DER BAUINGENIEUR

15. Mai 1936 17. Jahreane

SCHUTZGERÜST ÜBER DEN BAHNHOFSGLEISEN IN BOBREK, OBERSCHLESIEN.

Von Dipl.-Ing. Stein und Dipl.-Ing. Blaß, Hindenburg O.-S.

Übersicht: Für ein großes Drahtseilbahn-Schutzgerüst über Reichsbahngleisen werden die Berechnung, besonders die des räumlichen Tragwerks für Winddruck, die bauliche Ausbildung und der Aufstellvorgang beschrieben.

Den Bahnhof Bobrek kreuzt unter sehr schiefem Winkel eine Drahtseilbahn für Kohlenbeförderung, die nach mehrjährigem Stillstand einer Erneuerung unter veränderten Verhältnissen unterzogen wurde. Insbesondere haben inzwischen die Gleisanlagen in Bobrek eine Erweiterung durch neue Industriegleise erfahren und weitere Umbauten der Strecke sind in Aussicht genommen. Das alte Schutzgerüst der Drahtseilbahn über den Gleisen genügte einem erneuten Betrieb in keiner Hinsicht mehr. Ein neues Bauwerk mußte an seine Stelle kommen.

Die gewünschte freie Übersehbarkeit der Gleisanlagen mit ihren Signalen, die große Höhe der Seilbahn, der geringe freie Platz für Stützen zwischen den Gleisen, Weichen und der sehr spitze Kreuzungswinkel (~ 25°) bedingten für das neue Schutzgerüst die

Stahl- Längs- und Querträger, der Hauptträger und der Verbände.

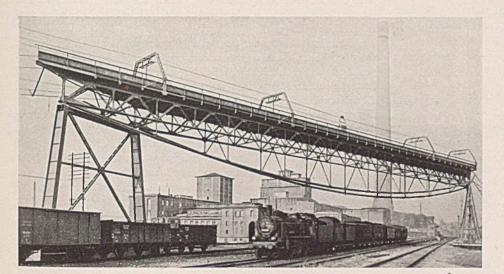
Diesen Belastungen genügte ein leichtes Tragwerk, bei dessen Formgebung die möglichste Einschränkung des äußeren Umfangs und der Abmessungen des dichteren Stabnetzes Grundsatz sein konnte. So konnte im Vergleich zu der 6 m breiten Schutzbühne, das Tragwerk selbst wesentlich schmäler, und zwar 3,9 m breit gehalten werden. Maßgebend war hierfür das Verhältnis der Stützweite zur Höhe beim waagerechten Windverbandfachwerk, das mit 20: 1 gewählt ist. Für die Hauptträger selbst wurde dieses Verhältnis mit 75,24: 6,00 oder etwa 12,6:1 als angemessen erachtet.

Da die Hauptlasten ruhende oder gleichmäßig verteilte sind, besteht nur ein mäßiger Querkraftwechsel, der von einem verhältnismäßig niedrigen Parallelfachwerk aufgenommen werden konnte, während für die bleibenden Querkräfte und für die Biegungsmomente aus den gleichmäßigen Lasten ein parabelförmig ver-

> laufender, jedoch polygonaler unterer Zuggurt die wirtschaftlichste Aufnahmemöglichkeit bot. So ergab sich für die beiden Hauptträger der in Abb. 1 und 2 dargestellte unterspannte Fachwerkbalken mit einem 2 m hohen Streben-Parallelfachwerk als Versteifungsträger. Das dichtere Tragwerk ist damit auf 2m Höhe eingeschränkt. An allen Knoten sind sämtliche Stäbe genau mittig zusammengeführt, was insbesondere für die Ausbildung der Auflagerknoten schwierig war, da dort, waagerechter Kräfte wegen, auch die Auflagerkipplinien in die Systempunkte gebracht wurden.

> Die Stützgerüste, beide sehr schief zum Überbau, sind verschieden gestaltet. Das östliche, das die festen Überbaulager trägt, größere waagrechte Längskräfte erhält und für das mehr Platz vorhanden war, ist ein Raumfachwerk mit drei gegliederten Wänden. Das westliche mit den beweglichen Lagern hat zwei vollwandige, unten eingespannte Hauptpfosten, die durch zwei Wind-

streben und zwei Riegel miteinander verbunden sind. Dieser Stützpfeiler, der auf schmalem Platz zwischen Gleisen steht, erhielt so ein ruhiges Aussehen. Bei den Fußpunkten der Pfeiler ist eine gewisse Verstellbarkeit vorgesehen für den Fall, daß sich im Boden infolge des Bergbaueinflusses Bewegungen zeigen. Andererseits



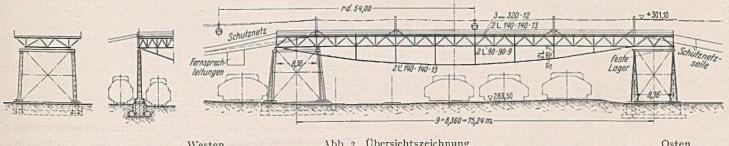
Weststütze

Abb. 1. Ansicht von Südwesten.

Oststütze

erhebliche freie Stützweite von 75,24 m und eine Höhenlage der Schutzdecke von etwa 14 m über den Gleisen.

Diesen großen Abmessungen gegenüber sind die Belastungen, etwa im Vergleich mit Brücken, verhältnismäßig gering. In der Hauptsache waren die Eigenlasten aufzunehmen, weiter waren



Westen

Abb. 2. Übersichtszeichnung.

Osten

Schneelast, die Seilbahn, Wind und der dynamische Einfluß eines etwa vom Tragseil fallenden Förderwagens in Betracht zu ziehen. Eigenlasten sind die der Bühne aus Holz, der Holzgeländer, der

haben die Überbaulager bei Wahrung der Längsverschieblichkeit besondere kräftig bemessene Verbindungseinrichtungen erhalten, welche ein Abgleiten des Überbaues unmöglich machen.

Im folgenden sei der Gang der Berechnung des Überbaues in den Grundzügen dargestellt, die bei dem räumlichen Windverband von Interesse sein dürfte. Die Hauptträger sind nach ihrer Lagerung äußerlich statisch bestimmt, dagegen innerlich einfach statisch unbestimmt. Unbestimmte Größe ist die waagerechte Seitenkraft X_a im Hängezuggurt. Die Ordinaten ihrer Einflußlinie ergeben sich aus

$$\mathbf{X_{a,\,P_{m}=1}}\!=\!-\frac{\delta_{ma}}{\mathcal{\Sigma}\,\mathbf{S_{a}^{2}\varrho}}\,;\;\varrho=\frac{\mathbf{s}}{\mathbf{EF}}$$

Die δ_{ma} sind die Ordinaten der Biegelinie des Obergurts für einen Belastungszustand $X_a=r$ am statisch bestimmten Grundsystem. Die S_a sind die Stabkräfte bei demselben Zustand $X_a=r$. Der Nenner \mathcal{L} S_a^2 ϱ ist ein Festwert.

Die Einflußlinienordinaten der Stabkräfte ergeben sich aus $S_{P_m=1}=S_{o,P_m=1}+X_{a,P_m=1}\cdot S_a\;.$

So sind die entsprechenden Einflußlinienordinaten für die Stabkräfte im statisch bestimmten Grundsystem.

An ständigen Lasten waren zu rechnen je Hauptträger: für Holzwerk der Schutzbühne 16,5 t, der Brüstungen 1,66 t, für Stahl-Längs- und Querträger und Geländerteile 8,55 t, für Windverbände 1,5 t, für die Seilbahn und deren Rahmenstützen 8,8 t, für die über das Schutzgerüst durchgeführten Tragseile der anschließenden Schutznetze 0,84 t, für die Hauptträgereigenlast \sim 20,55 t, zusammen \sim 58,4 t je Hauptträger. Die Schneelast, auch teilweise, wurde zu 75 kg/m² mit Hilfe der Einflußlinien berücksichtigt. Die Stoßwirkung eines vom Seil fallenden Wagens konnte nach Z s c h e t z s c h e (Z. VDI 38 [1894] S. 134) durch eine ruhende Ersatzlast $P = Q \cdot 4,9$ berücksichtigt werden, wobei Q (Wagengewicht mit Ladung) = 0,925 t ist. Tafel I enthält die Stabkräfte

Zahlentafel I.

Stab	Sg (aus ständiger Last)		aı	okräfte S us kräften min S
OII, III		25,12 45,22 62,86 75.39 89,98 99,29 105,90 107,03	- 24,16 - 43,39 - 61,37 - 74,09 - 89,60 - 99,29 - 105,90 - 107,03	- 41,69 - 73,80 - 101,72 - 120,03 - 140,02 - 151,56 - 161,21 - 162,78
Oxvi i, xviii' U ₁ U ₂ U ₃ U ₄ U ₅ U ₆ U ₇ U ₈	1,19 13,14 21,12 25,01	68,97 46,36 27,49 12,39	- 107,03 - 109,74 - 64,35 - 32,96 - 7,47 + 11,44 - 16,62 - 1,3 + 10,73 + 18,36 + 23,87	- 166,96 - 99,45 - 73,89 - 52,30 - 34,25 + 27,34 + 39,48 + 47,01 + 49,78
D _I	16,62 13,15	18,15 14,68 12,97	- 17.49 + 15.85 - 13.38 + 11.25 - 10.97 + 8.98	$ \begin{array}{r} + 50.56 \\ - 30.07 \\ + 23.52 \\ - 24.82 \\ + 22.21 \\ - 22.52 \\ + 20.25 \end{array} $
D _{VII}	7.89 9,28 5,63 3.73	9,46 10,91 7,26 5,42 1,65 0,09 2,75	- 6,40 + 4,24 - 7,29 + 5,08 - 2,52 + 0,31 - 0,57 - 1,64 + 4,31 + 6,05 + 2,87	- 17,43 + 15,24 - 19,21 + 17,04 - 14,33 + 12,15 - 13,07 + 10,91 - 8,24 - 6,68 - 9,98
D_{18}	82,08	_	- 5,13 + 116,40	+ 7,76 + 82,08

 S_g aus ständiger Last sowie die Gesamtstabkräfte S aus den Hauptkräften (ohne Wind) in Tonnen.

Der Winddruck wurde mit 150 kg/m² oder insgesamt 35,0 t in Rechnung gesetzt. Diese Last kann als gleichmäßig verteilt angesehen werden. Für die Berechnung der Hauptwindverbände wurde die Windlast in Höhe des waagerechten Verbandes angreifend angenommen. Die Knotenpunktbelastung ist demnach W=35.0/36=0.9722 t.

Für die Berechnung der Wirkung der lotrechten Lasten konnte jede Tragwand für sich als einfach statisch unbestimmtes Fachwerk behandelt werden, weil die Verbände und Auflagerbedingungen die bei den gewöhnlichen Fällen lotrechter Belastung entstehenden Formänderungen nicht behindern. Nur bei ungleicher Belastung der beiden Tragwände würde eine verschieden große Waagerechtbewegung der Lagerpunkte entstehen, der auf der einen Seite die Festlager entgegenstehen. Da aber ein geringer Spielraum vorhanden ist und ungleiche Tragwandbelastungen nur in geringem Maße entstehen können, wurden weitere statisch unbestimmte Wirkungen für lotrechte Belastungen nicht berücksichtigt.

Anders mußte jedoch mit den erheblicheren waagerechten Windkräften verfahren werden. Diese kommen von dem in der Ebene der Hauptträgerobergurte liegenden Windverbande auch in die beiden schrägen Endquerverbände und wegen der Schiefe auch in die Hauptträger. Die genannten fünf Wände bilden zusammen ein räumliches Tragwerk, das auf den beiden Stützgerüsten liegt und durch die Verbindung mit diesen auch noch merklich rückwirkend beeinflußt wird. Die Stützgerüste bewirken gewissermaßen eine elastische Einspannung des Überbaues und zwar nicht nur durch die Festlager, sondern wegen der Schiefe auch bei den verschieblichen Lagern.

Die Auszählung der Stabzahl, Knotenzahl und Unbekannten des räumlichen Überbautragwerkes ergibt, wenn man die Zwischenverbände unberücksichtigt läßt, folgendes: Jede Hauptträgerwand hat, die oberen Eckpunkte mitgezählt, 21 räumliche d. h. je drei Gleichgewichtsbedingungen gebende und 43 ebene Knoten, für die nur zwei Gleichgewichtsbedingungen bestehen, denn sie sind nach der Voraussetzung in der dritten Richtung nicht gehalten. Jede Stirnwand hat weitere vier ebene Knoten. Der Windverband liefert keine weiteren Knoten. Insgesamt bestehen 42 räumliche und 86 + 8 = 94 ebene Knoten mit zusammen $3 \cdot 42 + 2 \cdot 94 = 314$ ausnutzbaren Gleichgewichtsbedingungen. Diesen stehen an Unbekannten gegenüber: 126 Stäbe in jeder Hauptträgerwand, weitere zehn Stäbe in jeder Stirnwand, 37 Stäbe im Windverbande, zusammen 2(126 + 10) + 37 = 309 Stäbe. An den Auflagern des Überbaues sind je drei Seitenkräfte bei festen, und je zwei Seitenkräfte bei den verschieblichen Lagern, zusammen 2 (3 + 2) = 10 Kräfte unbekannt. Die Gesamtzahl der Unbekannten ist somit 309 + 10 = 319. Das Tragwerk ist 319 - 314 = fünffach statischunbestimmt.

Ohne weiteres erkennt man, daß die Haupttragwände als unterspannte Balken mit Dreiecknetzen je innerlich einfach statisch unbestimmt sind: Überzählige X_1 und X_2 . Die übrigen Scheiben sind als Dreiecknetze innerlich statisch bestimmt. Es bestehen noch 5-2=3 weitere statische Unbestimmtheiten, die bei den Lagern zu suchen sind. Die Stützung ist zehnstäbig, demnach sind 10-3=7 Stützstäbe statisch notwendig. Bei einem an sich starren Raumsystem wären nur sechs Stützstäbe zur statisch bestimmten Lagerung zulässig. Der hier vorliegende siebente statisch bestimmte Stützstab zeigt, daß bei sechsstäbiger Stützung oder auch beim abgehoben gedachten Raumsystem an sich noch ein einnere Beweglichkeit vorhanden ist, die eben durch den siebenten Stützstab aufgehoben wird.

Zu dem gleichen Ergebnis führt auch eine einfache Überlegung. Denkt man sich den Überbau an beiden Enden abgehoben und um seine Längsachse verwunden, so wird der Windverband windschief und die vier Seitenwände folgen dieser Formänderung ohne Zwang, wovon man sich an einem geeigneten unten offenen Hohlprisma als Modell leicht überzeugen kann. Zwei schräg gegenüber liegende Lagerecken werden gehoben, die zwei anderen gesenkt, so daß alle vier nicht mehr in ein und derselben Ebene liegen. Setzt man das

Gebilde wieder auf gleich hoch liegende Unterlagen, so werden erst zwei gegenüber liegende Eckpunkte zum Aufliegen kommen und dann erst sich die beiden anderen ohne Zwang nachsenken. Hierin liegt die eine innere Beweglichkeit. Durch das Aufsetzen auf vier Punkte mit sieben Stützstäben wird das Tragwerk unbeweglich und statisch bestimmt. Ebensogut könnte es auf ungleich hoch vorbereitete Unterlagen aufgesetzt werden. Das Tragwerk, auch das innerlich statisch unbestimmte, ist unem pfindlich gegen lotrechte Senkungen einzelner Stützpunkte.

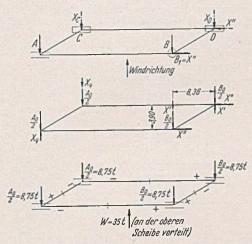


Abb. 3 a-c. Die waagerechten Lagerkräfte vom Winddruck.

Von den sieben Stützstäben seien (vgl. Abb. 3a) je ein lotrechter an jeder Ecke, ferner zwei waagerechte bei B und ein waagerechter bei A vorhanden. Bei der statisch unbestimmten zehnstäbigen Stützung kommen als weitere waagerechte Stützkräfte etwa X_C , X_D , X'' hinzu. Statt dieser kann man mit Vorteil auch Funktionen von ihnen und den anderen waagerechten Auflagerkräften A, B, B_1 einführen. So kann man die Kräfte X_C und A ersetzen durch zwei gleich große Kräfte $A_0/2$ und ein Kräftepaar X_4 (Abb. 3b). Es ist

$$\frac{A_0}{2}$$
 $X_4 = A;$ $\frac{A_0}{2} + X_4 = X_C$

daher auch

$$A_0 = A + X_C$$
; $X_4 = \frac{1}{2} (X_C - A)$.

In gleicher Weise kann eingeführt werden

$$\frac{B_0}{2} + X' = B; \frac{B_0}{2} - X' = X_D$$

oder

$$B_0 = B + X_D; X' = \frac{1}{2} (B - X_D),$$

wobei B die zu X_D parallele Kraft bei B ist. Die Kräftepaare X und X'' können vereinigt werden zu

$$X_3 = X'' + X' \cdot \frac{8,36}{3,90}$$

Möglich wird diese Verringerung der Unbestimmtenanzahl dadurch, daß $B_1=X^{\prime\prime}$ ist, eine Folge des vorliegenden Belastungsfalles,

nämlich davon, daß alle äußeren Windlasten keine Seitenkraft nach der Richtung B_1 haben. Nach diesen Überlegungen kann das Grundsystem für die Elastizitätsrechnung die vier waagerechten Lagerkräfte $\Lambda_0/2$, $B_0/2$ haben, die alle gleich groß sind (8,75 t, Abb. 3 c) und es könnten alle vier Lager längsverschieblich sein. Die + — Zeichen in Abb. 3 c deuten Untergurtkräfte an, die in der Gurtmitte Null sind und nach den Ecken zu geradlinig anwachsen. Sie bewirken Schubkräfte für die vier lotrechten Wandebenen und Längskräfte in der oberen Scheibe. Auch diese sind in der Mitte der Längserstreckung Null und nehmen, nach links zu + und nach rechts zu -, geradlinig zu.

