Zeitschrift: Technische Mitteilungen / Schweizerische Telegraphen- und

Telephonverwaltung = Bulletin technique / Administration des télégraphes et des téléphones suisses = Bollettino tecnico /

Amministrazione dei telegrafi e dei telefoni svizzeri

Herausgeber: Schweizerische Telegraphen- und Telephonverwaltung

Band: 2 (1924)

Heft: 5

Artikel: Bericht über die Erprobung der Fundamente von Freileitungstragwerken

in Gösgen [Schluss]

Autor: Sulzberger, G

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-873951

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 30.11.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Tednische Mitteilung

der schweizerischen Telegraphen- und Telephon-Verwaltung

Bulletin Technii

de l'Administration des

dell' Amministrazione dei Telegrafi e dei Telefoni svizzeri

Télégraphes et des Téléphones suisses Herausgegeben im Auftrage

der Obertelegraphendirektion

Publié par ordre de la Direction Générale des Télégraphes

Pubblicato per ordine della Direzione Generale dei Telegrafi

Bericht über die Erprobung der Fundamente von Freileitungstragwerken in Gösgen (Schluss).

Von G. Sulzberger, Bern.

C. Statische Verhältnisse.

Die Bodenreaktionen stehen im engsten Zusammenhange mit den Elastizitäts- bezw. Plastizitätsverhältnissen der Grubenwände. Nimmt man mit Andrée an, der vom Zuge herrührende Schub werde durch die Reibung zwischen Fundamentsohle und Grube aufgenommen, so vollführt das Fundament eine reine Drehbewegung, wenn die an der Mastspitze wirkende Kraft gesteigert wird. Ist die Lage der Drehachse bekannt, so kann leicht die für das Gleichgewicht der Kräfte gültige Momentengleichung aufgestellt werden. Nun ist aus den Zusammenstellungen der Versuchsergebnisse ersichtlich, dass die Lage der Drehachse sich mit zunehmender Belastung im allgemeinen verschiebt. Um zu prüfen, von welchen Faktoren diese Lagenveränderung hauptsächlich beeinflusst wird, genügt in erster Annäherung folgende einfache Ueberlegung:

Bedeuten gemäss Fig. 13

 σ_1 und σ_2 die grössten spezifischen Bodenpressungen,

 a_1 und a_2 die Baugrundziffern an den Stellen dieser Pressungen,

 \hat{o}_1 und \hat{o}_2 die Verschiebung der Fundamentkanten an diesen Stellen,

so gilt
$$\hat{\sigma}_1 = \frac{\sigma_1}{a_1}; \ \hat{\sigma}_2 = \frac{\sigma_2}{a_2}; \ \frac{\hat{\sigma}_1}{\hat{\sigma}_2} = \frac{y_1}{y_2}$$

$$y_1=y_2\frac{\sigma_1\,\alpha_2}{\sigma_2\,\alpha_1}$$
 und da $y_2=t-y_1$

$$\text{-ist } y_1 = (t-y_1)\frac{\sigma_1\,\alpha_2}{\sigma_2\,\alpha_1} = t\,\frac{\sigma_1\,\alpha_2}{\sigma_2\,\alpha_1\,+\,\sigma_1\,\alpha_2} = t\,\frac{1}{\frac{\alpha_1\,\sigma_2}{\alpha_2\,\sigma_1} + 1}.$$

Ist somit $a_1 \sigma_2 = a_2 \sigma_1$, was einem in allen Tiefenlagen gleichmässig druckfesten und plastischen Boden entspricht, so wird $y_1 = \frac{t}{2}$. Je mehr $a_2 \sigma_1$ gegenüber $a_1 \sigma_2$ überwiegt, desto grösser wird y_1 , desto tiefer befindet sich also die Drehachse. Für den Grenzfall $\frac{a_2}{a_1} = \infty$ würde $y_1 = t$. Dies gilt für die Verschiebung in lotrechter Richtung. Die Sohlenreaktion bewirkt aber aus analogen Gründen auch eine Verschiebung in wagrechter Richtung und zwar in der Richtung der Kraft Z. Im Grenzfall $\frac{a_1}{a_3} = 0$ wird sich die Drehachse in der Nähe der rechten.

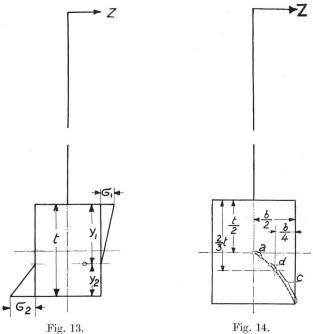


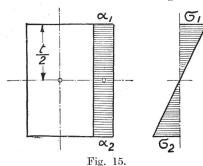
Fig. 14.

