Die Gmündertobel-Brücke bei Teufen im Kanton Appenzell

Die Gmündertobel-Brücke bei Teufen im Kanton Appenzell.

Von Prof. *E. Mörsch*, Ingenieur.

(Fortsetzung.)

Statische Berechnung der Fahrbahnkonstruktion.

Gemäss eidg. Verordnung vom Jahre 1892 wurde der Berechnung des Bauwerks als Belastung eine gleichmässig verteilte Last von 450 kg/m^2 oder ein Lastwagen von 20 t und 4,0 m Achsabstand zugrunde gelegt.

a) *Die Deckenplatte* hat eine theoretische Spannweite von $l = 1{,}87\ m$ und ist belastet durch: Chaussierung $0{,}25.2000 = 500\ kg/m^2$, Füllbeton $0{,}14.2000 = 280\ kg/m^2$, Eigenlast $0{,}20.2500 = 500\ kg/m^2$, zusammen somit $g = 1280\ kg/m^2$.

Mit Rücksicht auf die Kontinuität der Deckenplatte kann in Feldmitte und über den Trägern mit einem Moment von $g\,\frac{l^2}{12}$ gerechnet werden. Der Raddruck von 5 t wird mit Rücksicht auf die Erschütterungen in sehr ungünstiger Weise konzentriert in Feldmitte angenommen und das Moment für einen 1 m breiten Streifen zu $\frac{Pl}{5{,}5}$ gesetzt, ein Wert, der dem tatsächlich auftretenden Moment gegenüber etwas zu gross ist. Dasselbe Moment wird auch als negatives Stützenmoment über den Trägern gewählt.

$$Mg = \frac{gl^2}{12} = 1280 \cdot \frac{1{,}87^2}{12} \cdot 100 = 37\,300\ cmkg$$

$$Mp = \frac{P \cdot l}{5{,}5} = 5000 \cdot \frac{187}{5{,}5} = 170\,000\ \text{"}$$

$$\text{Daher zusammen } M_{tot} = 207\,300\ cmkg$$

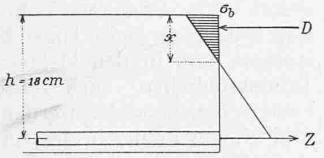

Abb. 22.

Die Eiseneinlage besteht in der Feldmitte und über den Trägern aus je $5\ \phi\ 14\ mm + 5\ \phi\ 12\ mm$, die geringste Deckenstärke ist 20 cm; man erhält also unter Vernachlässigung der Druckarmierung:

$$h = 18\ cm,\quad b = 100\ cm,\quad F_e = 13{,}35\ cm^2$$

$$x = \frac{n \cdot F_e}{b}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bh}{n \cdot F_e}}\right)$$

$$x = \frac{15 \cdot 13{,}35}{100}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 18}{15 \cdot 13{,}35}}\right) = 6{,}72\ cm$$

$$Z = D = \frac{M}{h - \frac{x}{3}} = \frac{207\,300}{18 - 2{,}24} = 13\,200\ kg$$

$$\sigma_e = \frac{13\,200}{13{,}35} = 990\ kg/cm^2$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 13\,200}{100 \cdot 6{,}73} = 39{,}2\ kg/cm^2$$

b) *Der Längsträger* erhielt eine theoretische Spannweite von $l = 4{,}50\ m$.

In Abb. 23 sind für den Längsträger die Einflusslinien für die Momente einiger Querschnitte, in Abb. 24 die Maximalmomentenlinie der ersten und der mittleren Oeffnungen aufgetragen. Das Auftragen der Kurven erfolgte unter Benutzung der Griotschen Tabellen, und zwar für die erste Trägeröffnung nach den Werten des ersten Feldes eines kontinuierlichen Trägers mit vier Oeffnungen, für die mittlere Trägeröffnung nach den Werten der Mittelfelder des ∞ langen Trägers. Der Lastwagen wirkt durchweg ungünstiger als Menschengedränge. Von den beiden Raddrücken von 5 t wurde immer derjenige vernachlässigt, welcher auf eine Beitragsstrecke von anderem Vorzeichen fiel, um dadurch eine grössere Sicherheit zu erhalten und auch von dem Achsabstand des Wagens unabhängig zu werden. Nur bei den Stützenmomenten fallen beide Raddrücke auf Beitragsstrecken von gleichen Vorzeichen und wurden dementsprechend berücksichtigt.