Die Größe der elastischen Einspannkräfte X_3 , X_4 wird wesentlich mitbestimmt von dem Grad der Starrheit der Stützgerüste. Das westliche Gerüst mit den schmalen Vollwandpfosten ist weniger starr als das östliche. Es wurde daher nach Berechnung von X_3 eine Näherungsrechnung für X_4 ausgeführt unter Annahme $X_3 = 0$. Die Kleinheit von X_4 läßt schließen, daß es auch im Zusammenwirken mit X_3 unbedeutend bleibt. Es ist hier ähnlich wie bei den Stützenmomenten des Feldes eines durchlaufenden Balkens (Abb. 4). Mit den verbleibenden Unbestimmten X_1 bis X_3 ist die Berechnung des gesamten Wind-Tragsystems genügend und vertretbar vereinfacht.

X1 und X2 beeinflussen nur je eine Haupttragwand. Es ist

$$\mathbf{X_1} = -\frac{\boldsymbol{\varSigma}\,\mathbf{S_0}\,\mathbf{S_1}\,\varrho}{\boldsymbol{\varSigma}\,\mathbf{S_1^2}\,\varrho};\quad \mathbf{X_2} = -\frac{\boldsymbol{\varSigma}\,\mathbf{S_0}\,\mathbf{S_2}\,\varrho}{\boldsymbol{\varSigma}\,\mathbf{S_2^2}\,\varrho}$$

Man erhält die Stabkräfte

$$S_0' = S_0 + S_1 X_1 + S_2 X_2$$
. Das so erhaltene Tragwerk-
und Kräftesystem dient für
die weitere Elastizitätsrech-
nung als zweifach statisch
unbestimmtes Grundsystem.
Dieses ist nun mit dem

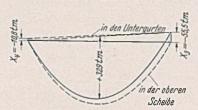


Abb. 4. Einspannverhältnisse.

Kräftepaar $X_3=r$ zu belasten, eine Aufgabe, die selbst wegen der Hängegurte zweifach statisch unbestimmt ist. Es ist daher zunächst das ursprüngliche Grundsystem (Abb. 3 c mit den gleich großen waagerechten Lagerkräften) mit dem neuen Kräftepaar $X_3=r$ zu besetzen. Dann wird

$$\begin{split} \mathbf{X}_{1, \, \mathbf{X}_{3}=1} &= -\frac{\Sigma \, \mathbf{S}_{0, \, \mathbf{X}_{3}=1} \, \mathbf{S}_{1} \, \varrho}{\Sigma \, \mathbf{S}_{1}^{2} \, \varrho} = -\frac{-\, \mathbf{o}, \mathbf{1288}}{+\, \mathbf{o}, \mathbf{7307}} = +\, \mathbf{o}, \mathbf{1763} \, \mathbf{t} \\ \mathbf{X}_{2, \, \mathbf{X}_{3}=1} &= -\frac{\Sigma \, \mathbf{S}_{0, \, \mathbf{X}_{3}=1} \, \mathbf{S}_{2} \, \varrho}{\Sigma \, \mathbf{S}_{2}^{2} \, \varrho} = -\frac{+\, \mathbf{o}, \mathbf{10304}}{+\, \mathbf{o}, \mathbf{7307}} = -\, \mathbf{o}, \mathbf{1410} \, \mathbf{t} \\ \mathbf{S}_{0, \, \mathbf{X}_{3}=1}^{\prime} &= \mathbf{S}_{3} = \mathbf{S}_{0, \, \mathbf{X}_{3}=1} +\, \mathbf{S}_{1} \, \mathbf{X}_{1, \, \mathbf{X}_{3}=1} +\, \mathbf{S}_{2} \, \mathbf{X}_{2, \, \mathbf{X}_{3}=1} \end{split}$$

Zu den S_0 , S_3 gehören für die weitere Rechnung auch die entsprechenden inneren Kräfte S_0 , S_3 , M_0 , M_3 der beiden Stützgerüste. Weiter erhält man

$$\begin{split} X_3 &= -\frac{\varSigma\,S_o'\,S_3\,\varrho\,+\,\int\!M_o'\,M_3\,\frac{ds}{E\,J}}{\varSigma\,S_a^2\,\varrho\,+\,\int\,M_a^2\cdot\frac{ds}{E\,J}} \\ &= -\frac{-\text{o.6367}-\text{o.2457}-\text{o.1663}}{+\,\text{o.02266}+\text{o.05044}+\text{o.00049}} \,= +\,\text{i.4.23 t} \end{split}$$

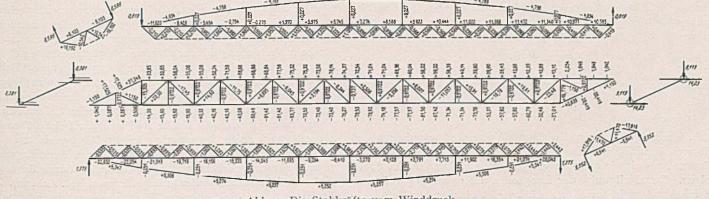


Abb. 5. Die Stabkräfte vom Winddruck

Im Zähler und im Nenner ist jeweils die erste Zahl der Einfluß der Überbaustäbe, die zweite Zahl der Einfluß der Stützgerüststäbe, die dritte Zahl der Einfluß obiger Integrale, d. h. der Biegemomente der vollwandigen Pfosten des westlichen Stützgerüsts.

Bei starren Stützgerüsten wäre $X_3=0.6367:0.02266=28.1$ t, also etwa doppelt so groß. Die erwähnte Näherungsberechnung für X_4 ergab $X_4=+1.29$ t, wobei allerdings dieses Kräftepaar einen 8.36:3.90=2.14 mal größeren Hebelarm besitzt. Abb. 4 zeigt die Einspannverhältnisse am Überbausystem als Ganzes, wobei die Momente in tm angegeben sind. Man erkennt die geringe Bedeutung des X_4 . Die obere Scheibe hat das volle Moment. Aus den Einspannmomenten entstehen Stabkräfte in den Untergurten der Seitenwände und Schubkräfte für alle Scheiben. Nach Ermittlung von X_3 erhält man die endgültigen Windstabkräfte

$$S_w = S_0' + S_3 X_3$$

was das gleiche ist, wie

$$S_w = S_0 + S_1 X_1 + S_2 X_2 + S_3 X_3.$$

Die S_w sind in Abb. 5 enthalten, soweit sie den Überbau betreffen. Der gleiche Ansatz liefert auch die Stabkräfte in den

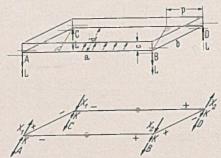


Abb. 6. Lagerkräfte bei Querbelastung der oberen Scheibe.

kräfte des unteren Kranzes, nämlich insoweit sie aus der statisch unbestimmten Wirkung X₁, X₂ folgen. Die Schubwirkungen aus den Verdrehungskräften ergeben an den sämtlichen Ebenenrändern gleich große Schubkräfte je Längeneinheit und zwar

$$\tau = (X_2 - X_1) \frac{p}{ad}$$

Die zugehörigen lotrechten Auflagerkräfte laufen in der in ihrer Richtung getroffenen lotrechten Kante auf Null aus und gehen als Schubkräfte je zur Hälfte in die zwei anschließenden Wandebenen. Eine Einspannung der oberen Scheibe tritt nicht ein, die ent-

sprechenden Gurtkraftwirkungen verbleiben in dem unteren Kranz.

Die Seile der Hängebahn werden von vier Rahmen getragen, deren Ekken des besseren und leichteren Aussehens wegen abgeschrägt wurden.

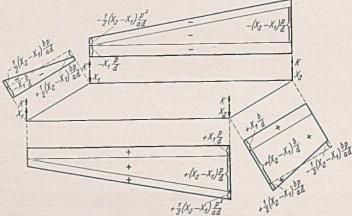


Abb. 7. Stabkräfte im unteren Kranz von X_1 und X_2 bei Querbelastung der oberen Scheibe.

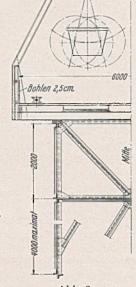


Abb. 8. Querschnitt des Überbaues.

Stützgerüsten und ein ähnlicher die dort vorkommenden Biegungsmomente.

An dem beschriebenen Raumsystem sind Zusammenhänge zu erkennen, die für unten offene Prismen allgemein gelten (Abb. 6):

- 1. Bei gleichmäßiger Querstützung und Querbelastung der oberen Scheibe wird diese einschließlich ihres Umfanges wie ein waagerechter freiaufliegender Balken beansprucht. Die Endscheiben bilden Auflager und erhalten Schubkräfte.
- 2. Bei schiefen Enden bilden auch die Längswände Auflager, erhalten Schubkräfte und leiten Längskräfte in die obere Scheibe, die geradlinig verlaufen. Bei symmetrischer Last ist ein Nullpunkt in der Mitte vorhanden. Verdrehungskräfte entstehen nicht. Von den lotrechten Lagerkräften ist bei schiefen Enden und stumpfem Winkel bei B...B>A; D>C und bei symmetrischer Lastverteilung ist +C=-B; +D=-A. Von den waagerechten Lagerkräften wäre bei ideeller gleichmäßiger Querstützung D=B; C=A und bei Lastsymmetrie wäre A=B=C=D; tatsächlich entstehen noch die einspannenden Kräftepaare X_1 , X_2 als weitere waagerechte Lagerkräfte. Ist $X_2=X_1$, so beeinflussen diese nur den unteren Kranz. Bei Ungleichheit entsteht eine Überschußwirkung mit Verdrehungskräften. Letztere ergeben Schubkräfte in allen fünf Scheiben. Es entstehen die weiteren lotrechten Kräftepaare

$$L=2\;(X_2-X_1)\cdot\frac{c\;p}{a\;d}$$

und die weiteren waagerechten Kräftepaare

$$K = \frac{1}{2} (X_2 - X_1) \frac{p}{a}$$

Abb. 6 zeigt die Lagerkräfte. Durch Vorzeichen angedeutet sind die nach Geradliniengesetzen verteilten Teil-Stabkräfte des unteren Kranzes, soweit sie aus den waagerechten Kräften A, D, C, D, folgen. Der Nullpunkt der Langseiten ist dabei nur bei symmetrischer Last in der Mitte. Abb. 7 gibt die weiteren Teil-Stab-

Die Tragseile wurden aufgelegt, bevor die Rahmen angebracht wurden. Die Zugseile wurden nachträglich hindurchgezogen, was keine Schwierigkeiten machte. Der Bohlenbelag auf der Schutztafel ist so bemessen, daß beim Wagenabsturz noch reichlich doppelte Sicherheit vorhanden ist. Die beiden Streifen der Tafel unter den Tragseilen, die am meisten durch fallende Wagen und Kohlenstücke gefährdet sind, erhielten einen zweiten, schwächeren Bohlenbelag, der imstande ist, einen vollen Wagen zu tragen. Diese Anordnung wurde von der Reichsbahn als genügend sicher anerkannt. Der zweite Belag erfüllt auch noch den wichtigen Zweck, ein Durchrieseln von Kohlengrus und -Staub bestimmt zu verhindern, nicht nur aus Gründen der Verkehrssicherheit, sondern auch um die Reisenden nicht zu belästigen. Auf der Bahnstrecke verkehren u. a. zwischenstaatliche Schnellzüge. An den Schutztafelgeländern wurden 60 cm hohe dichte Bretterverschalungen angebracht. Die Längs- und Querträger sind so bemessen, daß bei voller Schneelast, Windlast und Wagenabsturz die Biegungsbeanspruchung noch unter der Proportionalitätsgrenze bleibt (Abb. 8).

Die beiden Hauptträger sind leichte Fachwerke aus Stahl St 52 mit Futtern in den Zwischenräumen bei den Gurten. Bei den Auflagerknotenpunkten wurden alle vier dort zusammentreffenden Knotenbleche beim Systempunkt ausgeschnitten, um den Pendelbolzen bzw. die Kipplinie in den Systempunkt zu bringen. Die Bleche in Verbindung mit der oberen Lagerplatte erhalten dadurch Rahmengestalt und erfahren Biegungsbeanspruchungen. Bei dem Hauptknotenblech wurde der Kraftfluß in der Weise nachgeprüft, daß ein Dreiecknetz in das Blech eingezeichnet wurde mit den Eckknoten in den Richtungen der herankommenden Stäbe. Ein Cremonaplan ergab dann die Kräfte im Blech, für welche überall genügend Querschnittsfläche vorhanden ist (Abb. 9 bis 11).

Die Lager, zwei feste Kipplager und zwei Pendellager sind gegen Abheben gesichert, und zwar die festen durch Schrauben, die beweglichen durch je vier Stahlgußkappen (vgl. Abb. 12). Zwei davon umfassen die Enden des Kippbolzens samt Ansätzen, die Kappen umfassen Ansätze am Pendel und an der unteren Lagerplatte. Die Kappen sind so gestaltet, daß sie das Spiel des Pendels

sich an der oberen Platte und am Pendel befinden, die unteren weshalb an der Knickstelle weitere Belastungen für die Hauptträger entstehen. Auch die Stützen erhalten entsprechende Belastungen. Die beiden Stützpfeiler (vgl. Abb. 13 und 14) sind in ihrer Ge-

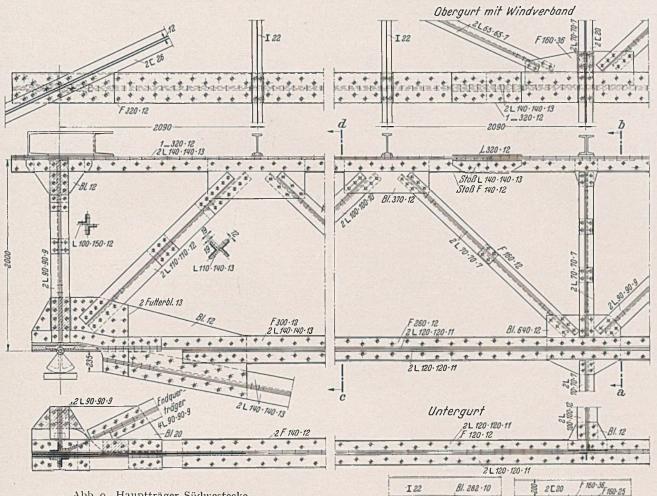


Abb. 9. Hauptträger Südwestecke.

in dem vorgesehenen Ausmaß nicht behindern. Die Kappen sind durch Stiftschrauben gehalten. Kräfte in der Längsrichtung des Bauwerks werden von den festen Lagern aufgenommen. Hierzu gehören auch Kräfte aus den Tragseilen der an das Gerüst anschließenden freihängenden Schutznetze. Diese Tragseile sind über die Schutzbühne durchgeführt und auf Seilschuhen verlagert. Das östliche Netz geht verhältnismäßig steil zu einem Fundament herab,

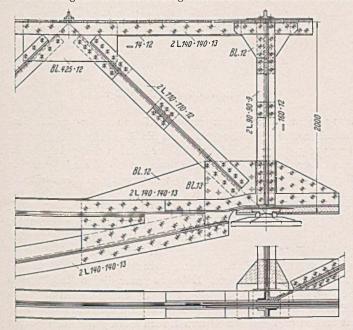
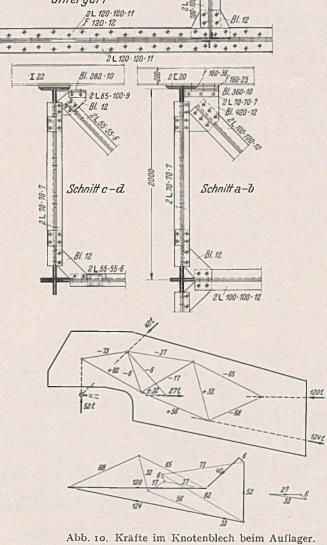
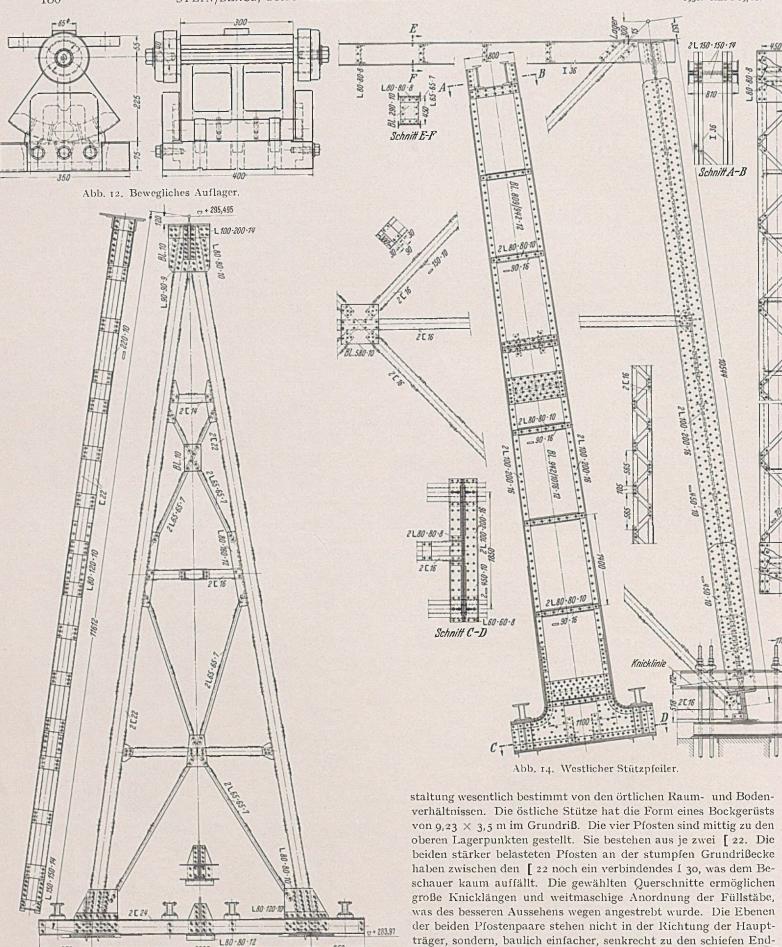


Abb. 11. Hauptträger, Südostecke.