- a: Lose, kohäsionslose Bodenarten (loses Gerölle und Geschiebe, loser Sand).
 d: Plastische, feste Bodenarten (gewachsener Boden).
 c: Extreme Fälle mit sehr starkem Anwachsen der Baugrundziffer im unteren Teil der Grube.

unteren Fundamentkante befinden, wenn der Zug nach rechts gerichtet ist. Somit hängt die Drehachsenlage vom Verhältnis der Baugrundziffern im oberen Teil der Grubenwände zu denjenigen am Grunde bezw. an der Sohle ab. Nach den Versuchen ist zwar dieses Verhältnis in erster Linie von der Bodenbeschaffenheit der Baugrube abhängig. Indessen ist es für eine und dieselbe Grube nicht konstant, sondern es verändert sich im allgemeinen mit zunehmender Belastung. Das erklärt die festgestellten Verschiebungen der Drehachsenlage. So-

bald über das Verhältnis $\frac{a_1}{a_2}$ und $\frac{a_1}{a_3}$ bestimmte An-

nahmen gemacht werden, so ist dadurch auch die Drehachsenlage und damit auch der bei Belastung auftretende Verlauf der Bodenpressungen eindeutig bestimmt, was ausdrücklich hervorgehoben werden



Das Verhältnis der Baugrundziffern für verschiedene Belastungen zum voraus genau zu bestimmen, ist im allgemeinen nicht möglich. Dagegen können mit einer für den vorliegenden Spezialfall und für gewöhnliche Verhältnisse genügenden Genauigkeit die Hauptlagen der Drehachse aus den Versuchsergebnissen bestimmt werden.

Die Voraussetzungen für den Grenzfall, wo $y_1 = \frac{\iota}{2}$

sind namentlich bei Fundament V erfüllt, in etwas geringerem Masse auch bei Fundament II. Tatsächlich gruppieren sich bei diesen Fundamenten die Drehachsenlagen um einen in der Nähe des Schwerpunktes der Fläche befindlichen Punkt. Bei den Fundamenten III, IV, VI, VII und IX gruppieren sich die Drehachsenlagen um einen Punkt, der ungefähr in ²/₃ der Tiefe unter Sockeloberkante, bei drei ungefähr in der Hälfte, bei den übrigen im ersten Viertel der Breite des Fundamentes, von der auf der Zugseite befindlichen Aussenkante aus gemessen, liegt. Das lässt darauf schliessen, dass bei diesen letzteren Fundamenten die Baugrundziffern direkt proportional mit der Tiefe unter der Bodenoberfläche anwachsen. Die mit den beschriebenen Instrumenten ermittelten Baugrundziffern stimmen hiermit annähernd überein. In diesem Falle ist

 $y_1 = \frac{2}{3}t$. Die Druckverteilung im Boden müsste

dabei nach einer quadratischen Parabel verlaufen.¹) Somit kann mit einer für praktische Zwecke genügenden Annäherung an die wirklichen Verhältnisse angenommen werden, die Drehachse habe bei Blockfundamenten der erprobten Art und bei den in Frage kommenden Belastungen ungefähr die aus Fig. 14 ersichtlichen Lagen.

Unter diesen, für die meist vorkommenden Bodenarten mit genügender Annäherung gültigen Annahmen gilt folgendes:

1. Fall (Fig. 15).

(Loser Sand, Kies, Geröll und dergleichen, kohäsionslose Bodenarten.)

$$Z\left(l+rac{t}{2}
ight) = \sigma_1\,rac{b\,t^2}{12} +\,\sigma_2\,rac{b\,t^2}{12};\,rac{\sigma_1}{a_1} = rac{\sigma_2}{a_2}; \hspace{0.5cm} \sigma_1 = \sigma_2\,rac{a_1}{a_2}.$$

Somit
$$Z\left(l+rac{t}{2}
ight)=M=\sigma_2\,rac{b\,t^2}{12}\left(rac{a_1}{a_2}+1
ight)$$
 und da

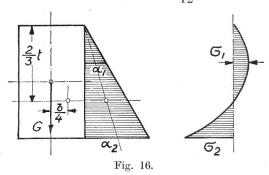
$${\rm nach~Voraussetzung}~\alpha_1=\alpha_2,~M=\sigma_2\frac{b~t^2}{6}. \eqno(1)$$

