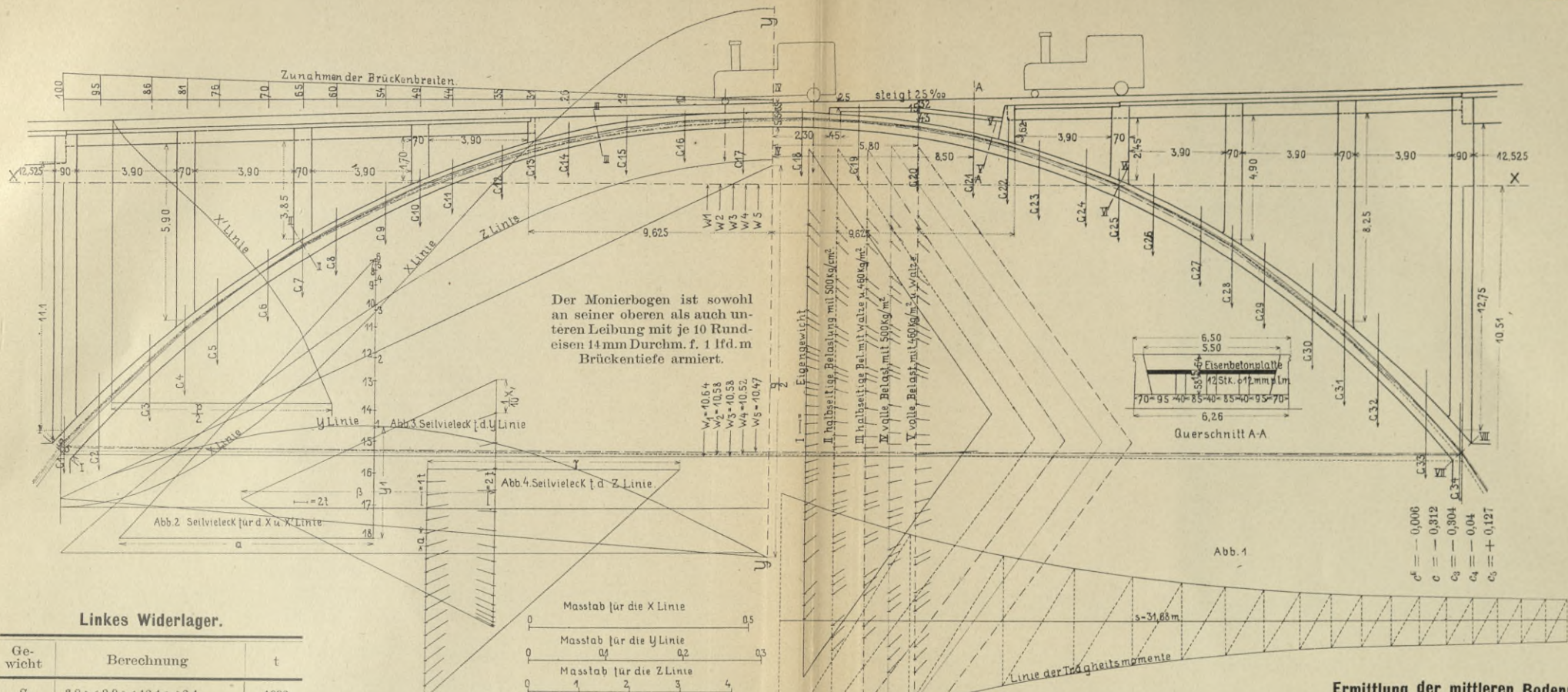
Querschnitt b'b' der Stützmauer.



Querschnitt c'c' der Stützmauer.







Linkes Widerlager.