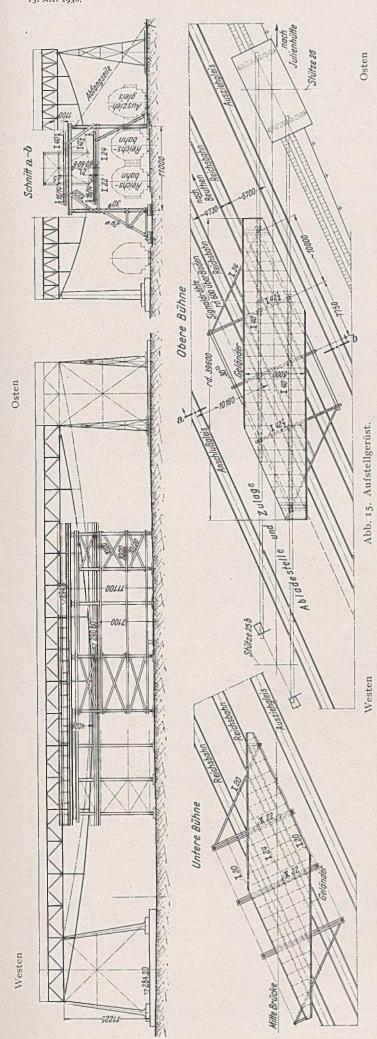




steht auch der Zwischenverband des Stützpfeilers, dessen Schrägen mit den unteren Enden zwischen den Pfostenfüßen auf das Fundament treffen und mit den oberen Enden mittig nach den oberen

querscheiben des Überbaues. Lotrecht unter diesen Endscheiben

Abb. 13. Östlicher Stützpfeiler

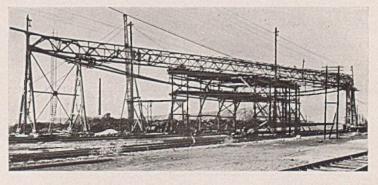


Lagerpunkten gerichtet sind. Der obere Riegel, bestehend aus zwei [16, ist außermittig angeschlossen. Er dient nur zur Verbindung und hat keine statische Aufgabe. Kräfte zwischen den zwei Festlagern werden vielmehr durch den Untergurt der Endquerscheibe geleitet. Der Riegel in halber Stützenhöhe bildet mit den beiden in gleicher Höhe liegenden Waagerechten zwischen den Pfosten ein H-förmiges biegungsfestes Gebilde, das in der Lage ist, die Pfosten seitlich zu halten und deren Knicklänge zu unterteilen. Der Biegungsfestigkeit wegen hat es statt der Bindebleche Dreiecksvergitterungen erhalten.

Der westliche Stützpfeiler konnte nicht als Pendelwand ausgeführt werden, da diese wegen der Schiefe nach einer anderen Richtung pendeln würde, als in der die Ausdehnung des Überbaues erfolgt. Es wurde daher auch diese Stütze unten eingespannt. Am oberen Ende wurden waagerechte Flächen geschaffen, auf denen die unteren Lagerplatten aufliegen. Diese können, wenn infolge von Bodenbewegungen das Spiel des Pendels beeinträchtigt werden sollte, in jeder Richtung um etwa 10 cm umgesetzt und neu befestigt werden. Der Stützpfeiler ist dafür bemessen. Die beiden vollwandigen Pfosten haben der Biegungsbeanspruchung entsprechend nach unten Anlauf erhalten. Auch gegeneinander sind sie nach unten gespreizt.

Die Fundamente sind aus Eisenbeton, stehen auf aufgeschüttetem Boden und sind für eine Bodenpressung von höchstens 1,5 kg/cm² bemessen. Die Ankerschrauben der Gerüstpfeiler sind besonders bei dem Westpfeiler so ausgebildet, daß er bei Bodenbewegungen, die etwa als Folge des nahen Bergbaues eintreten, weitgehend nachgestellt werden kann.

Das Aufstellgerüst (vgl. Abb. 15) mußte für die beiden Hauptgleise sicheren Schutz gegen herabfallende Teile bieten. Deshalb wurde unterhalb der eigentlichen Baubühne noch eine Schutzbühne in etwa 7 m Höhe über Schienenoberkante angebracht, die vollständig abgedeckt wurde. Die obere Bühne dagegen wurde nur soweit abgedeckt, wie für den Zusammenbau der Stahlteile erforderlich war. Die Überbrückung eines Ausziehgleises der Reichsbahn und eines privaten Anschlußgleises neben den Reichsbahngleisen wurde nicht verlangt. Das Aufstellen der Rüstung war sehr erschwert durch die dichte Zugfolge, die auch bei Nacht nur durchschnittliche Zugpausen von 23 Minuten bot. Außerdem waren Fernsprechleitungen, Weichen- und Signaldrähte sowie Hochspannungsleitungen zu berücksichtigen. Die Stromkabel für die elektrischen Winden und den Kompressor mußten unter den Schienen verlegt werden. Zugleich mit dem Aufstellgerüst wurde der westliche Stützpfeiler aufgebaut und nach der Seilbahnachse ausgerichtet. Hierzu diente ein Schwenkmast zwischen Gerüst und Pfeiler, dessen Abspannseile in den Zugpausen über Gleise und Leitungen zu ziehen waren. Die beiden Vollwandstiele wurden im ganzen angeliefert und aufgestellt, dann durch den Zwischenverband versteift. Mit demselben Schwenkmast wurden sodann die Mittelteile der beiden Parallelfachwerksträger auf das Gerüst gebracht und anschließend die zwei Endstücke der Parallelträger angebaut. Nun wurde der Schwenkmast nach der anderen Seite zwischen Gerüst und Oststütze umgesetzt. Er diente dort zum Aufstellen der Oststütze sowie der übrigen Teile der Hauptfachwerke. Die beiden Scheiben der Oststütze, je bestehend aus zwei Stielen, Füllstäben



Oststütze Abb. 16. Außtellung der Hauptträger.

Weststütze

und Füßen, wurden fertig vernietet als "Sondertransport" angefahren, da sie das Lademaß überschritten. Schließlich wurden die Querverbindungen und die Hängegurte der Hauptträger, der Windverband, die Schutztafel, die Seilbahntragrahmen und die Geländer angebracht. Hierbei leistete ein leichter Schwenkmast, der auf der oberen Baubühne aufgestellt und nach Bedarf rasch versetzt werden konnte, gute Dienste. Zugleich mit der Schutzbühne wurden auch die Tragseile der anschließenden Schutznetze aufgelegt. Der ganze Aufstellvorgang verlief ohne Unfall und ohne Störung des Hauptbahnverkehrs (vgl. Abb. 16). Die Aufstellung wurde durch das Entgegenkommen aller zuständigen Stellen der Reichsbahndirektion Oppeln sehr gefördert.

Auf besondere Rauchschutzvorkehrungen wurde vorläufig verzichtet, weil der Hängegurt hoch über dem Bahnprofil liegt, der Rauch der Lokomotiven frei abziehen kann und der verwendete Anstrich (Schuppenpanzerfarbe auf Bleimennige) gegen Rauch und Gase guten Schutz bietet.

Nach Fertigstellung des Schutzgerüsts konnte die Seilbahn, die inzwischen ebenfalls fertiggestellt war, sogleich in Betrieb genommen werden. Das Bauwerk wurde von den Vereinigten Oberschlesischen Hüttenwerken, Werk Donnersmarckhütte in Hindenburg O.-S. erstellt.

HÄNGEBRÜCKEN MIT BIEGUNGSFESTEN PYLONEN.

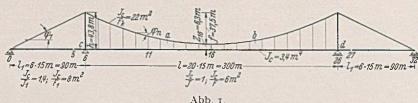
Von Prof. Dr.-Ing. Ernst Kohl, Hannover.

Übersicht: Durch biegungsfesten Anschluß der Pylone und der mittleren Hängestange von Hängebrücken wird eine größere Steifigkeit erzielt. Es werden zum Vergleich der verschiedenen Systeme die Ordinatensummen der Einflußlinien für die Horizontalzüge, für die wichtigsten Biegungsmomente und für die Durchbiegung im Viertelpunkt des Versteifungsträgers gegenübergestellt.

In seinem Buch "Der Eisenbau" 1 weist Grüning darauf hin, daß die bei Hängebrücken auftretenden verhältnismäßig großen Durchbiegungen in den Viertelpunkten dadurch zu ermäßigen sind, daß ein waagerechtes Seil in Scheitelhöhe des Kabels bzw. der Kette angeordnet wird. Bei einem Wettbewerbsentwurf, bei dem Verfasser zur Mitarbeit Gelegenheit hatte, machte Grüning den Vorschlag, die mittlere Hängestange steif auszubilden und an den Versteifungsträger in dessen Ebene biegungsfest anzuschließen. Die wesentliche Ursache der großen Formänderung - die Verschiebung des Scheitelpunktes gegen den Versteifungsträger wird durch diese Maßnahme ebenfalls wirksam ausgeschaltet. Die rechnerische Verfolgung dieses Gedankens ist s. Zt. nicht genauer durchgeführt, läßt aber, wie die nachstehenden Ergebnisse zeigen, nicht nur einen günstigen Einfluß auf die Formänderungen, sondern auch eine vorteilhafte Baustoffverteilung im Versteifungsträger erwarten. Die Konstruktion ist allerdings im allgemeinen nur möglich bei Hängebrücken mit aufgehobenem Horizontalzug, denn bei Hängebrücken, bei denen das Zugglied in Widerlagern verankert ist, würde die Maßnahme zu einer unsymmetrischen Querschnittsbemessung führen.

Ein noch wirksameres Mittel zur Erhöhung der Steifigkeit von Hängebrücken ist der biegungsfeste Anschluß der Pylone an den Versteifungsträger. Auch dafür ist die Rechnung durchgeführt und zwar sowohl für gleichzeitig biegungsfesten als auch für gelenkigen Anschluß der mittleren Hängestange.

Als Beispiel ist eine Kabelhängebrücke mit vollwandigem Versteifungsträger von 300 m Stützweite der Mittelöffnung und je 90 m der Seitenöffnungen mit Gelenken in den Seitenöffnungen nach Abb. 1 gewählt, so daß also folgende Systeme verglichen werden können:



- 1. Hängebrücke üblicher Bauart . . 1fach statisch unbestimmt
- Hängebrücke mit biegungsfest angeschlossener mittlerer Hängestange 2fach statisch unbestimmt
- 3. Hängebrücke mit biegungsfest angeschlossenen Pylonen 3fach statisch unbestimmt
- ¹ Grüning, M.; Der Eisenbau (Handbibl. f. Bauing, IV, 4). Berlin: Julius Springer 1929. S. 327.

4. Hängebrücke mit biegungsfestem Anschluß der Pylone und der mittleren Hängestange 4fach statisch unbestimmt.

Die den verschiedenen Systemen zugehörigen statischen Größen sind soweit erforderlich durch die entsprechenden Zeiger (1) bis (4) gekennzeichnet. Der Rechnung sind die in Abb. 1 angegebenen Verhältnisse der Trägheitsmomente und Querschnitte zugrunde gelegt. Für die Pylone ist angenommen, daß das Trägheitsmoment vom Kopf zum Fuß von $J_c/2$ auf J_c anwächst; für die mittlere Hängestange $J_c/J=5$.

Zur Berechnung des 2fach statisch unbestimmten Tragwerkes wird als Hauptsystem der Gerberträger gewählt, d. h. das Kabel links und rechts der mittleren Hängestange geschnitten. Die Horizontalkomponenten der Kabelzüge $X_a^{(2)}$ und $X_b^{(2)}$ als statisch unbestimmte Größen werden in der einfachsten Weise erhalten, wenn die Summe und die Differenz

als neue Unbekannte eingeführt werden, aus denen dann die Horizontalzüge

(2)
$$X_a^{(2)} = Y_a + Y_b; X_b^{(2)} = Y_a - Y_b$$

sich ergeben.

Da es nahe liegt, neben dem Kabelzug das Einspannungsmoment der mittleren Hängestange als statisch unbestimmte Größe zu wählen und zu deren Berechnung das einfach statisch unbestimmte System zugrunde zu legen, sei bemerkt, das der Zustand $Y_a = -1$ ($X_a^{(2)} = -1$, $X_b^{(2)} = -1$) ohne weiteres dem Zustand $X_a^{(1)} = -1$ bei gelenkigem Anschluß der mittleren Hängestange entspricht, und daß der Zustand $Y_b = -1$ ($X_a^{(2)} = -1$, $X_b^{(2)} = +1$) bis auf den Multiplikator $-2 \cdot z_{16}$ mit dem Selbstspannungszustand $Z_b = -1$ des einfach statisch unbestimmten Systems übereinstimmt, wenn Z_b als Einspannungsmoment der

mittleren Hängestange aufgefaßt wird, denn letzteres wird mit △ H als Unterschied in den Kabelzügen in der Mittelöffnung

(3) —
$$\bigwedge$$
 H · z_{16} = — $(X_a^{(2)}$ — $X_b^{(2)})$ · z_{16} = — 2 · Y_b · z_1 · Die Zahlenrechnung ist also in beiden Fällen die gleiche.

Da der Zustand $Y_a=-r$ symmetrisch, dagegen $Y_b=-r$ spiegelsymmetrisch und damit der Beiwert in den Elastizitätsgleichungen $\delta_{ab}=o$ ist, ergeben sich die Ordinaten der Einflußlinien für Y_a und Y_b aus den Biegelinien infolge $Y_a=-r$ bzw. $Y_b=-r$ in

$$Y_a = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}}$$
 $Y_b = \frac{\delta_{mb}}{\delta_{bb}}$

und daraus nach Gl. (2) die Kabelzüge. Die Momente des ein- bzw.

zweifach statisch unbestimmten Tragwerkes sind

$$(4) \qquad M_{i}^{(1)} \! = M_{i}^{(0)} \! - \! M_{ia} \cdot Y_{a} \; ; \qquad M_{i}^{(2)} \! = M_{i}^{(1)} \! - \! M_{ib} Y_{b} \cdot$$

wenn M_{ia} und M_{ib} die Momente in Punkt i im Gleichgewichtszustand $Y_a = - r$ bzw. $Y_b = - r$ kennzeichnen.

Die Einflußlinie für die Durchbiegung in Punkt i ist die Biegelinie des Versteifungsträgers unter der Last 1 in i, setzt sich also zusammen aus

(5)
$$\begin{cases} \delta_{im}^{(1)} = \delta_{im}^{(0)} - \delta_{ma} \cdot (Y_{a})_{i} \\ \delta_{im}^{(2)} = \delta_{im}^{(1)} - \delta_{mb} \cdot (Y_{b})_{i} \end{cases}$$

wenn

 $\delta_{im}^{(o)}$ die Biegelinie des Gerberträgers infolge $P_i=+\tau$, δ_{ma} u. δ_{mb} die Biegelinien des Gerberträgers infolge $Y_a=-\tau$ und $Y_b=-\tau$,

 $(\mathbf{Y_a})_i \quad \text{und} \ (\mathbf{Y_b})_i \ \text{die Einflußordinaten in Punkt} \ i$ darstellen.

Der Übergang zum 4fach statisch unbestimmten System mit biegungsfestem Anschluß der Pylone sowie der mittleren Hängestange erfolgt zweckmäßig durch Wahl des 2fach statisch unbestimmten Systems als Hauptsystem mit den Momenten \mathbf{X}_c und \mathbf{X}_d in den Fußpunkten der Pylone als weiteren Unbekannten. Die Berechnung wird wieder in der Weise durchgeführt, daß die Summe und Differenz

(6)
$$Y_{c} = \frac{1}{2} (X_{c}^{(4)} + X_{d}^{(4)})$$

$$Y_{d} = \frac{1}{2} (X_{c}^{(4)} - X_{d}^{(4)})$$

als unbekannte Gruppenlasten eingeführt werden, so daß die Belastung $X_c^{(4)} = -1$, $X_d^{(4)} = -1$ bzw. $X_c^{(4)} = -1$, $X_d^{(4)} = +1$ die Gleichgewichtszustände $Y_c = -1$ bzw. $Y_d = -1$ des 2fach statisch unbestimmten Systems darstellen. Die Berechnung läuft damit auf die Einführung von Lastgruppen zur Erzielung von Elastizitätsgleichungen gegenseitiger Unabhängigkeit hinaus, wobei die Abhängigkeit der statisch unbestimmten Einzelwirkungen von den Lastgruppen durch nachstehende Matrix gekennzeichnet ist.

Die in X_a und X_b wirkenden statischen Größen $X_a=-y_{ac'}$ $X_b=-y_{bc}$ des Gleichgewichtszustandes $Y_c=-r$ werden ermittelt aus

(8)
$$y_{ac} = y_{bc} = -\frac{\vartheta_{ca} + \vartheta_{da}}{\vartheta_{aa}}$$

worin der Zähler aus der Kombination der Selbstspannungszustände $X_a = o$, $X_b = o$, $X_c = - I$, $X_d = - I$ (Abb. 2c) einerseits und $Y_a = - I$ (Abb. 2a) andrerseits gewonnen wird. Entsprechend werden die in X_a und X_b wirkenden statischen Größen $X_a = - y_{ad}$, $X_b = - y_{bd}$ des Zustandes $Y_d = - I$ aus

(9)
$$y_{ad} = -y_{bd} = -\frac{\vartheta_{cb} - \vartheta_{db}}{\vartheta_{bb}}$$

ermittelt, worin der Zähler aus den Gleichgewichtszuständen $X_a = o, \ X_b = o, \ X_c = - \, r, \ X_d = + \, r \ (Abb. \, 2 \, e)$ einerseits und $Y_b = - \, r \ (Abb. \, 2 \, b)$ andrerseits zu errechnen ist. Die Einflußlinien für Y_c und Y_d ergeben sich wieder aus den Biegelinien des Versteifungsträgers infolge $Y_c = - \, r \ bzw. \ Y_d = - \, r \ nach Division durch <math display="inline">\delta_{ce}$ bzw. δ_{dd} :

$$Y_{c} = \frac{\delta_{mc}}{\delta_{cc}}$$

$$Y_{d} = \frac{\delta_{md}}{\delta_{dd}}$$

Weiterhin werden berechnet die Einflußlinien für den Horizontalzug H in der Mittelöffnung

(10)
$$H^{(4)} = X_a^{(4)} = X_a^{(2)} + y_{ac} \cdot Y_c + y_{ad} \cdot Y_d$$

für den Horizontalzug H₁ in der Seitenöffnung

(11)
$$H_{1}^{(4)} = X_{a}^{(2)} - H_{1c} \cdot Y_{c} - H_{1d} \cdot Y_{d}$$

für den Unterschied in den Kabelzügen an der mittleren Hängestange

für den Unterschied in den Kabelzügen am Pylonenkopf

für das Moment im Anschluß der Pylone an den Versteifungsträger

$$X_{c}^{(4)} = Y_{c} + Y_{d}$$

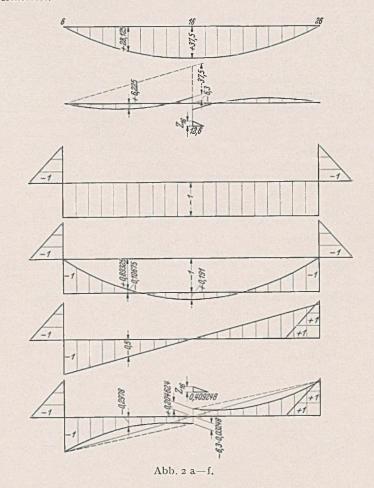
für die Momente in Punkt i (Punkt 16 und 11)

(15)
$$M_i^{(4)} = M_i^{(2)} - M_{ic} \cdot Y_c - M_{id} \cdot Y_d$$

für die Durchbiegung des Versteifungsträgers in i (Punkt 11)

$$\delta_{im}^{(4)} = \delta_{im}^{(2)} - \delta_{mc} \cdot (Y_c)_i - \delta_{md} \cdot (Y_d)_i$$

Zur Beurteilung des Systems (3) ist $Y_b=o$ zu setzen. Die Gruppen Y_a und Y_c bleiben unverändert; in der Gruppe Y_d^* wird $y_{ad}=y_{bd}=o$, so daß nur der Nennerwert δ_{dd}^* und die Einflußlinie für Y_d^* neu zu berechnen sind. Sodann werden auch hier der Reihe nach wieder die zum Vergleich erforderlichen Einflußlinien ermittelt.