Ständige Last:

$$\text{Fahrbahn und Decke } 1{,}3 \cdot 1{,}867 = 2{,}44\ t/m$$
$$\text{Eigenlast } 0{,}45 \cdot 0{,}3 \cdot 2{,}5 = 0{,}34\ \text{"}$$
$$g = 2{,}78 = rd\ 2{,}80\ t/m$$

Erste Oeffnung:

$$Mg = 0{,}07714 \cdot 2{,}8 \cdot 4{,}5^2 = 4{,}37\ mt$$
$$Mp = 5 \cdot 0{,}1998 \cdot 4{,}5 = 4{,}50\ mt \left(rd\ \frac{Pl}{5}\right)$$
$$M_{tot} = 8{,}87\ mt$$

Die gezeichnete Kurve ergibt noch ein grösseres Maximum $M_m = 9{,}05\ mt$, das der Berechnung zu Grunde gelegt werden soll.

$$b = 150\ cm,\ h = 64\ cm,\ n = 15\ \text{(Ab. 25)}$$
$$F_e = 4\ \phi\ 22 + 2\ \phi\ 19 = 20{,}88\ cm^2$$

$$x = \frac{15 \cdot 20{,}88}{150}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 64}{15 \cdot 20{,}88}}\right) = 14{,}4\ cm$$

$$Z = D = \frac{M}{h - \frac{x}{3}} = \frac{905\,000}{64 - \frac{14{,}4}{3}} = 15\,250\ kg$$

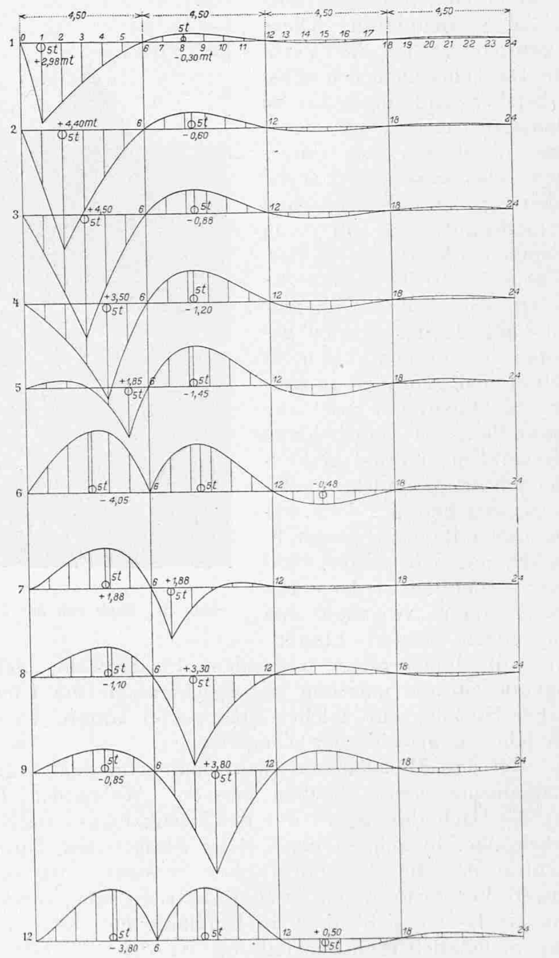

Abb. 23. Einflusslinien der Momente im Fahrbahnlängsträger. Masstab für die Längen 1 : 250, für die Ordinaten 2 cm = 1 m.

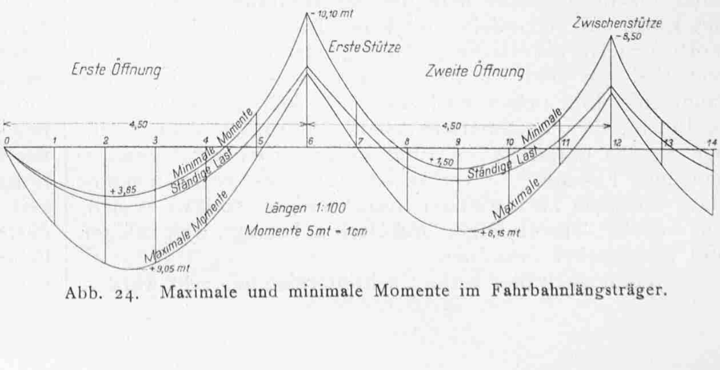

Abb. 24. Maximale und minimale Momente im Fahrbahnlängsträger.