Ge- wicht	Berechnung	t
S_1	$3,8 \times 9,9 \times 12,1 \times 2,4$	1092
S_2	$\frac{1}{2} \times 6,67 \times 1,2 \times 9,66 \times 2,4$	93
S_3	$1,7 \times 6,2 \times 7,65 \times 2,4$	194
S_4	$2,1 \times 1,8 \times 8,1 \times 2,4$	73
S_5	$4,7 \times 2,45 \times 8,00 \times 1,8$	166
S_6	$\frac{1}{2} \times 5,8 \times 9,5 \times 4,1 \times 1,8$	203
G_{W_0}	Summe	1821

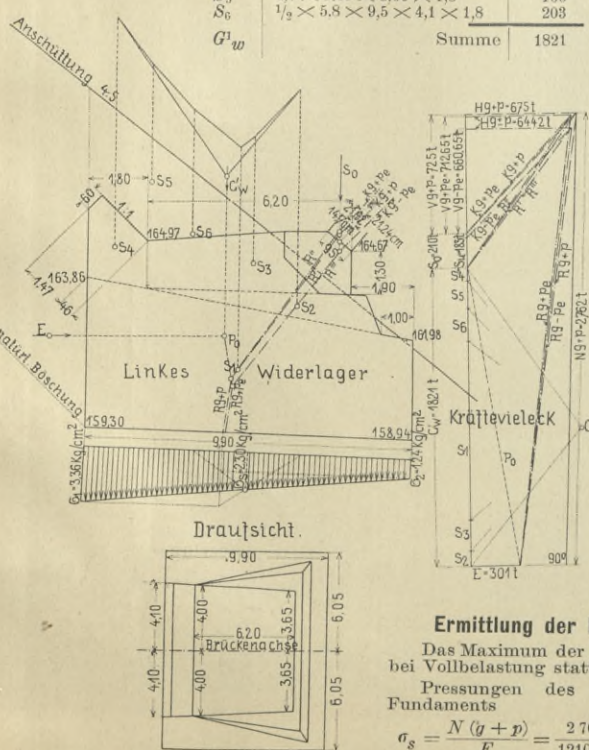
Der Monierbogen ist sowohl an seiner oberen als auch unteren Leibung mit je 10 Rundstählen 14 mm Durchm. f. 1 lfd. m Brückentiefe armiert.

- W1 = 40,64
- W2 = 10,58
- W3 = 10,58
- W4 = 10,52
- W5 = 10,47

Masstab für die X Linie 0 0,5
 Masstab für die Y Linie 0 0,2 0,3
 Masstab für die Z Linie 0 1 2 3 4

Ermittlung der mittleren Bodenpressung.

- a) Bei Vollbelastung: $\sigma_{bm} = \frac{2185}{9,9 \times 7,3 \times 1,0} = 3,02 \text{ kg/cm}^2$
 b) Bei halbseitiger Belastung:
 α) als belastete Seite: nahezu übereinstimmend mit a);
 β) als unbelastete Seite.



Ermittlung der Bodenpressung.

Das Maximum der Bodenpressung findet bei Vollbelastung statt.
 Pressungen des Schwerpunktes des Fundaments

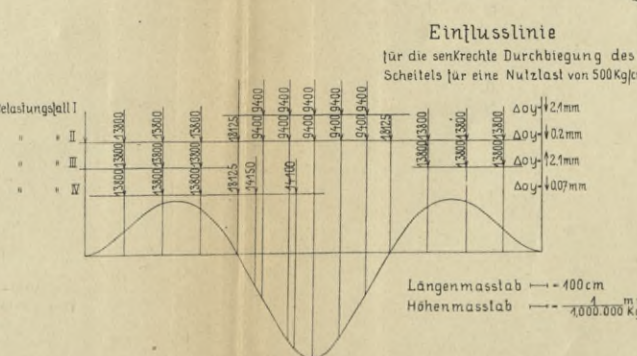
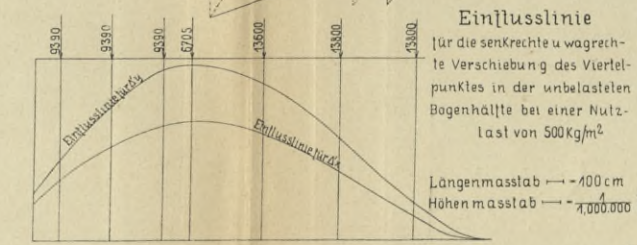
$$\sigma_s = \frac{N(y + p)}{F} = \frac{2762000}{1210 \times 990} = 2,30 \text{ kg/cm}^2$$