Ergebnis der Zahlenrechnung.

Die Gleichgewichtszustände $Y_a=-r$ bis $Y_d=-r$ ergeben die in Abb. 2 a—f dargestellten Momente für die biegungsfesten Glieder der Hängebrücke. Die wichtigsten statischen Werte der einzelnen Zustände sowie die Nennerwerte δ_{aa} bis δ_{dd} sind in nachstehender Tab. I zusammengestellt. Die Matrixkonstanten y_{ac} und y_{ad} ergeben sich zu

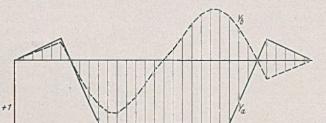
$$y_{ac} = y_{bc} = 0.03176$$
, $y_{ad} = -y_{bd} = 0.03248$

Tabelle I.

NAME OF TAXABLE PARTY.						
Gleichge- wichts- zustand	Statische Werte	Scitenöffnung links	Mittelö links	offnung reclits	Seitenöffnung rechts	Nenner- wert
$Y_a = -1$	Moment Ma	0	+ 1		o + 1	$E J_c \cdot \delta_{aa}$ =241 100
(Abb. 2 a)	Normalkr. Na	+ 1	+ - 1 · :		$-1 \cdot \sec \varphi_1$	=241100
	Kabelkr. S _a	— 1 · sec φ ₁				TO T C
$Y_b = -1$	Moment Mb	0	PROPERTY OF THE PROPERTY OF TH	-y + 2 h x/l	o — 1	$E J_c \cdot \delta_{bb}$ = 24 000
(Abb. 2.b)	Normalkr. N _b	$+ 1$ $-1 \cdot \sec q_1$	+ I	-1 + $1 \cdot \sec \varphi_n$	$+ 1 \cdot \sec \varphi_1$	- 24 000
	Kabelkr, S _b					
$X_c = -1$	Moment Mc	0			-1/h = -0,02283	
$X_d = -1$	Normalkr. N° Kabelkr. S°	-1/h = -0.02283 + 0.02283 · sec φ_1	C		-1/11 = -0.02283 + 0.02283 · sec φ_1	
(Abb. 2 c)					TO SERVICE STREET	72.7. 9
	Moment M _c	0	— I + O,	03176 · у	0	$E J_c \cdot \delta_{cc}$ = 96,9
$Y_c = -1$	Normalkr, N _e	+ 0.03176 - 1/h = $+ 0.00893$	+ 0,0	27.06	+ 0,00893	- 90,9
(Abb. 2 d)	Kabelkr. S _c	$-0.00893 \cdot \sec \varphi_1$	— 0,0317		$-0.00893 \cdot \sec \varphi_1$	
	rabelar. o _e	0,00093 300 41	0,0517	σ 860 γn		
v - 1	Moment Ma	0	— 1 -	- 2 x /l	0	$E J_c \cdot \delta_{dd}^*$
$X_c = -1$ $X_d = +1$	Normalkr. N*	-1/h = -0.02283		2.3/1	+ 1/h = + 0.02283	TO NOT THE REAL PROPERTY.
(Abb. 2 c)	Kabelkr. St	+ 0,02283 · sec 41			- 0,02283 · sec φ ₁	
	Moment Ma	0	-1 + 2 x/1	$-1 + 2 \times 1$	0	$E J_c \cdot \delta_{dd}$
	2.23,1101.0		+ 0.03248 (y - 2 h x/l)			= 114,8
$Y_d = -r$	Normalkr. N _d	+ 0,03248 — 1/h				
(Abb. 2 f)		= + 0,00965	+ 0,03248	— o,o3248	— o,oog65	
	Kabelkr. S _d	$-0,00965 \cdot \sec \varphi_1$	$-0.03248 \cdot \sec \varphi_n$	$+$ 0,03248 · sec φ_{ii}	$+$ 0,00965 · sec φ_1	

Die Einflußlinien für Y_a bis Y_d sind in Abb. 3 aufgetragen, die Ordinatensummen $\Sigma \eta$ in den einzelnen Öffnungen in Tab. II wiedergegeben. Die Abb. 4—10 zeigen die weiter errechneten Ein-

zusammengestellt, worin der Einfluß der fortschreitenden statischen Unbestimmtheit leicht zu verfolgen ist.



Tab. II. Σ_{η} der Einflußlinien für Y_a bis Y_d (Abb. 3).

Punkt	Ya	Y _b	Y_e	Y _d	Y _d * (System 3)
o— 6	— 0,6 <u>9</u> 81	o,5748	+ 14,49	+ 15,696	+ 16,059
6-26	+ 18,5868	+3,3258 $-3,3258$	— 75,36	-58,261 + $58,261$	-66,2475 + $66,2475$
26-32	— o,6981	+ 0,5748	+ 14,49	15,696	— 16,059

Tab. III. $\Sigma\eta$ der Einflußlinien für den Horizontalzug H (Abb. 4) und H_1 (Abb. 5).

Punkt	$H^{(i)} = X_a^{(i)}$	$H^{(2)} = X_a^{(2)}$	$H^{(3)} = X_a^{(3)}$	$H^{(4)} = X_a^{(4)}$	H ₁ (3)	H ₁ (4)
o— 6 6—26 26—32	+ 18,5868	+ 18,5868	+ 16,1933	+ 16,1933	— 0,9921+ 17,9137— 0,1454	+ 17,9137

Abb. 3.

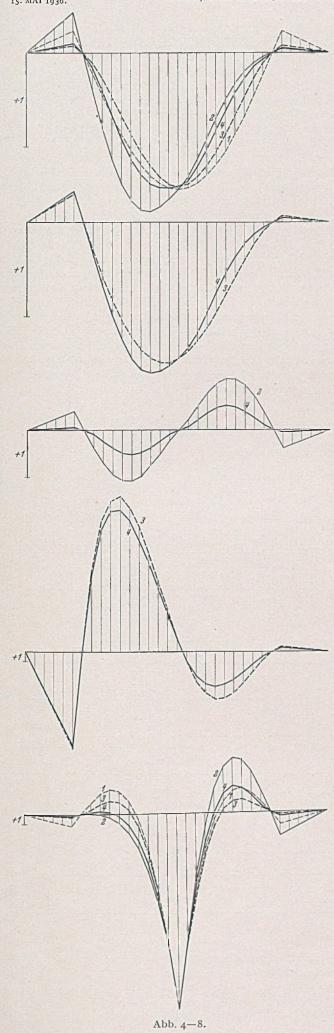
flußlinien für die Horizontalzüge in Mittel- und Seitenöffnung, für die Unterschiede in den Horizontalzügen, für die Momente im Anschluß der Pylonen, in 1/2 und 1/4 und schließlich die Einflußlinien für die Durchbiegung in 1/4. Die zugehörigen Ordinatensummen, die zur Beurteilung völlig ausreichen, sind in den Tab. III bis VIII

Tab. IV. Ση der Einflußlinien für die Unterschiede ΔH (Abb. 6) und ΔH₁ (Abb. 7 mit μ = — 1/1

Uniters	On ters chiede ΔH (Abb. 6) und ΔH_1 (Abb. 7 mit $\mu = -1/1$					
Punkt	⊿H ⁽²⁾	⊿H ⁽⁴⁾	⊿H ₁ ⁽³⁾	AH ₁ ⁽⁴⁾		
o— 6 6—16	— 1,1496	— 0,1296	-0,6974	o,6892		
16-26	+ 6,6515 - 6,6515	+ 2,8657 2,8657	+ 2,3852 0,6648	+ 2,2033 $- 0,4829$		
26-32	+ 1,1496	+ 0,1296	+0.0358	+ 0,0276		

Tab. V. Ση der Einflußlinien für die Einspannungsmomente X_c (Abb. 7).

	O The second sec	
Punkt	$X_{(3)}^c$	X ^c (4)
0— 6 6—26 {	+ 30,549 - 104,478 + 29,118	+ 30,18 - 96,49 + 21,13
26—32	— r,569	— I,20



Tab. VI. $\Sigma\eta$ der Einflußlinien für das Moment in Punkt 16 (Abb. 8).

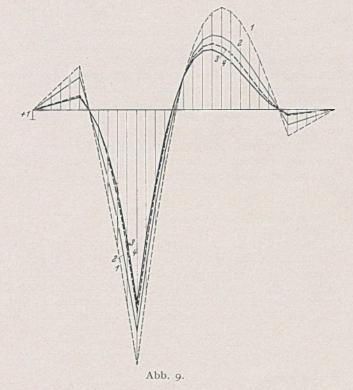
Punkt	M ₁₆ ⁽¹⁾	$M_{16}^{(2)}$	M ₁₆ ⁽³⁾	M ₁₆ ⁽⁴⁾
o— 6 6—26	+ 3,678 - 9,693 + 72,384	+ 0,057 - 0,005 + 78,238	+ 0,910 - 4,545 + 76,484	+ 0,50 - 0,6051 + 78,1093
26—32	-9,693 + 3,678	-25.234 + 7.299	- 4,545 + 10,910	-10,1124 + 1,32

Tab. VII. $\Sigma\eta$ der Einflußlinien für das Moment in Punkt 11 (Abb. 9).

Punkt	M ₁₁ ⁽¹⁾	$M_{II}^{(2)}$	$M_{II}^{(3)}$	$M_{11}^{(4)}$
o— 6 6—26 { 26—32	$ \begin{array}{r} - 14,115 \\ + 115,437 \\ - 75,592 \\ + 8,385 \end{array} $	- 10,536 + 94,733 - 54,888 + 4,866	- 4,536 + 79,001 - 47,203 + 1,902	- 4,3149 + 74,2006 - 42,4003 + 1,6785

Tab. VIII. $\Sigma \eta$ der Einflußlinien für die Durchbiegung in Punkt 11 (Abb. 10).

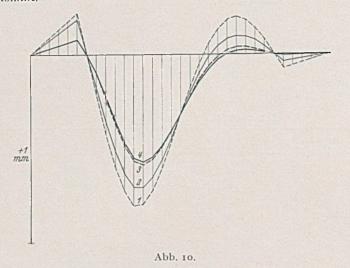
	$\delta_{11}^{(1)}$	$\delta_{11}^{(2)}$	$\delta_{11}^{(3)}$	δ ₁₁ (4)
o— 6 6—26 {	-0,219 + 5,916 - 0,967	0,185 + 5,393 0,444	0,080 + 4,553 0,131	0,079 + 4,491 0,069
26-32	+ 0,076	+ 0,042	+ 0,004	+ 0,003



Die wichtigsten Ergebnisse sind kurz zusammengefaßt folgende:

- 1. Der Horizontalzug bzw. die Kabelkraft wird bei biegungsfestem Anschluß der Pylone etwas kleiner als bei gelenkigem Anschluß.
- 2. Der Unterschied in den Horizontalzügen in System (4) beträgt bei ungünstigster Belastung an der mittleren Hängestange rd. 18%, am Pylonenkopf rd. 14% des größten Horizontalzuges H aus Verkehrslast.
- 3. Das Moment im Anschluß der Pylone an die Versteifungsträger ist zwar wie zu erwarten verhältnismäßig groß, erreicht jedoch bei System (3) nur etwa 85% und bei (4) nur etwa 80% des maximalen Momentes im Viertelpunkt des rfach statisch un-

bestimmten Systems. Tatsächlich wird das Moment noch etwas kleiner, da mit der eintretenden Verschiebung des Pylonenkopfes durch die Pylonenkraft ein entlastendes Moment zur Auswirkung kommt.



4. Das größte positive Moment im Viertelpunkt ermäßigt sich in System (4) gegenüber (1) auf etwa 60%, das größte negative auf rund die Hälfte. Das Moment in Balkenmitte (Punkt 16) unmittel-

bar neben der mittleren Hängestange ist dagegen nur geringen Schwankungen unterworfen. Die größten Momente in 1/4 und 1/2 haben ungefähr gleiche Größe.

- 5. Auf die Durchbiegung in Balkenmitte hat der biegungsfeste Anschluß der mittleren Hängestange keinen, der biegungsfeste Anschluß der Pylonen nur unbedeutenden Einfluß. Die Durchbiegung im Viertelpunkt beträgt bei System (2) etwa 90% und bei den Systemen (3) und (4) nur noch rd. 75% der Durchbiegung des Systems (1) bei gelenkigem Anschluß.
- 6. Gleichmäßige Temperaturänderungen sind bei allen Trägerarten ohne Einfluß, sofern die Lager in gleicher Höhe liegen.

Wenn auch zweifellos durch die biegungssteife Ausbildung der Pylone hier ein Mehraufwand an Material erforderlich wird, ist doch die bedeutende Ermäßigung der Momente und die wesentlich gleichmäßigere Baustoffverteilung im Versteifungsträger so beachtlich, daß insgesamt wohl mit einem geringeren Materialaufwand gerechnet werden kann, zumal sich das geringere Gewicht des Versteifungsträgers wieder auf den Kabelzug und -querschnitt auswirkt. Konstruktiv dürften die biegungsfesten Anschlüsse, ob man sie nun rahmenartig ausbildet oder ästhetisch befriedigender durch Einspannung erwirkt, keine Schwierigkeiten machen, so daß bei geringerem oder höchstens gleichem Aufwand an Material durch biegungsfesten Anschluß der Pylone und der mittleren Hängestange eine der üblichen Bauart gegenüber wesentlich steifere Konstruktion erzielt wird, die im gegebenen Fall wohl verdient, in Erwägung gezogen zu werden.

UMSCHNÜRTE SÄULEN FÜR MITTIGEN DRUCK.

Von Jürgen Staack, Pauingenieur in Hamburg.

Nach den §§ 27 und 29 der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von 1932 kann die Bemessung umschnürter Säulen in mannigfacher Weise erfolgen. Zur Erleichterung dieser Bemessung sollen im folgenden für die häufigsten Fälle der Praxis einige Zahlentafeln gegeben werden.

Nach Gl. (13) des § 27 muß sein: $F_{is} \le 2 F_i$.

In den folgenden Ausführungen sei:

$$F_{is} = F_k + b \; F_e + b_i \; F_s \text{,} \quad F_i = F_k + b \; F_\varepsilon \text{,} \label{eq:fisher}$$

D = Durchmesser des Kernquerschnitts F_k in cm,

f = Querschnitt der Spirale (Querbewehrung) in cm²,

s = Ganghöhe der Spirale in cm,

$$c_o = \frac{f}{s}$$
 in cm und $F_s = \pi D c_o$ in cm²,

v = Prozente der Längsbewehrung Fe,

 $m = Verhältnis F_i: b_1 F_s$

P = Druckkraft (Säulenlast) in t.

Für die Benutzung der Gl. (15) des § 27 ist b = 15 und b₁ = 45 und für die Gl. (17) des § 27 sind für Handelseisen und für hochwertigen Stahl St 52 sowie für $\rm K_b = 165$ bis 210 kg/cm² die Werte b und b₁ der folgenden Zahlentafel IV zu entnehmen.

Nachstehende kurze Berechnung erklärt die Entstehung der in den Zahlentaseln I bis III angegebenen Werte.

Es ist:
$$\frac{1000 \text{ P}}{\sigma_b} = F_{is}, \text{ d. h. } \frac{1000 \text{ P}}{\sigma_b} = F_i + b_1 F_s.$$

$$F \ddot{\text{ur}} F_{is} < 2 F_i \text{ sei } F_i = m b_1 F_s \text{ also } \frac{1000 \text{ P}}{\sigma_b} = b_1 F_s \text{ (I + m)}.$$

$$F \ddot{\text{ur}} F_{is} = 2 F_i \text{ ist } b_1 F_s = F_i, \text{ also } m = \text{I und}$$

$$\frac{1000 \text{ P}}{\sigma_b} = 2 F_i = 2 b_1 F_s.$$

$$M \text{it } F_i = m b_1 F_s \text{ ist } F_k + b F_c = m b_1 F_s, \text{ d. i.}$$

$$\frac{D^2 \pi}{4} + \frac{b D^2 \pi v}{400} = m b_1 D \pi c_0; \quad D^2 \pi \left(\frac{100 + b v}{400}\right) = m b_1 D \pi c_0.$$

Bezeichnet man den Klammerwert mit a_1 , so ist $c_0 = \frac{D \cdot a_1}{m b_1}$. Hiermit ergibt sich:

$$\frac{\text{1000 P}}{\sigma_{_{\! \! b}}} = D^2 \, \pi \, a_1 + \frac{D^2 \, \pi \, a_1}{m} = 2 \, D^2 \, \pi \, a_1 \left(\frac{\text{I} + m}{2 \, m} \right);$$

$$\begin{split} D^2 &= \frac{500}{\sigma_b \, \pi \, a_1} \cdot \frac{2 \, m}{1 + m} \cdot P, \quad d. \ i. \ D^2 &= \frac{200000}{\sigma_b \, \pi \, (100 + b \, v)} \cdot \frac{2 \, m}{1 + m} \cdot P \\ oder \qquad D^2 &= a^2 \, m_1^2 \, P \quad und \quad D &= a \, m_1 \, \sqrt{P} \, . \end{split}$$

Für m=1 ist $m_1^2=m_1=1$, also $D=a\sqrt{P}$.