$$\sigma_e = \frac{15250}{20,88} = 731 \ kg/cm^2$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 15250}{150 \cdot 14,4} = 14,1 \ kg/cm^2$$

Zweite Oeffnung und mittlere Oeffnung:

$$Mg = 2,8 \cdot \frac{4,5^2}{24} = 2,35 \ mt$$
$$Mp = 0,1707 \cdot 4,5 \cdot 5 = 3,80 \ mt$$
$$M_{tot} = 6,15 \ mt$$

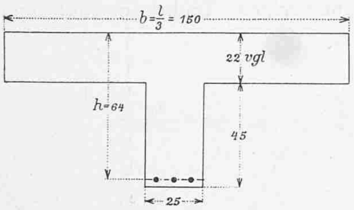

Abb. 25.

Man kann hier mit dem gleichen Hebelarm zwischen Zug und Druck rechnen wie in der ersten Oeffnung und erhält:

$$Z = D = \frac{M}{h - \frac{x}{3}} = \frac{615000}{64 - \frac{14,4}{3}} = 10400 \ kg$$

Vorhanden ist ein Eisenquerschnitt von

$$F_e = 4 \ \Phi \ 19 + 1 \ \Phi \ 14 = 12,88 \ cm^2$$

sodass $\sigma_e = \frac{10400}{12,88}$ zu $810 \ kg/cm^2$ sich ergibt.

Erste Zwischenstütze. Moment wie bei der ersten Zwischenstütze eines kontinuierlichen Trägers mit vier Oeffnungen

$$Mg = -2,8 \cdot 0,107 \cdot 4,5^2 = -6,04 \ mt$$
$$Mp = -5 \cdot (0,45 + 0,36) = -4,05 \ mt$$
$$M_{tot} = -10,09 \ mt$$

$$h = 80 \ cm, \ b = 25 \ \text{(Abb. 26)},$$
$$F_e = 4 \ \Phi \ 19 + 1 \ \Phi \ 22 + 2 \ \Phi \ 14 = 18,22 \ cm^2$$

$$x = \frac{15 \cdot 18,22}{25}\left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 25 \cdot 80}{15 \cdot 18,22}}\right) = 32,4 \ cm$$

$$Z = D = \frac{M}{h - \frac{x}{3}} = \frac{1009000}{80 - 10,8} = 14580 \ kg$$

$$\sigma_e = \frac{14580}{18,22} = 798 \ kg/cm^2$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 14580}{25 \cdot 32,4} = 36,0 \ kg/cm^2$$

Mittlere Zwischenstützen:

$$Mg = -2,8 \cdot \frac{4,5^2}{12} = -4,74 \ mt$$
$$Mp = -5,0 \cdot 2 \cdot 0,084 \cdot 4,5 = -3,80 \ mt$$
$$M_{tot} = -8,54 \ mt$$

Man kann den gleichen Hebelarm zwischen Zug und Druck annehmen wie vorhin, so dass sich ergibt:

$$Z = D = \frac{854000}{80 - 10,8} = 12340 \ kg;$$

vorhanden ist $F_e = 4 \ \Phi \ 19 + 2 \ \Phi \ 14 = 14,42 \ cm^2$

somit $\sigma_e = \frac{12340}{14,42} = 856 \ kg/cm^2$

Abscheerung. Am Beginn der Trägervoute ist die von der ständigen Last herrührende Querkraft:

$$V_g = 2,8 \cdot 1,60 = 4,5 \ t,$$

dazu vom Lastwagen $V_p = 5,0 \cdot \frac{3,85}{4,5} = 4,3 \ t,$

somit zusammen . . . . . $V_{tot} = 8,8 \ t.$

Daraus folgt die Schubspannung des Betons

$$\tau_o = \frac{8800}{25\left(64 - \frac{14,4}{3}\right)} = 5,9 \ kg/cm^2$$

und die Beanspruchung der geneigten Eisen, die am Beginn der Trägervoute 20 *cm* weit von einander entfernt sind $\sigma_z = \frac{5,9 \cdot 25 \cdot 20}{2,84} = 1040 \ kg/cm^2$, wobei angenommen ist, dass die ganzen schiefen Zugspannungen von den Eisen allein aufgenommen werden. Ausser den abgebogenen Eisen wirken noch die Bügel zur Aufnahme der Querkraft mit.