(Plastische Bodenarten "gewachsen".)

$$\begin{split} Z\left(l+\frac{2\,t}{3}\right) &= \sigma_1\,\frac{4\,b\,t^2}{27} + \sigma_2\,\frac{b\,t^2}{28} + G\,\frac{b}{4}; \quad \frac{\sigma_1}{a_1}\!:\!\frac{t}{3} = \\ &\frac{\sigma_2}{a_2}\!:\!\frac{t}{3}; \quad \sigma_1 = \sigma_2\,\frac{a_1}{a_2}. \quad \text{Somit} \quad Z\left(l+\frac{2\,t}{3}\right) - G\,\frac{b}{4} = \\ &M = \sigma_2\,\frac{b\,t^2}{28}\left(\!\frac{4\,a_1}{a_2} + 1\!\right) \quad \text{und} \quad \text{da nach Voraussetzung} \end{split}$$

$$M = \sigma_2 \frac{b t^2}{28} \left(\frac{4 a_1}{a_2} + 1 \right)$$
 und da nach Voraussetzung

$$a_2 = 3 a_1, \ M = \sigma_2 \frac{b t^2}{12}.$$
 (2)



In besonderen, wichtigen Fällen mit wesentlich anderen Verhältnissen der Baugrundziffern müssten die letzteren durch direkte Messung ermittelt und die Gleichungen dementsprechend aufgestellt werden.

Grösse der Fundamentverdrehung.

Bezeichne Fall 1: Fall 2:
$$M$$
 das Moment $Z\left(l+\frac{t}{2}\right)$ $Z\left(l+\frac{2}{3}t\right)-G\frac{b}{4}$ kgem W $\frac{b\,t^2}{6}$ $\frac{b\,t^2}{12}$ cm³

V die Verschiebung der Mastspitze, ohne Rücksicht auf Eigendurchbiegung in cm,

$$V : \left(l + \frac{t}{2}\right) = \delta_2 : \frac{t}{2} \qquad V : \left(l + \frac{2t}{3}\right) = \delta_2 : \frac{t}{3}$$

$$V = \frac{2 \delta_2 \left(l + \frac{t}{2}\right)}{t} \qquad V = \frac{3 \delta_2 \left(l + \frac{2t}{3}\right)}{t}$$

$$= \frac{2 \sigma_2 \left(l + \frac{t}{2}\right)}{a_2 t} \qquad = \frac{3 \sigma_2 \left(l + \frac{2t}{3}\right)}{a_2 t}$$

$$V = \frac{2M \left(l + \frac{t}{2}\right)}{a_2 W t} \qquad V = \frac{3M \left(l + \frac{2t}{3}\right)}{a_2 W t} \qquad (4)$$

¹⁾ Siehe "Beton und Eisen", No. 1, 1909: "Ueber den Einfluss der Einspannung im Erdreich auf die Stabilität der Wände". Von Ullmann.

Aus den Tabellen IX:XV sind die nach diesen Formeln berechneten Bodenpressungen σ_2 und Baugrundziffern a_2 ersichtlich. Es sei ausdrücklich hervorgehoben, dass bei der Beurteilung und namentlich Anwendung dieser Ziffern berücksichtigt werden muss, dass sie nicht absolute Gültigkeit haben. Sie gelten nur unter Beachtung der Berechnungsvoraussetzungen. Man könnte gegen die Formeln (1) und (2) einwenden, es wäre richtiger, im Nenner nicht die den Grenzfällen entsprechenden, sondern dazwischen liegende Ziffern einzusetzen, z. B. $\frac{bt^2}{7}$ bzw. Dies ist bis zu einem gewissen Grade richtig. 10. Allein es handelt sich im vorliegenden Falle darum, eine für die gewöhnlichen Fälle ausreichende, einheitliche Berechnungsgrundlage und dafür gültige Ziffern zu gewinnen. Von diesem Gesichtspunkte aus betrachtet scheint es besser, die angegebenen Grundformeln beizubehalten. Damit ist natürlich keineswegs ausgeschlossen, dass in wichtigen Sonderfällen auf Versuche und Messungen gestützte genauere Berechnungen angestellt werden.

Uebrigens sei hier erwähnt, dass in den obigen Berechnungen die Reibung der zur Zugrichtung parallelen Fundamentflächen an den Grubenwänden und die Sohlenreibung nicht berücksichtigt worden sind. Diese Widerstände kommen dadurch zum Ausdruck, dass die rechnungsmässig ermittelten Pressungen und Baugrundziffern etwas grösser sind, als der Wirklichkeit entsprechen würde.