Nach vorstehendem ist:

$$a = \sqrt{\frac{200000}{\sigma_b \pi (100 + bv)}}$$

$$m_1 = \sqrt{\frac{2 m}{1 + m}}$$

$$c = \frac{100 a_1}{b_1} = \frac{100 + bv}{4 b_1}$$

Für den Gebrauch der Zahlentafeln I und II ist für

Fur den Gebrauch der Zani	entaiem i und ii ist iur
$F_{is} = 2 F_i $ $(m = 1)$	$F_{is} < 2 F_{i} $ $(m > 1)$
D = a \sqrt{P}	$D=m_1 a \sqrt{P}$
$F_k = \frac{\pi}{4} \cdot D^2$	$F_k = \frac{\pi}{4} \cdot D^2$
$F_{e} = \frac{F_{k}}{\text{100}} \cdot v$	$F_e = \frac{F_k}{100} \cdot v$
$F_s = v_1 F_e = \frac{4 c}{v} F_e = \frac{\pi D f}{s}$ $= \frac{F_k c}{25}$	$F_s = \frac{v_1}{m} F_e = \frac{4 c}{v m} F_e = \frac{\pi D f}{s}$ $= \frac{F_k c}{25 m}$
$s = \frac{\text{roo f}}{\text{c D}} = \frac{\pi D f}{F_s}$	$s = \frac{\text{roo f m}}{\text{c D}} = \frac{\pi D f}{F_s}$
$f = \frac{s c D}{100}$	$f = \frac{s c D}{roo}$

Bezeichnet man mit u die Stärke der äußeren Betonumhüllung für die Spirale, so ist für

die Kreisform: $F_b = \frac{\pi}{4} (D + 2 u)^2$ und für das Achteck: $F_b = 0.828 (D + 2 u)^2$.

Zahlentafel I.						
			$\sigma_{\rm b}=50$	$\sigma_{\rm b} = 45$	$\sigma_{\rm b} = 35$	
v	v_1	С	a	a	а	v
0,8	3,11	0,622	3,371	3,554	4,030	0,8
0,9	2,81	0,631	3,350	3,531	4,003	0,0
1,0	2,56	0,639	3,327	3,508	3,977	1,0
1,1	2,35	0,647	3,306	3,485	3,952	1,1
1,2	2,19	0,656	3,285	3,463	3,930	1,2
1,3	2,04	0,664	3,264	3,441	3,901	1,3
1,4	1,92	0,672	3,244	3,419	3,877	I,4
1,5	1,82	0,681	3,224	3,399	3,853	1,5
1,6	1,72	0,689	3,205	3,378	3,830	1,6
1,7	1,64	0,697	3,186	3,357	3,807	1,7
1,8	1,57	0,706	3,166	3,338	3,784	1,8
1,9	1,50	0,714	3,148	3,317	3,763	1,9
2,0	1,44	0,722	3,130	3,299	3,740	2,0
2,2	1,34	0,739	3,094	3,261	3,697	2,2
2,4	1,26	0,756	3,060	3,225	3,666	2,4
2,6	1,19	0,772	3,027	3,191	3,617	2,6
2,8	1,13	0,789	2,994	3,156	3,579	2,8
3,0	1,07	0,806	2,963	3,124	3,542	3,0
3,5	0,97	0,847	2,889	3,044	31344	3,0
4,0	0,89	0,880	2,821	2,974		
4,5	0,83	0,931	2,757	2,906		
5,0	0,78	0,972	2,698	2,843		
5,5	0,74	1,014	2,642	2,784		
6,0	0,70	1,056	2,589	2,729		
6,5	0,68	1,079	2,541	2,677		
7,0	0,65	1,139	2,492	2,627		
7,5	0,63	1,181	2,492	2,580		
113	0,03	1,101	2,440	2,500		

2,406

2,536

1,222

Für die Bedingung des § 27: $F_e \geq \frac{1}{3} F_s$ oder $F_s \leq 3 F_e$ ist: $\frac{F_k}{100} \cdot v \geq \frac{c F_k}{3 \cdot 25} \quad \text{und} \quad v \leq \frac{4}{3} c, \quad \text{d. i.} \quad v \leq \frac{5}{6} \quad \text{d. i.} \quad v = \text{o.833, oder}$ $\frac{F_k}{100} \cdot v = \frac{c F_k}{3 \cdot 25 \text{ m}} \quad \text{und} \quad m = \frac{4 c}{3 v}. \quad \text{Für } v = \frac{5}{6} \quad \text{ist } c = \text{o.625, } m = \text{i.}$ und $a = 4.02, \ 3.55 \quad \text{und} \quad 3.36 \quad \text{für} \quad \sigma_b = 35 \quad \text{bzw. } 45 \quad \text{und} \quad 50 \quad \text{kg/cm}^2.$ Für $v = \text{o.8} \quad \text{ist } m = 1.037 \quad \text{und} \quad m_1 = 1.018.$

Zur Einführung in den Gebrauch der Zahlentaseln solgen einige Beispiele.

Beispiel 1.

P = 184,6 t; Längsbewehrung $F_e = 1,3\%$;

 $\sigma_{\rm b}=35~{\rm kg/cm^2}$; $F_{\rm is}=2~F_{\rm i}$, also m = 1.

Lösung:

$$D = a \sqrt[4]{P}$$
, $D = 3.901 \sqrt{184.6} = 53 \text{ cm}$

$$F_{K} = \frac{\pi}{4} \cdot 53^{2} \cdot \dots = 2206 \text{ cm}^{2}$$

$$15 \cdot F_{e} = 15 \cdot 1,3 \cdot 22,06 = 15 \cdot 28,68 \cdot \dots = 430 \cdot$$

$$45 \cdot F_s = 45 \cdot v_1 F_e = 45 \cdot 2,04 \cdot 28,68 = 45 \cdot 58,51 \cdot . = 2633 ...$$

$$F_{is} = 5269 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\rm b} = \frac{184\ 600}{5269} = 35\ {\rm kg/cm^2}.$$

Zahlentafel IV.

Кь	Hand	elseisen	Stahl St 52	
IVD	b	b ₁	b	b_1
165	14,545	50,000	21,818	68,182
180	13,333	45,833	20,000	62,500
195	12,308	42,308	18,462	57,692
210	11,429	39,286	17,143	53.571

Zahlentafel II a. Bewehrung mit Handelseisen.

Auch für D < 40 cm							Nur für D > 40 cm							
v	Kb	= 165 kg	/cm²	$ m K_b = 180~kg/cm^2$			$K_b = 195 \text{ kg/cm}^2$			$K_b = 210 \text{ kg/cm}^2$				
	a	v ₁	С	a	v_1	С	a	v_{I}	С	a	v_1	С	v	
0,8	3,22	2,790	0,558	3,10	3,020	0,604	2,99	3,245	0,649	2,89	3,475	0,695	0,8	
1,0	3,18	2,290	0,573	3,06	2,472	0,618	2,95	2,656	0,664	2,86	2,836	0,709	1,0	
1,5	3,08	1,624	c,609	2,97	1,747	0,655	2,88	1,867	0,700	2,79	1,987	0,745	1,5	
2,0	2,99	1,290	0,645	2,89	1,382	0,691	2,83	1,472	0,736	2,72	1,564	0,782	2,0	
2,5	2,91	1,091	0,682	2,82	1,163	0,727	2,74	1,237	0,773	2,66	1,309	0,818	2,5	
3,0	2,84	0,957	0,718	2,75	1,019	0,764	2,68	1,079	0,809	2,60	1,140	0,855	3,0	
4,0	2,71	0,791	0,791	2,63	0,836	0,836	2,56	0,882	0,882	2,50	0,927	0,927	4,0	
5,0	2,59	0,691	0,864	2,52	0,727	0,909	2,46	0,763	0,954	2,41	0,800	1,000	5,0	
6,0	2,49	0,624	0,936	2,43	0,655	0,982	2,37	0,685	1,027	2,32	0,715	1,073	6,0	
7,0	2,39	0,577	1,009	2,34	0,602	1,054	2,29	0,629	1,100	2,25	0,654	1,145	7,0	
8,0	2,31	0,541	1,082	2,27	0,564	1,127	2,22	0,587	1,173	2,18	0,609	1,218	8,0	

Zahlentafel III.

m	m ₁					
TOF	1.010					
1,05	1,012					
1,10	1,023					
1,15	1,034					
1,20	1,044					
1,25	1,054					
1,30	1,063					
1,35	1,071					
1,40	1,080					
1,45	1,087					
1,50	1,095					
1,55	1,103					
1,60	1,110					
1,65	1,116					
1,70	1,122					
1,75	1,128					
1,80	1,134					
1,85	1,139					
1,90	1,145					
1,95	1,150					

2,00 1,155

Zahlentafel II b. Bewehrung mit hochwertigem Stahl St 52.

Auch für D< 40 cm							Nur für D > 40 cm							
v	$K_b = 165 \text{ kg/cm}^2$			$K_b = 180 \text{ kg/cm}^2$			$K_b = 195 \text{ kg/cm}^2$			$K_b = 210 \text{ kg/cm}^2$				
	a	v ₁	С	a	v_1	С	a	v ₁	С	a	v ₁	С	v	
	STATE OF THE PARTY.		No Paris			0.6.	0.00	2.0=	0.107	28.	26	0.507	- 0	
0,8	3,14	2,155	0,431	3,03	2,320	0,464	2,92	2,485	0,497	2,84	2,655	0,531	0,8	
1,0	3,08	1,788	0,447	2,97	1,920	0,480	2,88	2,052	0,513	2,79	2,188	0,547	1,0	
1,5	2,95	1,299	0,487	2,86	1,387	0,520	2,77	1,475	0,553	2,69	1,565	0,587	1,5	
2,0	2,84	1,054	0,527	2,75	1,120	0,560	2,68	1,186	0,593	2,60	1,254	0,627	2,0	
2,5	2,74	0,907	0,567	2,66	0,960	0,600	2,59	1,013	0,633	2,52	1,067	0,667	2,5	
3,0	2,65	0,809	0,607	2,58	0,853	0,640	2,51	0,897	0,673	2,45	0,943	0,707	3,0	
4,0	2,49	0,687	0,687	2,43	0,720	0,720	2,37	0,753	0,753	2,32	0,787	0,787	4,0	
5,0	2,35	0,614	0,767	2,30	0,640	0,800	2,26	0,666	0,833	2,21	0,694	0,867	5,0	
6,0	2,24	0,565	0,847	2,20	0,587	0,880	2,16	0,609	0,913	2,12	0,631	0,947	6,0	
7,0	2,14	0,530	0,927	2,10	0,549	0,960	2,07	0,567	0,993	2,03	0,587	1,027	7,0	
8,0	2,05	0,504	1,007	2,02	0,520	1,040	1,99	0,537	1,073	1,96	0,554	1,107	8,0	

Für eine Spirale von Ø 16 mm mit f = 2,01 cm2 ist die Ganghöhe

$$s = \frac{100 \text{ f}}{\text{c D}} = \frac{201}{0,664 \cdot 53} = 5,71 \sim 5,7 \text{ cm}$$

$$\left(F_s = \frac{\pi D \text{ f}}{s} = \frac{3,14 \cdot 53 \cdot 2,01}{5,71} = 58,51 \text{ cm}^2, \text{ wie oben}\right).$$

Für ein Achteck ist $F_b = 0.828 (53 + 5)^2 = 2785 \text{ cm}^2$ d. i. = $1,26 \, \mathrm{F_k}$.

Beispiel 2.

P = 335,5 t; Längsbewehrung = 1,5% Handelseisen; $\sigma_{\rm b} = 45 \text{ kg/cm}^2$; $F_{\rm is} < 2 F_{\rm i}$, m = 1,2; Achteck.

Lösung:

$$\begin{split} D = m_1 \, a \, \sqrt[4]{P} &= 1,044 \cdot 3,399 \, \sqrt[4]{335,5} = 65 \, \mathrm{cm}. \\ F_k &= \frac{\pi}{4} \cdot 65^2 \, \dots \, \dots \, \dots \, = 3318 \, \mathrm{cm}^2 \\ 15 \cdot F_e &= 15 \cdot 1,5 \cdot 33,18 = 15 \cdot 49,77 \, \dots \, \dots \, = 747 \, \dots \\ \hline F_i &= 4065 \, \mathrm{cm}^2 \end{split}$$

$$45 \cdot F_{s} = 45 \cdot \frac{v_{1}}{m} \cdot F_{.} = 45 \cdot \frac{1,82}{1,2} \cdot 49,77 = 45 \cdot 75,48 = 3387 ,$$

$$(3387 \cdot 1,2 = 4065 \text{ cm}^{2}) \qquad F_{is} = 7452 \text{ cm}^{2}$$

$$\sigma_{b} = \frac{335}{7452} = 45 \text{ kg/cm}^{2}.$$

Für eine Spirale von Ø 16 mm mit f = 2,01 cm2 ist die Ganghöhe

$$s = \frac{100 \text{ f m}}{\text{c D}} = \frac{201 \cdot 1,2}{0,681 \cdot 65} = 5,45 \text{ cm}$$

$$\left(F_s = \pi D \cdot \frac{f}{s} = 3,14 \cdot 65 \cdot \frac{2,01}{5,45} = 75,4 \text{ cm}^2, \text{ wie oben}\right)$$

Für das Achteck ist $F_b = 0.828 (65 + 5)^2 = 4057 \text{ cm}^2$, d. $i_* = 1,22 F_k$

Beispiel 3.

P = 571.7 t; Bewehrung mit Handelseisen, v = 3%; $K_b = 180 \text{ kg/cm}^2$; $F_i = 1.5 b_1 F_s$, d. i. m = 1.5; Achteck.

Lösung:

$$D = m_1 \text{ a } \sqrt{P} = 1.095 \cdot 2.75 \sqrt{571.7} = 72 \text{ cm}$$

$$F_k = \frac{\pi}{4} \cdot 72^2 \quad \dots \quad \dots = 4072 \text{ cm}^2 \qquad (F_s = \frac{\pi D \text{ f}}{s} = \frac{3.14 \cdot 75 \cdot 3.14}{7.5} \approx 98.96 \text{ cm}^2, \text{ wie oben.})$$

$$b \cdot F_s = 13.33 \cdot 3 \cdot 40.72 = 13.33 \cdot 122.16 \qquad \dots = 1628 \quad \text{.}$$

$$F_i = 5700 \text{ cm}^2 \qquad = 1.23 \text{ F}_k.$$

$$Figure das \text{ Achteck ist } F_b = 0.828 (75 + 6)^2 = 5433 \text{ cm}^2, \text{ d. i.}$$

$$\begin{split} b_1 \cdot F_s &= b_1 \cdot \frac{v_1}{m} \cdot F_e = 45,83 \cdot \frac{1,019}{1,5} \cdot 122,16 \\ &= 45,83 \cdot 82,98 \quad . \quad = 3800 \quad ,, \\ &(3800 \cdot 1,5 = 5700 \text{ cm}^2) \qquad \qquad F_{is} = 9500 \text{ cm}^2 \\ &\frac{K_b}{3} = \sigma_b = \frac{571 \ 700}{9500} = 60 \text{ kg/cm}^2 \end{split}$$

Für eine Spirale von Ø 18 mm mit f = 2,54 cm2 ist die Ganghöhe

$$s = \frac{\text{100 f m}}{\text{c D}} = \frac{254 \cdot \text{1,5}}{\text{0,764} \cdot \text{72}} \approx 6.9 \text{ cm}$$

$$(F_s = \frac{\pi D f}{s} = 3.14 \cdot 72 \cdot \frac{2.54}{6.9} = 82.98 \text{ cm}^2$$
, wie oben.)

Für das Achteck ist $F_b = 0.828 (72 + 6)^2 = 5038 \text{ cm}^2$, d. i. $= 1,237 F_k$

Beispiel 4.

P = 744 t; Bewehrung mit St 52, v = 2%; $\rm K_b=180~kg/cm^2;~F_{is}=2~F_i;~Achteck.$

$$D = a \sqrt[4]{P} = 2.75 \sqrt[4]{744} = 75 \text{ cm}$$

$$F_k = \frac{\pi}{4} \cdot 75^2 \qquad . \qquad . \qquad . \qquad . \qquad . \qquad = 4418 \text{ cm}^2$$

$$b \cdot F_e = 20 \cdot 2 \cdot 44{,}18 = 20 \cdot 88{,}36$$
 = 1767 ,. $F_{is} = 6185 \text{ cm}^2$

$$\begin{array}{c} b_{1} \cdot F_{s} = b_{1} \cdot v_{1} \cdot F_{e} = 62,5 \cdot 1,12 \cdot 88,36 \\ = 62,5 \cdot 98,96 \cdot \dots \cdot \dots \cdot \dots \cdot \dots \cdot \dots = 6185 \cdot , \\ \hline F_{i} = 12370 \text{ cm}^{2} \end{array}$$

$$\frac{K_b}{3} = \sigma_b = \frac{744000}{12370} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

Für eine Spirale von Ø 20 mm mit f = 3,14 cm2 ist die Ganghöhe

$$s = \frac{100 \text{ f}}{\text{c D}} = \frac{314}{0,56 \cdot 75} \approx 7.5 \text{ cm}$$

$$(F_s = \frac{\pi D f}{s} = \frac{3.14 \cdot 75 \cdot 3.14}{7.5} \approx 98.96 \text{ cm}^2$$
, wie oben.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Bestimmung der Bodenpressung auf Ton.

Durch Auswertung von Versuchsergebnissen entwickelte Raven or folgende empirische Formel für die Setzung infolge Bodenverdich-

(1)
$$C = \left(\frac{P}{m} + I\right)^{6}.$$

Hierin ist:

C = Setzung in engl. Zoll (inches),

1 = elastische Setzung in engl. Zoll,

P = Größe der Pressung in engl. Pfund je Quadratfuß (lb./sq.ft.), m = ein Koeffizient, entsprechend ausgedrückt in Last/Zoll-Ein-

Abb. 1 zeigt für einen bestimmten Fall die Kurve für die Setzung C in Abhängigkeit von der herrschenden Pressung P. Trägt man statt C

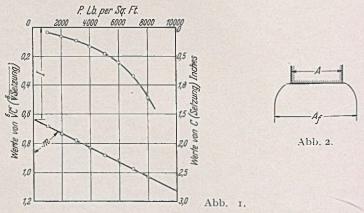
den Wert /C auf, so ergibt sich die ebenfalls dargestellte Gerade. Verlängert man diese, so schneidet sie auf der Achse für P = o den Wert I, die elastische Setzung, ab. Hiernach ist I für den ganzen Lastbereich konstant. Der Wert m ergibt sich aus Gl. (1) zu

$$m = \frac{P}{\sqrt[6]{C} - I},$$

d. i. die Neigung der Geraden, welche durch Einführen der VC erhalten wurde. Man erkennt, daß m der Bettungsziffer entspricht (Dimension:

Pressung/Länge³). Auch m ist nach dem dargestellten Versuchsergebnis für die verschiedenen Laststufen konstant.