Bei Annahme eines konstanten Querschnittes und einer Parabelbogenform, berechnet nach Winkler, ergibt sich die senkrechte bzw. die wagerechte Verschiebung des Viertelpunktes in der unbelasteten Bogenhälfte aus:

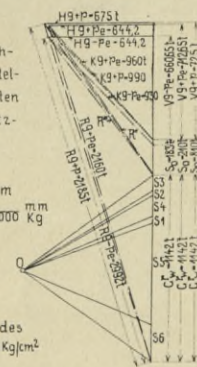
$$I. \quad EW A'y = \frac{1}{2} M_0 x^2 - \frac{Kh}{12 a^2} x^4 - \frac{1}{6} Vx^3 + A'x + C', \quad M_0 = -\frac{1}{32} \frac{G}{a} (a - \xi)^2 (3a^2 + 10a\xi - 5\xi^2), \quad K = \frac{15}{32} \frac{G}{a^3 h} (a^2 - \xi^2)^2$$

$$V = \frac{1}{4} \frac{G}{a^2} (a - \xi)^2 (2a + \xi), \quad A' = \frac{1}{2} Va^2 - \frac{1}{4} \frac{G}{a} (a^2 - 2a\xi + \xi^2), \quad \sigma' = \frac{1}{384} \frac{G}{a} (a^4 - 18a^2 \xi^2 + 32a\xi^3 - 15\xi^4), \quad B' = \frac{1}{96} (a^3 - 3a\xi^2 + 2\xi^3) \xi.$$

II. $EW A'x = -\frac{2h}{a^2} \left(\frac{1}{3} M_0 x^3 - \frac{Kh}{15 a^2} x^5 - \frac{1}{8} Vx^4 + \frac{1}{2} A'x^3 + B' \right)$
 Es sind ferner $a = 27,9 \text{ m}$ die halbe Spannweite,
 $h = 13,0 \text{ m}$ der Pfeil, $x = \frac{a}{2} = 13,95 \text{ m}$,
 $E = 300000 \text{ kg/cm}^2 =$ Elastizitätskoeffizient des Moniergewölbes,
 $W = 29170000 \text{ cm}^4$ mittleres Trägheitsmoment d. Bogenmittelpunktes.
 Es sind aus obiger Einflußlinie $A'x = 3,7 \text{ mm}$, $A'y = 0,6 \text{ mm}$.

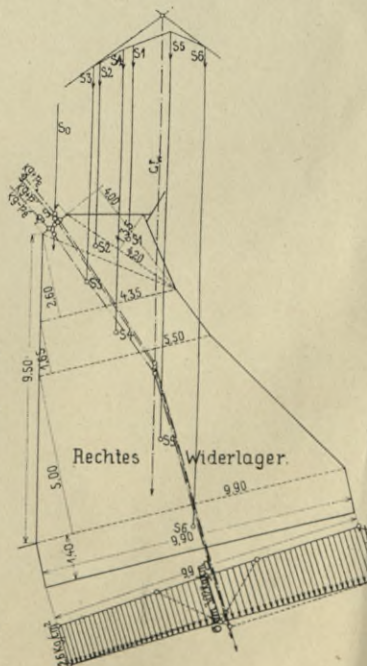


Kraßeveileck.



Rechtes Widerlager.

Ge- wicht	Berechnung	t
S_1	$\frac{4,2 \times 1,35}{2} \times 7,3 \times 2,2$	45,5
S_2	$\frac{0,95 \times 4,00}{2} \times 7,3 \times 2,2$	30,5
S_3	$\frac{4,35 \times 2,60}{2} \times 7,3 \times 2,2$	91,0
S_4	$\frac{4,35 + 5,50}{2} \times 1,65 \times 7,3 \times 2,2$	131,0
S_5	$\frac{5,50 + 9,9}{2} \times 5,0 \times 7,3 \times 2,2$	620,0
S_6	$9,9 \times 1,4 \times 7,3 \times 2,2$	224,0
G_{W_0}	Summe	1142,0



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000301493