Beachtet man noch, dass die 50 *cm* starken Säulen die freie Trägerspannweite noch ziemlich verkürzen, so sind die Träger als reichlich dimensioniert zu bezeichnen.

c) *Säulen.* Auf eine mittlere Säule kommt eine Belastung: Von den Längsträgern $2,8 \cdot 4,5 = 12,6 \ t$, von Verkehr, Raddruck $= 5,0 \ t$, als Eigenlast der längsten Säule $0,5 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \cdot 18 = 11,2 \ t$, im gesamten daher von $P = 28,8 \ t$. Die Druckbeanspruchung wird im untersten Säulenquerschnitt:

$$\sigma_d = \frac{28800}{50 \cdot 50} = 11,5 \ kg/cm^2.$$

Die Eisenarmierung beträgt etwa $1,5 \ \% = 8 \ \Phi \ 24 \ mm$. Die Bügel aus Φ 8 *mm* in Schleifenform folgen sich in Höhenabständen von 30 *cm*.

Für die *Knicksicherheit der Säulen* kommt der vermittelte Druck in Frage, d. h. der Druck in halber Höhe. Er beträgt bei der längsten Säule von $l = 18,25 \ m$:

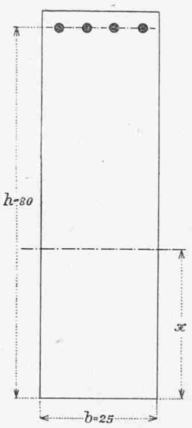

Abb. 26.

$$P = 28,8 - \frac{11,2}{2} = 23,2 \ t.$$

Nach der Euler-Formel wird die Bruchlast:

$$P = \frac{\pi^2}{l^2} E \cdot J = \frac{10 \cdot 200000 \cdot 50^4}{1825 \cdot 1825 \cdot 12} = 313000 \ kg.$$

Die Sicherheit gegen Knicken wird

$$\frac{313}{23,2} = 13,5 \text{fach.}$$

Nach der Ritterschen Knickformel wird:

$$\sigma_k = \frac{250}{1 + \frac{0,0001 \cdot 1825 \cdot 1825 \cdot 12}{50 \cdot 50}} = 96 \ kg/cm^2$$

und $\sigma_{eff} = \frac{23200}{2500} = 9,28 \ kg/cm^2.$

also die Sicherheit $= \frac{96}{9,28} = 10,4$fach.

Auf die Vermehrung des Trägheitsmomentes durch die Eiseneinlagen ist hierbei nicht einmal Rücksicht genommen. Die äussern Säulen (an den Stirnflächen) haben einen grössern Querschnitt und wegen dessen ⊢-Form auch ein grösseres Trägheitsmoment als die mittlern Säulen, brauchen daher nicht besonders berechnet zu werden.

(Schluss folgt.)

Vereinfachtes amerikanisches „A"-Bockwehr.

Bei der unter der Leitung des Militärdepartements der Bundesregierung in den Vereinigten Staaten in erfreulicher Weise fortschreitenden Kanalisierung bezw. Schiffbarmachung der Nord-Amerikanischen Flüsse sind nebst einer Anzahl typisch amerikanischer Konstruktionen auch sehr viele nach europäischen Vorbildern, insbesondere aus Frankreich, entworfene Chanoine'sche Klappen-, Boulé'sche Schützen- und Poirée'sche-Nadel-Wehre zur Ausführung gelangt.

Beim erstern dieser Wehrsysteme werden die Stauklappen von einer zunächst aufzustellenden, aus niederlegbaren Poirée-Böcken gebildeten Dienstbrücke aus aufgerichtet und nach der praktischen Modifikation von Pasqueau, unter Umständen auch von einem Schiffe aus, auch niedergelegt. Ebenso muss bei den beiden letztgenannten Systemen der Herstellung einer möglichst dicht abschliessenden Stauwand die Aufstellung von Böcken vorausgehen. Der umgekehrte Vorgang findet beim Niederlegen der Wehre statt. Die Entfernung der die eigentliche Stauwand bildenden Teile, namentlich der schweren Holznadeln von Hand oder mittels fahrbarer Kranen von einem Bedienungsstege aus ist bei rasch eintretenden Anschwellungen des Flusses und bei beträchtlicher Stauhöhe stets mit Gefahr für die Bedienungsmannschaft verbunden. Das Aufstellen und Niederlegen erfordert stets einen erheblichen Zeitaufwand. Nach der Entfernung der Stauwand fängt sich in den noch nicht niedergelegten Wehrböcken allerlei Treibzeug, welches das Niederlegen derselben bedeutend er-