Infolge der Druckverteilung unter Fundamentsohle gehört zu jeder Fundamentfläche A eine größere "wirksame" Tragfläche $A_{\rm f}$ (Abb. 2).



Das Verhältnis $rac{A_{\mathrm{f}}}{A}$ ist also größer als 1, es geht nach 1 für $\mathrm{A}=\infty$. Für die Druckverteilung in weichem Ton stellt Abb. 3 die Beziehung zwischen

 $rac{L}{A}$ und $rac{A_f}{A}$ dar. Hierin ist L die Umfanglänge der Fundamentsohle. Für den Fall gleicher Setzung wird der Ausdruck $P = \frac{W}{A}$ ersetzt durch

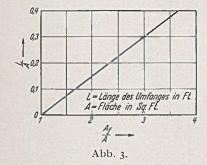
(2)
$$p = \frac{W}{\Lambda_f} = (Last/wirksame Fläche).$$

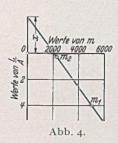
Der Einheitsdruck p auf der wirksamen Fläche ist dann für eine bestimmte Größe oder Form der Fläche konstant, die erforderliche Pressung P auf der Fundamentsläche hängt aber von der Fläche selbst ab. Für $A=\infty$ wird P=p.

Af wird, wie folgt, empirisch, abgeleitet: Aus Versuchen ergab sich die Darstellung der Abb. 4. Hiernach ist $m = \left(\frac{L}{A} + x\right) \frac{m_0}{x}$. Dieser Wert in Gl. (1) eingesetzt:

(3)
$$P = (\sqrt[6]{C} - I) \left(\frac{L}{A} + x\right) \frac{m_0}{x}.$$

(4)
$$W = (\sqrt[6]{C} - I) (L + xA) \frac{m_0}{x}$$





Für die angenommene konstante Setzung sind die Werte ($\sqrt[]{C}-I$) und mo konstant; ihr Produkt wird gleich k gesetzt:

$$W = kxA + kL$$
, worin $kx = p$ oder $k = \frac{p}{x}$ ist.

$$W = kxA + kL, \text{ worin } kx = p \text{ oder } k = \frac{p}{x} \text{ ist.}$$

$$p = \frac{W}{\left(A + \frac{L}{x}\right)} = \frac{W}{A_f}.$$

Es wird also die wirksame Tragfläche durch die Fundamentfläche und die Länge ihres Umfanges ausgedrückt.

Der Wert x ist wahrscheinlich eine Funktion des Scherwiderstandes.

Es werden z. B. für $\frac{1}{x}$ folgende Werte genannt:

steifer, kohäsiver Ton . . .
$$\frac{1}{x} =$$
 etwa 0,9, mittlerer Ton = ,, 0,67, weicher, hoch kolloidaler Ton = ,, 0,35.

x läßt sich bestimmen aus einem Vergleich zwischen Versuch auf kleiner Fläche und bekannter Bauwerkssetzung: Aus Gl. (5) ist für denselben Setzungsbetrag:

Bauwerk:
$$p = \frac{W_2}{\Lambda_2 + \frac{L_2}{x}}$$
; Versuchsfläche: $p = \frac{W_1}{A_1 + \frac{L_1}{x}}$ gleichgesetzt: $x = \frac{W_2L_1 - W_1L_2}{W_1\Lambda_2 - W_2\Lambda_1}$.

Ohne gleiche Setzung vorauszusetzen, geht die Entwicklung, wie t:

gleichgesetzt:
$$\mathbf{x} = \frac{\mathbf{W_2L_1} - \mathbf{W_1L_2}}{\mathbf{W_1A_2} - \mathbf{W_2A_1}}$$

folgt:

$$\begin{aligned} \text{Bauwerk: } & \text{ $\mathbf{m}_2 = \frac{P_2}{\epsilon}$:} \\ & \sqrt[l]{C_2} - I \end{aligned} \end{aligned} \text{Versuchsfläche: } & \text{ $\mathbf{m}_1 = \frac{P_1}{\epsilon}$:} \\ & \sqrt[l]{C_1} - I \end{aligned}$$
 Die $\frac{L}{A}$ -Werte sind bekannt, die m-Werte in Abb. 4 eingesetzt lassen

 m_0 ist für jede Bodenart konstant. Z.B. ist bei weichem Ton m_0 klein und x groß; umgekehrt bei steifem Ton.

Ein Beispiel: Weicher Ton, x = 2,8, Versuchssläche mit 1 ft Durchmesser, A = 0,7854 sq. ft. und L = 3,1416 ft.

Es ergab sich für eine bestimmte Setzung die Last W = 2,040 lb.

Dann ist:
$$p = \frac{2,040}{0.7854 + \frac{3.1416}{2.8}} = 1,070 \text{ lb./sq.ft.}$$
 als Druck auf der wirksamen Tragfläche und

samen Tragfläche und

$$P = \frac{2,040}{0,7854} = 2,600 \text{ lb./sq.ft.}$$

als Druck auf der Versuchsfläche.

Für ein Bauwerksfundament mit 792 sq. ft. Fläche und 288 ft. Umfang wird W gefunden durch Einsetzen des Wertes p = 1,070 [wirksame

$$W = 1,070 \left(792 + \frac{288}{2,8} \right) = 957,456 \text{ lb.}$$

Hieraus die zur oben angenommenen Setzung gehörige "zulässige" Bodenpressung in der Fundamentsohle:

$$P = \frac{W}{A} = \frac{957,456}{792} = 1,207 \text{ lb./sq. ft}$$

 $P=\frac{W}{A}=\frac{957,456}{792}=\text{1,207 lb./sq.ft.}$ also etwa halb so groß, wie für die kleine Versuchsfläche. Bei gleicher Setzung ist für verschiedene Fundamente des Bau-

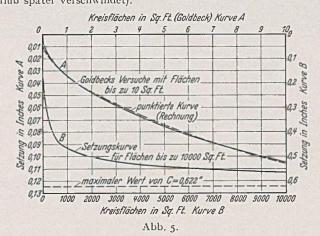
(6)
$$\frac{P_2}{P_1} = \frac{x + \left(\frac{L}{A}\right)_2}{x + \left(\frac{L}{A}\right)_1}.$$

Aus Sicherheitsgründen wird x zweckmäßig hoch angenommen. Nach Versuchen in weichem, gleichförmigen Ton nimmt m geradlinig

Bei Pfahlgründungen gibt die entwickelte Methode nur den Spitzenwiderstand. Die Mantelreibung ist nicht darin enthalten. Der Rammwiderstand läßt keine genauen Schlüsse über die Tragfähigkeit der Pfähle in verschiedenen Bodenarten zu. (Verschiedene Festigkeitseigenschaften, zeitlicher Spannungsausgleich.) Der bleibende Widerstand des Pfahles rührt aus der Verdichtung des Bodens nach endgültiger Setzung her.

Die beschriebene Methode behandelt dann die Pfahlgründung wie eine Flachgründung. Die Fläche des einzelnen Pfahles wird als Fundamentfläche angesehen.

Die Belastungsversuche auf Ton im Bohrloch wurden mit einem Druckstempel durchgeführt. Die Beziehung Pressung/Setzung für Bauwerk oder Versuch folgt natürlich nicht immer genau der Rechnungskurve (Grund: seitliches Verdrängen und Aufwölben des Bodens, deren Einfluß später verschwindet).



Es wird angegeben, daß alle hier aufgestellten empirischen Beziehungen durch Vergleich mit unabhängig voneinander gemachten Beobachtungen bestätigt seien. Eine Versuchsserie von Goldbeck wird in Abb. 5 unter Vergleich mit der Rechnungskurve gezeigt. Die Übereinstimmung zwischen Beobachtung und empirischer Rechnungskurve ist befriedigend.

Die Untersuchungen ergaben, daß die Tragfähigkeit sich bei großen Flächen wie die Fläche selbst ändert; bei kleinen kreisförmigen Flächen ändert sie sich ungefähr wie die Durchmesser. (Nach Engineering 140 [1935] S. 642 u. 655.) Dr.-Ing. H. Petermann, Hannover.

Die Chambon-Talsperre.

Im zweiten Januarheft des "Bauingenieur" erschien bereits ein Bericht über die Chambon-Talsperre in Frankreich, in welchem hauptsächlich die Einrichtung der Baustelle, die durch die geologischen Verhältnisse bedingten schwierigen Aushubarbeiten und die Zusammensetzung, Aufbereitung und Verarbeitung der in die Sperre eingebauten rd. 300 000 m³ Beton beschrieben waren. Inzwischen wurden aus neueren französischen Veröffentlichungen in La Technique des Travaux 11 (1935) S. 653 und Le Genie Civil 58,1 (1936) S. 1 weitere Einzelheiten bekannt, die wissenswert genug sind, um im nachstehenden kurz behandelt zu werden.

Zweck der im Tal der Romanche an der Straße Grenoble-Briançon gelegenen und im Sommer 1935 in Betrieb genommenen Talsperre (Abb.1) ist die Regulierung des stark schwankenden Wasserabflusses der Romanche im Interesse einer gleichmäßigeren und erhöhten Kraftgewinnung für die zahlreichen, unterhalb liegenden Industriewerke, weiterhin der Hochwasserschutz der unterhalb liegenden Gebietsteile und schließlich auch noch die Aufspeicherung der beträchtlichen, von der Hochwasser führenden Romanche mitgebrachten Geschiebemengen. Der 54 Millionen m3 fassende Stauraum kann theoretisch diese Geschiebe für etwa 500 Jahre aufnehmen. Die zahlreichen Unterlieger (Abb. 2), in deren Kraftwerken rd. 100 000 PS installiert sind, können zufolge des durch die Chambon-Sperre regulierten Wasserabflusses eine zusätzliche Jahresenergiemenge von 110 Millionen kWh gewinnen. So ist es verständlich, daß die Hauptvertreter des Baues der ganzen Anlage einige Industrielle waren, die es erreichten, daß mit Beteiligung mehrerer Gruppen von Unterliegern einerseits und des französischen Staats andererseits eine ge-

mischtwirtschaftliche Gesellschaft zum Ausbau der Wasserkraftnutzung im Tal der Romanche gegründet wurde, deren Hauptaufgabe der Bau der Talsperre war. Das Gesellschaftskapital von 12 Millionen Frs. wurde je hälftig von Industrie und Staat gezeichnet und demgemäß auch die Besetzung der Verwaltungsposten geteilt. Zinsendienst und Amortisation des im Bau investierten Kapitals (rd. 100 Millionen Frs. für Projekt, Bauarbeiten, Lieferungen und Grunderwerb) werden aus den Ein-

nahmen für die durch den Bau der Talsperre möglich gewordene zusätzliche Stromgewinnung bestritten, derart, daß die Unterlieger die Zusatzenergie mit 5,8 Cts. je Kilowattstunde vergüten.



Abb. 1. Die Chambonsperre während der Füllung (15. Sept. 1935).



Abb. 4. Mittlerer Auslaß im Betrieb.

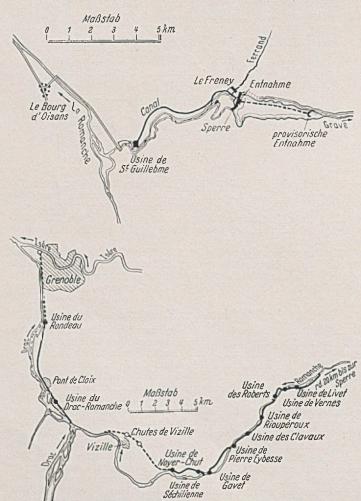


Abb. 2. Wasserkraftnutzer an der Romanche.

Die Sperre zählt mit ihren gewaltigen Abmessungen zu den größten Europas und dürfte bezüglich ihrer Gesamthöhe von Gründungssohle bis Mauerkrone bis heute von keiner anderen übertroffen werden. Bis zur Sperre entwässert die Romanche ein Einzugsgebiet von 254 km². Der höchste Punkt des Einzugsgebiets liegt auf einer Meereshöhe von 3980 m, die Flußbettsohle an der Sperre auf + 952 m. Der neu geschaffene Stauraum umfaßt, wie bereits erwähnt, 54 Millionen m³, davon nutzbar

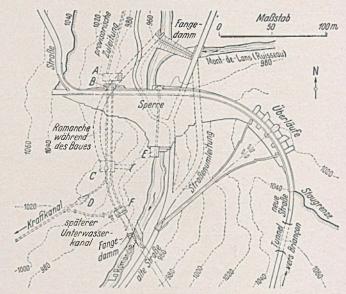


Abb. 3. Lageplan.

A Entnahme — B Schützen — C Schieberkammer — D Tosbecken — E Grundablaß

F Auslaß.

rd. 50 Millionen m³. Die Romanche selbst hat alpinen Charakter mit stark schwankender Wasserführung, und zwar Niederwasser im Winter (kleinste Wassermenge im Februar 1,535 m³/s), starkes Hochwasser im Frühjahr bei der Schneeschmelze normale Hochwassermenge im Mai bis Juni 30—40 m³/s und bisher größte Hochwassermenge rd. 80 m³/s im Oktober 1928), weiterbin kurze und heftige Hochwasserwellen bei starken Gewittern im August und September und kleinere Wellen im November

nach den ersten Schneefällen mit häufig folgendem Tauwetter. Der mittlere gesamte Jahresabfluß umfaßt 280 Millionen m³, was etwa $35 \, \mathrm{sl/km^2}$ entspricht. Die durch die Sperre erreichte Mindestabflußmenge beträgt nunmehr auch im Winter durchgehend $5 \, \mathrm{m^3/s}$.

Die Sperre wurde als Schwergewichtsmauer errichtet mit bogenförmigem Grundriß (Abb. 3). Ihre Kronenlänge mißt 289,9 m, ihre größte Höhe über Gründungssohle 136,5 m, die Kronenbreite 5 m, die größte Sohlenbreite 69,9 m. Der niederste Stauspiegel liegt auf + 980 m, der höchste auf + 1040 m, die Mauerkrone in der Mitte der Sperre auf + 1043,5 m und an den Enden auf + 1042 m ü. d. M. Der insgesamt geförderte Aushub umfaßte 120 000 m³, der Mauerinhalt 300 000 m³. Der statischen Berechnung wurde ein mittleres Raumgewicht von 2,3 t/m³ zugrunde gelegt und die größte Kantenpressung erreicht 17 kg/cm².

Nach Gründung der Gesellschaft wurden die ersten Projektarbeiten 1926 in Angriff genommen. Vor Inangriffnahme der Bauarbeiten an der Sperre selbst mußten zunächst verschiedene Vorarbeiten geleistet werden, die ihrem Umfange nach an sich schon große Bauvorhaben darstellten. Zunächst wurde 1926-27 die Staatsstraße Grenoble-Briançon verlegt, die sich ursprünglich im Bereich der Sperre und des Staubeckens im Tal der Romanche allmählich in die Höhe wand. Da diese Straße über die Mauerkrone gehen muß, wurde zunächst eine einstweilige Verlegung und Umgehung der Baustelle erforderlich. Sie wurde zunächst (Abb. 3) durch einen provisorischen Tunnel von 180 m durch den linken Talhang an der Baustelle vorbeigeleitet, um hinter dem oberstromigen Fangedamm wieder in die alte Linienführung im späteren Staubecken einzumünden. Im endgültigen Zustand wird sie in einem großen Tunnel von 746 m Länge und in mehreren kleineren Tunnels von 58, 50 und 32 m Länge zur Mauerkrone hoch, über diese hinweg und mit einer neuen Trace am Staubecken entlang geführt. Allein diese Straßenverlegung in einer Gesamtlänge von 4,6 km verschlang 14 Millionen Frs.

Nunmehr konnte mit den Arbeiten an der eigentlichen Sperre begonnen werden, die der Société Campenon-Bernard, Paris, übertragen und 1928 in Angriff genommen wurden. Zuerst wurde die Romanche in einem geschlossenen Gerinne von 219 m Länge mit 20 m² Querschnitt und einem Abführungsvermögen von 100 m³/s gefaßt und durch die Baustelle geleitet und je ein oberer und unterer Fangedamm zum Schutz der Baugrube gegen Wasser errichtet. Die Vermutung, daß diese Fangedamme, im Verein mit den dichten Bodenschichten des Talbodens einen genügenden Schutz bieten würden, hat sich als richtig erwiesen, da der Wasserandrang selbst bei den enormen Aushubtiefen bis 42 m unter Tal-

sohle 15 sl nicht überstieg.

Die ursprünglich auf 45 000 m³ und eine Bauzeit von 1 Jahr veranschlagten Aushubarbeiten nahmen zusolge der in unserem früheren Bericht näher beschriebenen, unerwarteten geologischen Verhältnisse und der daraus sich ergebenden großen Schwierigkeiten einen Umfang von 120 000 m³ an, erstreckten sich über 2 Jahre und machten wesentliche Änderungen in der Gestaltung der Mauerprofile ersorderlich. Demgemäß zogen sich auch die Betonierungsarbeiten über 4 Jahre hin (1930—34). Nach deren Fertigstellung konnte am 27. November 1934 die neue Straße in Betrieb genommen und der provisorische Tunnel durch einen 38 m starken Pfropf verschlossen werden. Gleichzeitig wurde die Romanche in den Grundablaß umgeleitet und auch deren Umleitungsstollen verschlossen. Während des Baues der Hochwasserüberläuse wurde die Füllung des Beckens vorgenommen, die von Mitte April bis Ansang Oktober 1935 andauerte, so daß also die Vorbereitungs- und Bauarbeiten einen Zeitraum von sast 10 Jahren beanspruchten.

Von Einzelheiten an der Sperre dürfte noch interessieren, daß der Beton in Blöcken von 15 m Breite zwischen eiserner Schalung eingebaut wurde. Nach dem Entschalen wurden die Seitenflächen mit Goudron gestrichen und die gemäß der Blockbreite alle 15 m vertikal durchlaufenden Fugen mit Kupferblechen gedichtet. An der Wasserseite wurden die Fugen auf 5 cm erweitert und mit Bitumen vergossen. Zur Aufnahme des Sickerwassers befinden sich hinter der Kupferblechdichtung begehbare Drainageröhren von 80 cm Durchmesser. Dem gleichen Zweck und weiterhin der Ausschaltung des Auftriebs dient ein weiteres, weit verzweigtes Drainagenetz geringeren Durchmessers. Die wasserseitige Dichtung der Mauer besteht unter Gelände aus einem doppelten Bitumenanstrich, darüber aus einem doppelten Torkretbewurf mit 12 mm Gesamtstärke und einem Zementgehalt von 600 kg/m³. Die Wasserdichtigkeit der Sohle wurde erreicht durch einen oberstromigen Sporn und durch umfangreiche Zementinjektionen von der Baugrubensohle aus

(siehe früherer Bericht).

Ein Krafthaus wurde bei der Sperre selbst zunächst noch nicht errichtet, wohl aber wurde bei der Anlage der Entnahmeleitungen auf dieses für später vorgesehene Krafthaus Rücksicht genommen. Gleichzeitig wurde mit der Sperre ein neues Industriewerk bei St. Guillerme, 5 km stromab, erbaut (Abb. 2), das direkt aus dem Becken gespeist wird. Da dieses Werk seine Stromerzeugung bereits 1930 aufnahm, mußte eine provisorische Entnahme vorgesehen werden. Diesem Zweck diente eine Entnahme etwa am oberen Ende des späteren Staubeckens, von wo aus das gefaßte Wasser in einem hölzernen Gerinne bis zur Baustelle geleitet wurde, von wo es durch einen 7700 m langen Kanal am rechten Talhang bis zum Krafthaus des genannten Industriewerks gelangt und dort mit einem Nutzgefälle von 218 m Wasserkraft erzeugt.

Die endgültigen Entnahmeanlagen gehen aus Abb. 3 hervor. Das Wasser gelangt aus dem Staubecken durch Rechen mit 30 mm Weite in die Entnahmekammer am rechten Ufer. Von dort führen zwei Rohr-

leitungen mit 1,6 m Durchmesser und 75 m Länge zu einer zweiten Schieberkammer. Die Rohre sind in der ersten Kammer durch Rollschütze 2,54 · 2,20 m verschließbar, die maschinell in 8 Minuten und von Hand in 100 Minuten bedient werden können. Den unteren Abschluß bilden Kegelschieber. Von der zweiten Kammer aus kann das Wasser verschieden verteilt werden. Das eine Rohr führt zu einem erhöht liegenden Auslaß, von wo aus später die Zuführung zum Sperrenkrafthaus erfolgt. Das Wasser aus dem zweiten Rohr kann ebenfalls nach dieser Auslaßkammer oder aber zunächst in eine Tosbeckenkammer und von dort in den bereits erwähnten 7700 m langen Kanal des Kraftwerks St. Guillerme gelangen. In der Auslaßkammer sind die beiden Rohre durch Kegelschieber verschlossen; bis zum Bau des Krafthauses dient der Auslaß als zusätzliche Entlastungsanlage (Abb. 4) mit einem Wasserabführungsvermögen von 50 m³/s.

Der eigentliche Grundablaß liegt am anderen Talhang. Über einen Rechen gelangt das Wasser in einen Entnahmeturm und von dort in ein Rohr von 2,25—1,97 m Durchmesser, das vorn durch einen Schieber und ein Kegelventil verschlossen ist. Die Leistung des Grundablasses beträgt

bei 88 m Stauhöhe 90 m3/s.

Der Hochwasserüberlauf befindet sich ebenfalls am linken Hang und hat vier durch Schütze verschlossene Öffnungen von 8 m Breite. Die Überlaufsohle liegt auf + 1036,5 und die ganze Anlage kann bei Normalstau auf + 1040 bis 110 m³/s abführen. Zwei der Schützen bewegen sich automatisch, die beiden andern können maschinell oder von Hand bedient werden.

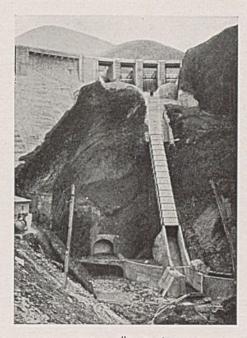


Abb. 5. Überläufe.

Einige Schwierigkeit bereitete die Abführung des Überlaufwassers in das Bett der Romanche, da eine Unterspülung des die Straße tragenden Hangs auf alle Fälle vermieden werden mußte. Auf Grund von Laboratoriums-Versuchen kam man dabei zu folgender Lösung. Unterhalb der Überläufe wird das Wasser durch seitliche Leitmauern in ein geschlossenes Gerinne zusammengeschnürt, dessen Fortsetzung als ebenfalls allseitig geschlossene eiserne Brücke (Abb. 5) den Geröllhang überbrückt und das Wasser dann über ein anschließendes offenes Gerinne in das Bett der Romanche leitet, deren Ufer und Sohle durch Flechtwerk, Betonblöcke und Mauern auf eine längere Strecke stark geschützt werden mußten, da sie die mit großer lebendiger Energie zuströmenden erheblichen Wassermengen aus Überlauf, Grundablaß und dem erhöht liegenden Auslaß aufzunehmen und abzuführen hat.

Dr.-Ing. Kurt Pfletschinger, Berlin.

Winddruck in Taifungebieten.

Über den Winddruck von Taifungebieten veröffentlicht der französische Ingenieur M. Girard eine kurze Mitteilung ¹, in der dieser Winddruck für zwei Fälle abgeschätzt wird.

Auf einem längeren Brückenzuge standen auf den Obergurten der Brücken 4 m hohe eiserne Maste mit Leitungen. Bei sonst gleichen Verhältnissen waren die Maste in mehr als 35 m Abstand durch den Sturm umgelegt worden, die unter 35 m Abstand nicht. Aus den windgetroffenen Flächen und den Querschnitten der Maste ergibt sich, daß der Winddruck mindestens 210 kg/m² betragen haben muß, aber nur wenig über 210 kg/m² betragen haben kann, da sonst auch die enger stehenden

¹ Annales Ponts Chauss. 105,11 (1935) S. 801.

Maste umgebogen worden sein müßten. Der betreffende Taifun war

heftig, doch nicht etwa ganz besonders heftig.

Der zweite Fall betraf einen Zug einer Schmalspurbahn (1 m) aus leeren Güterwagen, von denen die mit geschlossenen Türen umgeworfen wurden, während die Wagen mit offenen Türen stehen blieben. Da keine Verschiebung der Wagen in Gleisrichtung erfolgt ist, muß der Sturm annähernd rechtwinklig zum Gleise gewirkt haben. Zum Umwersen der Wagen mit geschlossenen Türen ist ein Winddruck von 170 kg/m² erforderlich; damit die mit offenen Türen stehen bleiben konnten, durfte er höchstens 200 kg/m² betragen. Die gesamte Windwirkung muß also bei diesem Taifun zwischen diesen Grenzen gelegen haben. Der Sturm wird als verhältnismäßig gelinde bezeichnet. Aus diesen Betrachtungen und anderen Erfahrungen wird der Schluß gezogen, daß eine Erhöhung des Winddruckes über die in den Vorschriften vorgesehenen 250 kg/m² selbst für Gegenden, in denen Taifune auftreten, überflüssig sei.

Müllenhoff, Aachen.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands. Herausgegeben von der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde und Hauptnivellements Berlin. Verlag S. Mittler u. Sohn, Berlin 1935.

Abflußjahr 1932. 6 Teile mit 7 Übersichtskarten. 315 S. Format 25 × 34 cm. Preis je RM 26,-

Abflußjahr 1933. 6 Teile mit 7 Übersichtskarten. 311 S.

Das Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands wurde jetzt für die Abflußjahre 1932 und 1933 in der bekannten Form veröffentlicht.

In einem allgemeinen Teil werden die Wasserstands- und Eisverhältnisse für die einzelnen norddeutschen Flußgebiete besprochen und somit ein rascher Überblick über die hydrologischen und meteorologischen Verhältnisse ermöglicht. Mittels der angegebenen langjährigen Mittelbildungen charakteristischer Wasserstände für besonders wichtige Pegel lassen sich die Verhältnisse der Berichtjahre leicht mit einem "Normaljahr" vergleichen.

Für die einzelnen Flußgebiete wird ein Pegelverzeichnis, die täglichen Wasserstände mit Hauptzahlen und Häufigkeit der Wasserstände, die Grundwasserstandsbeobachtungen und die einzelnen Abflußmengenmessungen mitgeteilt. Ein Verzeichnis derjenigen Stellen, die Gefällund Querschnittsaufnahmen durchgeführt, sowie Wassertemperaturen

beobachtet haben, vervollständigen den Bericht.

Als Anregung für spätere Ausgaben des Jahrbuches wäre zu empschlen, noch mehr als bisher von dem Hilfsmittel der graphischen Darstellung Gebrauch zu machen. Für die wichtigsten Pegel sollte die Wassermengenlinie (Pegelschlüsselkurve) und die über lange Zeiträume gemittelte Wasserstandsdauerlinie auch graphisch dargestellt werden.

Das umfangreiche Zahlenmaterial ist in der sehr wertvollen Veröffentlichung der Landesanstalt für Gewässerkunde übersichtlich zusammengestellt und kann daher für die Bearbeitung wasserbaulicher Entwürfe und für die Behandlung wissenschaftlicher Fragen leicht aus-Prof. Böß, Karlsruhe. gewertet werden.

Bendel, L.: Richtlinien für die Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung von Beton. Auszug aus der 4. Auflage der Betonrichtlinien. Ausgabe für Poliere. Verlag Buchdruckerei a/d. Sihl A.-G., Zürich 1935. 32 S. 13 × 18 cm.

Das kleine für den Gebrauch auf Baustellen bestimmte Heftchen ist ein Auszug aus den schweizerischen "Richtlinien für die Herstellung Verarbeitung und Nachbehandlung von Beton." Die Bearbeitung erfolgte auf Grund der Erfahrungen, die der Verfasser in den jährlich unter seiner Leitung stattfindenden Betonunterrichtskursen zu sammeln Gelegenheit hatte. Alle wichtigen Punkte der Betonherstellung sind leicht faßlich, ohne entbehrlichen wissenschaftlichen Ballast in einer für die Baustellen zweckmäßigen Kürze dargelegt. Wenn das Heft auch in einigen Einzelheiten auf die schweizerischen Verhältnisse zugeschnitten ist, so deckt sich sein Inhalt doch in allen wichtigen Punkten mit den in Deutschland geltenden Anschauungen und Vorschriften. Deshalb kann auch den Unternehmern und Baubehörden in Deutschland empfohlen werden, die kleine Schrift ihren Beton-Polieren und Bauaufsehern als Gaede, Hannover, Ratgeber in die Hand zu geben.

NEUERSCHEINUNGEN.

Ebano-Bitumen im Straßenbau. Mit 26 Abb. 50 S. 15 × 21,5 cm. 1936. Kostenlos zu beziehen von der Ebano-Asphalt

Werke A.-G., Hamburg 36, Esplanade 6. Bartovsky, J.: Der Bau der Staustufe bei Vrané an der Moldau und seine wirtschaftlichen und sozialen Folgerungen. Tschechisch mit Übersichten in deutscher und anderen Sprachen. Mit

35 Abb. Prag 1936. 34 S. 23 × 31 cm. Mitteilungen der deutschen Materialprüfungsanstalten. Heft 19 enthält u. a. Seidl, E.: Neuordnung der Werkstoffprüfung und Forschung über ein "Reichsamt für Werkstoffe". Mit 11 Abb. J. Springer, Berlin 1936. 19 S. DIN A 4. Preis: RM 2,40.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Mitteilungen des Fachausschusses für Schweißtechnik.

Die vom Fachausschuß für Schweißtechnik im Verein deutscher Ingenieure herausgegebenen "Kritischen Schnellberichte", in denen monatlich über schweißtechnische Aufsätze in deutschen und ausländischen Zeitschriften gesichtet und mit kritischer Stellungnahme berichtet wird, sind jetzt auch auf Neuerungen auf Messen und Ausstellungen ausgedehnt worden. Der Fachausschuß hält es für seine Pflicht, das Ergebnis dieser ehrenamtlichen Gemeinschaftsarbeit möglichst allen deutschen Interessenten zuzuleiten. Die "Kritischen Schnellberichte" werden vom Fachausschuß kostenlos abgegeben. Die Geschäftsstelle des Fachausschusses für Schweißtechnik, Berlin XW 7, Ingenieurhaus, bittet nur, eine Anzahl Umschläge DIN C 5 (162 ×229 mm) mit eigener Anschrift und je 8 Pfg.-Freimarke zu übersenden (nicht einen Betrag zu überweisen).

Technische Vorschriften für den Bau von Grundstücksentwässerungsanlagen und Rohstoffumstellung.

Bisher wurden in der Entwässerungstechnik die zur Abführung von Abwasser bestimmten Leitungen aus Gußeisen im allgemeinen durch Teerstrick, eine Lage Weißstrick und Blei gedichtet. Um Devisen zu ersparen, wurden Mittel und Wege gesucht, Dichtungsarten herauszufinden, die die Wirtschaft unabhängig von der Verwendung von Fremdstoffen machen, aber den technischen Anlagen nichts an Güte, Zweckmäßigkeit und Sicherheit nehmen.

Durch eingehende Prüfungen und Forschungen ist es gelungen, weichgeglühter Aluminiumwolle oder -folie solche Eigenschaften zu geben, daß sie die altbewährte Bleidichtung ersetzen kann. Die neue Dichtungsart sieht eine Lage Teerstrick, geölten Weißstrick und Aluminium vor. In der entsprechenden Umstellnorm DIN 1986 U sind Angaben über die Ausführung enthalten, damit die Güte des Einbaues gewahrt bleibt. Als grundlegende Eigenschaften für Muffendichtungen in Abwasserleitungen muß 1. eine ausreichende Dichtigkeit, und zwar noch bei 1 kg/cm² Überdruck sowie 2, eine ausreichende Biegefestigkeit zwecks Vermeidung von Rissen vorhanden sein. Zement konnte aus diesem Grunde nicht zugelassen werden.

Um die Bereitstellung weiterer Dichtungsmittel zu fördern, wurde ein Prüfausschuß eingesetzt, der letztere nach bestimmten Grundsätzen prüft. Zuerst wird in einer Versuchsanstalt festgestellt, ob die gewünschten Bedingungen erfüllt sind. Ist das Ergebnis günstig, dann erhalten bestimmte Firmen die angemeldeten Dichtmaße zur Prüfung auf ihre Verarbeitungsfähigkeit in der Praxis. Nur wenn das Ergebnis befriedigt, kann die bestehende Umstellnorm entsprechend ergänzt werden.

Für Bleirohre sind ebenfalls Maßnahmen zur Bleiersparnis ergriffen worden. Zur Unterrichtung der in Betracht kommenden Kreise ist in diesem Normblatt ein Hinweis enthalten, daß an Stelle von Weichblei-rohren nur noch Hartlbeirohre nach DIN 1397 U zu verwenden sind. Die oben erwähnte Umstellnorm DIN 1986 U "Technische Vor-

schriften für den Bau von Grundstücksentwässerungsanlagen" kann von der Vertriebsstelle des Deutschen Normenausschusses e. V., dem Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Dresdnerstr. 97, zum Preise von RM 0,25 ausschließlich Versandkosten bezogen werden.

Neue Vorschriften für die Vergebung von Leistungen (ausgenommen Bauleistungen).

Auf dem Gebiete des Verdingungswesens war von der Wirtschaft die Vielheit der Vorschriften — jede Reichs-, Landes- und Gemeindeverwaltung hatte früher ihre eigenen Vorschriften — stets als eine unnötige Belastung empfunden worden. Während für die Vergebung und Ausführung von Bauleistungen schon 1926 durch die Verdingungsordnung für Bauleistungen — VOB — und für die Aus-- VOB - und für die Ausführung der übrigen Leistungen durch die "Allgemeinen Bedingungen für die Ausführung von Leistungen (ausgenommen Bauleistungen)" im September 1932 einheitliche Vorschriften eingeführt wurden, stand eine gleiche Regelung für die Vergebung von Leistungen (ausgenommen Bauleistungen) noch aus. Der Reichsminister der Finanzen hat nunmehr im Benchmen mit den beteiligten Verwaltungen und der Reichswirtschaftskammer auch hierfür neue Vorschriften geschaffen, so daß jetzt auch eine vollständige Verdingungsordnung für Leistungen (ausgenommen Bauleistungen) - VOL - vorliegt. Sie besteht aus den Abschnitten

- B. Allgemeine Bedingungen für die Ausführung von Leistungen.

Der Reichsminister der Finanzen hat die neuen Bestimmungen mit Wirkung ab 1. April 1936 in der Reichsfinanzverwaltung eingeführt und Abschrift seines Einführungserlasses den übrigen Verwaltungen zuge-

A. Allgemeine Bestimmungen für die Vergebung von Leistungen und leitet mit der Bitte, ihre nachgeordneten Dienststellen im gleichen Sinne anzuweisen. Mit der Einführung der VOL ist nun mehr das gesamte Verdingungswesen bei allen Verwaltungen einheitlich geregelt, was für Wirtschaft eine merkliche Erleichterung bedeutet.

Die VOL kann im Buchhandel bezogen werden. Der Druck erfolgt

durch die Reichsdruckerei.

MITTEILUNGEN DES DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES.

Noch nicht endgültig!

DIN Vornorm Entwurf 3 E 4 150

Richtlinien für den Erschütterungsschutz von Bauwerken

Einspruchsfrist bis 10. Juni 1936

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung an den Deutschen Normenausschuß, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, erbeten.)

Dieser Normblattentwurf soll vorläufig nur als Vornorm herausgegeben werden, um für die Vollnorm noch Erfahrungen sammeln zu können.

Die Norm behandelt nur vom Verkehr oder von Maschinen ausgehende Erschütterungseinwirkungen, die Beanspruchungen im Bauwerk sowie Belästigungen der Bewohner hervorrufen können (Schalleinwirkungen werden nicht behandelt).

Abschnitt I enthält Angaben über Erschütterungswirkung, Erschütterungsstärke und deren Messung. Die Abschnitte II u. III behandeln bauliche Maßnahmen zum Schutz gegen Erschütterungseinwir-

I. Erschütterungswirkung, Erschütterungsstärke und deren Messung.

A. Einwirkung auf Menschen.

Langsame Schwingungen (unter 10 bis 15 Hertz) werden durch den Vestibularapparat (Gleichgewichtssinn) und den Muskelsinn wahrgenommen, rasche Schwingungen (über 10 bis 15 Hertz) durch den Druckund Vibrationssinn der Haut. Für die Messung des Erschütterungsreizes wird vorläufig die Pal-Skala 1 vorgeschlagen. Das Ziel des Erschütterungsschutzes gegen Verkehrs- und Maschinenerschütterungen ist eine so weitgehende Minderung der Erschütterungen, daß der normale Mensch, auf den sie an seiner Wohn- oder Arbeitsstätte wirken, ohne Anstrengung davon absehen kann. Dies dürfte im allgemeinen zutreffen, wenn dauernde Erschütterungen eine Stärke von höchstens 7 Pal und zeitweise auftretende Erschütterungen (z. B. Verkehrserschütterungen bei geringem Verkehr) höchstens 20 Pal erreichen 2. Das zulässige Höchstmaß an erträglichen Erschütterungen hängt von der Zweckbestimmung des Bauwerkes ab (Werkstattgebäude, Wohnhaus, Krankenhaus).

B. Einwirkung auf das Bauwerk.

Erschütterungen bewirken zusätzliche Beanspruchungen der Bauteile und durch ihre oftmalige Wiederholung außerdem eine Festigkeitsminderung (Ermüdung) der Baustoffe. Die Tragteile der Bauwerke werden aber hierdurch nur selten unzulässig hoch beansprucht (z. B. unzweckmäßig eingebaute Maschinen mit großen freien Massenkräften oder Momenten). In solchen Fällen geben Dehnungsmessungen oder Schwingungs-Ausschlags-Messungen an mehreren Stellen Auskunft über die Größe der Zusatzbeanspruchung. Um die Wirkung der Erschütterung zu beurteilen, sind diese Zusatzbeanspruchungen mit ihrem dreifachen Wert (wegen Ermüdung) zu den Spannungen aus ruhender Last zuzuzählen oder von ihnen abzuziehen. Die so erhaltenen Gesamtbeanspruchungen sollen die für den Baustoff statisch zulässige Spannungsgrenze nicht überschreiten.

Die Fortpflanzung der Erschütterungen wird durch hohen Grund-

wasserstand begünstigt.

Erschütterungen können Setzungen und Lockerungen des Gefüges oder Verbandes verursachen; nicht alle Setzungsschäden dürsen aber auf Erschütterungswirkung zurückgeführt werden. Solche Schäden entstehen vielfach bei unzureichender Gründung auch ohne Erschütterungswirkung

Abhilfe bringen Sicherung der Standsestigkeit des Bauwerkes nach den anerkannten Bauregeln und nach Möglichkeit Anwendung der unter

II und III angeführten Schutzmaßnahmen.

¹ Zeller, W.: Die Wirkung von mechanischen Erschütterungen auf den menschlichen Organismus. Mitt. Straßenforschungsstelle (Prof. Dr.-Ing. Risch). Techn. Hochschule Hannover, Heft 2 (1933).

² Bei nicht häufigen Verkehrserschütterungen kann als Grenze vorläufig auch die Erschütterungsbeschleunigung 15 cm/s2 angenommen werden

C. Erschütterungsmessung.

Bei der Schwingungsmessung sind grundsätzlich zwei Fälle zu unter-

1. Maschinenerschütterungen bei gleichbleibender Drehzahl,

2. Stöße, Anfahren und Auslaufen von Maschinen, Verkehrser-

schütterungen

Im ersten Fall kann die Erregerschwingzahl als bekannt angenommen werden; es genügt im allgemeinen die Messung der Schwingweite oder des Scheitelwertes der Beschleunigung. Alle Geräte mit ausreichender Vergrößerung und bekannter Eichkurve können dafür verwendet werden. - Im zweiten Fall sind schreibende Beschleunigungsmesser oder Seismographen zu benutzen, deren Eigenschwingzahl und Dämpfung bekannt sein muß,

Bei Bauwerksbeanspruchungen in folge Erschütterungswirkung kom-

men auch Dehnungsmesser in Betracht.

Im Einzelfalle kann für die Wahl der Meßgeräte der Rat des Schwingungsausschusses bei der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen (Berlin W 35, Viktoriastraße 27) oder des Fachausschusses für Lärmminderung beim VDI (Berlin NW 7, Ingenieurhaus) in Anspruch genommen werden.

II. Maßnahmen am Erschütterungsherd zur Verringerung der auftretenden Kräfte und ihrer Weiterleitung.

A. Verkehrserschütterungen.

Fahrzeuge sind schwingungstechnisch günstig abzufedern. Die Schwingungssysteme und deren Schwingzahlen müssen zweckmäßig gewählt werden; bei den Federungen ist günstigste Dämpfung und möglichste Reibungsfreiheit vorzusehen.

Gleisloser Straßenverkehr.

Fahrzeuge sollen luftbereift 3 sein. Die Straßendecke soll möglichst eben und wellenfrei sein und einwandfreien Fugenverguß haben (weil schadhafte Fugen die Hauptstoßursache bilden). Bei Steinpflaster ist satter Fugenverguß nach DIN 1996 auszuführen. Die Gründung der Straße soll dem Untergrund angepaßt sein. Bei starkem Verkehr muß ein Unterbau von entsprechender Dicke 4 gewählt werden. Unter Umständen empfiehlt sich eine dünne Zwischenlage (Lehm, Sand, Schotter) zwischen Straßendecke und Unterbau⁵. — Der Untergrund ist unter der Straßendecke zu entwässern.

Gleisgebundener Verkehr.

Unebenheiten von Schiene und Rad sind nach Möglichkeit zu vermeiden (dauernde Überwachung). - Schlagwirkungen der Schienenstöße sind durch geeignete Bauweise möglichst zu verringern (z. B.

³ Nach der Reichsstraßenverkehrsordnung vom 28. 5. 34 und der Ausführungsanweisung hierzu vom 29.9.34 istfür alle Fahrzeuge grundsätzlich Luftbereifung vorgeschrieben. Vollgummireifen sind nur mit Genehmigung zulässig bei vorgeschriebener Abnutzungsgrenze und Höchstgeschwindigkeit (gefederte Triebachsen 25 km/h, nicht gefederte Triebachsen 16 km/h). Bisher allgemein zulässige Vollgummireifen sind bis 1. 10. 35, für Anhänger bis 1. 10. 36 zugelassen. Eisenbereifung nur ausnahmsweise (z. B. Möbelwagen vom Lagerplatz zum Bahnhof) bei Fahrgeschwindigkeit bis 8 km/h.

Über den Einfluß der Reifen s. z. B. R. Schenk, Untersuchung von Elastikreifen. — Verkehrstechn. 12 (1931) S. 559 und S. 581 mit Zuschriftenwechsel Verkehrstechn. 13 (1932) S. 81 u. S. 375. — Wedemeyer, Der Schwingende Reifen als Ursache der Straßenzerstörung.

Automobiltechn. Z. 1935, S. 558.

4 Vgl. S c h w i e n , K.: Über die Ausbreitung von Erschütterungen. Mitt. Straßenforschungsstelle (Prof. Dr.-Ing. Risch). Techn. Hoch-

schule Hannover, Heft I (1932).

⁵ Ramspeck, A.: Dynamische Bodenuntersuchungen an der Autobahn. Die Straße 2 (1935) S. 651.

Schweißen der Stöße, elastische Einlagen wie Pappelholzplatten zwischen Schienen und Unterlagsplatten) insbesondere bei Kreuzungen und Weichen.

Straßenbahn werkehr. Straßenbahngleise sind möglichst

auf eigenem Bahnkörper in Straßenmitte zu verlegen.

U-Bahn-Verkehr. Die im deutschen Reichsgebiet üblichen in der Quer- und Längsrichtung biegungssteifen und massigen Tunnelbauwerke sind vorteilhaft gegen die vom U-Bahn-Verkehr ausgehende Erschütterungswirkung. Beim Hochbahn- und Eisenbahn-Verkehr sowie bei Brücken im allgemeinen ist im Stadtgebiet ebenfalls auf Erschütterungsschutz der Umgebung zu achten.

B. Maschinen-Erschütterungen.

Möglichst weitgehender Massenausgleich zur Verringerung der freien Massenkräfte und Momente ist anzustreben.

Die Gestaltung der Maschinenfundamente muß den neuzeitlichen

Anforderungen entsprechen ⁶. Grundsätzliche Maßnahmen:

1. Bei Stoßwirkungen (z. B. Hammer) ist große Fundamentmasse
und weiche Federung vorteilhaft. Stahlfedern unter dem Fundamentblock sind dabei bedeutend wirksamer als Platten z. B. aus Naturkork.

2. Bei periodischen Massenkräften oder -Momenten (hin- und hergehende oder umlaufende Massen, wie Kolbenmaschinen, Turbinen usw.) ist auf resonanzfreie Gestaltung der Gründung zu achten: die Eigenschwingzahlen der Gründung sollen möglichst weit unter oder über der Erregerschwingzahl (bei Kräften I. Ordnung — Maschinendrehzahl) liegen. Die günstigste Wirkung wird erzielt, wenn die Eigenschwingzahlen möglichst weit unter die Maschinendrehzahl gelegt werden, durch große Masse und weiche Federung. Bei hohen Drehzahlen (etwa über 1500 je min) ist das bei unmittelbarer Auflagerung auf den Baugrund, etwa bei Zwischenschaltung weichfedernder Platten (z. B. Naturkork) meistens zu erreichen. Bei mittleren Drehzahlen (etwa 500 bis 1500 je min) ist Auflagerung auf Stahlfedern oder Gummielemente zu empfehlen. Bei solchen weichgelagerten Fundamenten muß die Resonanzlage beim Anlauf durchfahren werden. Um hierbei unzulässig große Schwingungen zu vermeiden, sind zusätzliche Vorrichtungen zur Begrenzung der Schwingweiten zweckmäßig, die jedoch die freie Federung im Dauerbetriebszustand nicht behindern dürfen.

Bei niedrigen Drehzahlen (etwa unter 500 je min) oder wenn Rohre u. dgl. von der Maschine zur Umgebung starr angeschlossen werden müssen (z. B. Entwässerungsrohre bei Pumpen) oder die federnde Nachgiebigkeit des Fundamentes aus anderen Gründen unerwünscht ist, oder wenn die Umgebung gegen Schwingungsübertragung nicht empfindlich ist, können die Eigenschwingzahlen der Gründung möglichst hoch ü ber die Maschinendrehzahl gelegt werden durch geringe Fundamentmasse (Hohlfundamente) und harte Absederung (große Auslagersläche). Weichfedernde Einlagen sind hierbei mit Rücksicht auf Erschütterungen entbehrlich, unter Umständen sogar nachteilig. - Zur Vermeidung der Schallübertragung sind sie aber auch hier zweckmäßig. Weichfedernde Einlagen (Stahlfedern, Gummi, u. U. Kork) werden hauptsächlich wegen

ihres Federungsvermögens verwendet.

Bei rahmenartig aufgelösten Maschinenfundamenten mit hohen Maschinendrehzahlen sind auch die Schwingungen der Rahmen und Balken innerhalb des Fundamentkörpers zu berücksichtigen (Turbinenfundamente) 6

Es empfiehlt sich, die Gestaltung der Gründung so zu treffen, daß nachträglich eine Änderung der Eigenschwingzahlen des Fundamentes und der benachbarten Konstruktionsteile durch geeignete Maßnahmen vorgenommen werden kann (Zusatzpfähle, Bodenversestigung, Einziehen von Verstärkungen usw.).

Die Maschinenfundamente sind seitlich durch Fugen von benachbarten Bauteilen zu trennen. Hierzu dienen sauber ausgeführte Luftschlitze, bei Auflagerung auf Gummielemente oder Stahlfedern begeh-

8 , Hütte" 26, Aufl, III, Bd.: Maschinengründungen. — Richtlinien für den Bau von Dampfturbinen-Fundamenten in Eisenbeton. Bauing. 14 (1933) S. 227. — Richtlinien für sonstige Maschinenfundamente sind bei der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen in Aussicht genommen. bare Lufträume, um die Elemente auswechseln zu können, bei Auflagerung auf den Baugrund oder auf weichfedernde Platten sind als seitliche Trennung auch weiche Einlagen (weicher Preßkork, Kokosfasermatten usw.) anwendbar.

Benachbarte Decken sollen nicht auf Maschinenfundamente aufgelegt werden. Bei Auflagerung des Fundamentes unmittelbar auf den Baugrund oder auf weichfedernde Platten lassen sich die Decken auf das Fundament mittels sachkundig verlegter weichfedernder Einlagen

An den Baugrund sind höhere Anforderungen zu stellen, als bei ruhenden Lasten 7. Bei massigem Baugrund ist Tiefgründung zu empfehlen, wenn in tiefen Lagern guter Baugrund vorhanden ist, ebenso bei einwandfreiem Baugrund, wenn das Grundwasser unmittelbar unter Fundamentsohle ansteht.

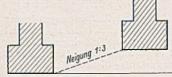
Bei unmittelbarer Auflagerung auf den Baugrund empfiehlt es sich, Versuche mit einer Rüttelmaschine zur Feststellung der Federungseigenschaften des Bodens für die Schwingungsberechnung durchzuführen,

In Gebäuden (auf tragenden Bauteilen, insbesondere Decken) empfiehlt es sich, nur Maschinen ohne nennenswerte Massenkräfte oder Momente aufzustellen. Die Einfügung weichfedernder Einlagen ist hierbei zweckmäßig. Müssen Maschinen aufgestellt werden, die Massenkräfte oder -Momente auslösen, dann ist eine so weiche Auflagerung des mit der Maschine fest verbundenen und biegungssteifen Fundamentkörpers auf der Decke erforderlich, daß die höchste Eigenschwingzahl der Gründung tief genug unter der niedersten Erregerschwingzahl der Maschine (bei Kräften 1. Ordnung ist dies die Maschinendrehzahl) liegt.

III. Maßnahmen für die bauliche Durchbildung des Bauwerkes zur Verringerung der Erschütterungswirkung.

Der Baugrund ist strenger zu beurteilen als in erschütterungsfreier Gebäudelage 7. Probebohrungen sind tiefer auszuführen, die Einrüttelbarkeit des Bodens ist zu berücksichtigen (locker gelagerte Sandschichten sind nachteilig). Die zulässige Bodenpressung ist geringer als in erschütterungsfreier Lage. Fundament-Grundflächen sind so zu bemessen, daß ungleichmäßige Setzungen möglichst vermieden werden. Es ist möglichst massige Gründung, insbesondere nach dem Erschütterungsherd zu, vorzusehen. Die Böschungslinie benachbarter Fundamente bei Flachgründung und verschiedener Gründungstiefe soll nicht steiler als 1:3 (vgl. Abbildung) sein.

Der Abstand des Bauwerkes vom Erschütterungsherd soll möglichst groß sein. Vorgärten anzulegen ist zweckmäßig. Um städtische Rohr- und Kabelleitungen vor Erschütterungen zu schützen, sind sie unter den Bürgersteigen oder



gegebenenfalls in Schutzkanälen unter dem Fahrdamm zu verlegen. Nach Möglichkeit ist steife, kastenförmige Ausbildung des aufgehenden Bauwerkes durch gleichzeitiges Hochführen der Längs- und Querwände vorzusehen; reichlich durchgehende und ineinandergreifende Maueranker sind anzuordnen; ebenso ist kraftschlüssige Verankerung der Deckenbalken mit dem Mauerwerk (gerade, nicht abgebogene, Ankerenden) zu wählen. Steife Massivdecken sind besser als Holzdecken. Alle Verbindungen sind möglichst biegungsfest also ohne Gelenke auszuführen. Weit ausladende Konsolen sind zu vermeiden. Mauerwerk soll zweckmäßig in Zement- oder Zement-Kalk-Mörtel, Kellermauerwerk mit Eiseneinlagen, zur Erzielung von lastverteilenden hohen Trägern ausgebildet werden.

Es sind doppelte Gebäude-Trennwände mit Luftschlitz oder Papplage zur Verhütung der Erschütterungsübertragung vorzusehen.

⁷ Vgl. die Merkblätter der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen: Richtlinien für Bodenuntersuchungen. Beuth-Verlag 1935, ferner: DIN Vornorm 4021 — Grundsätze für die Entnahme von Bodenproben und DIN Vornorm 4022: Einheitliche Benennung der Bodenarten und Aufstellung der Schichtenverzeichnisse (Bohrergebnisse).

PATENTBERICHT.

Bekanntgemachte Anmeldungen. Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 16 vom 16. April 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 a, Gr. 12/10. D 67 201. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Drehtischantrieb für Tiefbohrungen. 29. XII. 33.
- Kl. 5 b, Gr. 20. G 78 883. Gewerkschaft Wallramm, Essen. Gesteins-
- bohrer für schlagendes Bohren mit einem oder mehreren Metallschneidenträgern. 21. II. 31. Kl. 5 c, Gr. 9/10. D 69 978. Heinrich Droste, Münster i. W. Ringoder bogenförmiger Streckenausbau aus Profileisensegmenten. 22. III. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. D 69 979. Heinrich Droste, Münster i. W. Strecken-ausbau aus in Abständen angeordneten Ringen oder Bögen, die aus Profileisensegmenten bestehen. 22. III. 35.
- Kl. 19 a, Gr. 18. M 125 274. J. Mohr, Luzern, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Demeter, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Schienenstoßver-bindung unter Verwendung einer Stoßbrücke. 12. X. 33. Schweiz 1. IV. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 27/02. St 51 340. Heinrich Steinhage G. m. b. H., Hamburg. Verfahren und Bettung zum Verlegen von Eisenbahn-
- querschwellen. 5. X. 33.

 Kl. 19 e, Gr. 1. D 67 056. Reinhold Dornfeld und Konrad Haage, Eßlingen. Handgeführte Kraftramme, insbesondere zum Ver-
- dichten von Boden. 5. XII. 33. Kl. 37 b, Gr. 5/01. H 129 522. Hahndorf & Wucherpfennig, Bremen. Zweiteiliger Metalldübel zur Verbindung von hölzernen Baugliedern, 25. XI. 31.