In den Formeln (3) und (4) kommt die absolute Grösse der Baugrundziffer am seitlichen Grunde der Fundamentgrube vor. Anhaltspunkte dafür geben die mit den Messapparaten vorgenommenen direkten Messungen. Sie können aber auch rechnerisch aus den Versuchsergebnissen bestimmt werden, indem man die an dieser Stelle rechnungsmässig auftretenden Bodenpressungen durch die seitliche Verschiebung der Fundamentkante dividiert. Die in den Tabellen IX := XV enthaltenen Werte der Baugrundziffern a_2 sind durch Rechnung erhalten worden.

Berechnete Bodenpressungen und Baugrundziffern.

 $(Fundament\ I\ wurde\ wegen\ unzuverlässigen\ Angaben\ weggelassen.)$

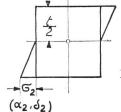
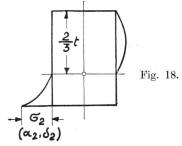


Fig. 17.

Fundament II.
$$M=Z\left(l+\frac{t}{2}\right); \quad \sigma_{2}=\frac{6\,M}{b\,t^{2}}; \quad V=\frac{2\,M\left(l+\frac{t}{2}\right)}{a_{2}\,W\,t}$$
 ("Humusdeponie")

Tabelle IX.

Z	M	σ_2	δ_{2}	a_2	V in	cm	Bemerkungen			
kg			em			berechnet ²)	Demorkungen			
215	274 000	0,54	0,075	7,21	2,0	1,28	1) Einschliesslich Eigendurchbiegung und			
590	$752\ 000$	1,49	0,164	9,11	4,0	2,78	Spiel in den Anschlusslaschen. ($\sim 2 \text{ cm/}t$).			
670	855 000	1,69	0,404	4,18	8,0	6,86	2. 2			
800	1 020 000	2,02	0,65	3,1	13,8	11,2	²) Ohne den unter ¹) genannten Betrag.			
920	1175000	2,32	1,14	2,03	22,5	19,4				
1040	1 312 000	2,64	1,91	1,38	36,0	32,0				
1150	$1462\ 000$	2,90	2,77	1,05	50,0	47,0				
1200	1 530 000	3,03	4,10	0,74	74,0	70,0				
1230	1566000	3,07	5,98	0,51	103,0	104,0				



Fundament III.

$$M=Z\left(l+rac{2\,t}{3}
ight);\;\;\;\sigma_2=rac{12\,M}{b\,t^2};\;\;\;V=rac{3\,M\left(l+rac{2\,t}{3}
ight)}{a_2\,W\,t}$$

("Humusdeponie")

Tabelle X.

Z	M	σ_2	$\hat{\sigma}_{2}$	a_2	V in	em	Bemerkungen				
kg	kg cm	kg/cm²			berechnet 2)						
1000 1350 1700 1900 2200 2200 2400 2400 2530	1 333 000 1 800 000 2 260 000 2 540 000 2 930 000 2 930 000 3 196 000 3 196 000 3 465 000	2,95 4,0 5,05 5,64 6,5 6,5 7,08 7,08 7,7	0,51 0,58 0,888 1,27 2,43 2,59 3,94 4,33 6,28	5,8 ³) 6,9 5,7 4,45 2,675 2,52 1,8 1,64 1,23	12,7 14,0 20,0 27,9 52,0 55,3 82,5 93,1 132,0	$ \begin{array}{c} 10,2 \\ 11,6 \\ 17,7^4) \end{array} $ $ \begin{array}{c} 25,4 \\ 48,5 \\ 51,8^5) \end{array} $ $ \begin{array}{c} 78,8 \\ 86,6 \\ 125,0 \end{array} $	 Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen (~ 2 cm/t). Ohne den unter ¹) genannten Betrag. Verlauf beeinflusst durch zu grossen Anfangszug. Fliessgrenze (ungefähr). Fliessen. 				

$Fundament\ IV.$

(,,Humusdeponie").

Tabelle XI.

Z	M	σ_2	$-\delta_2$	a_2	V in	cm	
kg	kg cm	kg/cm²	cm	kg/cm³	gemessen ¹)	berechnet 2)	
500 850 1100 1500 1800 2000 2400 2700 3000 3250 3450	688 000 1 162 000 1 510 000 2 050 000 2 465 000 2 745 000 3 290 000 3 700 000 4 110 000 4 450 000 4 753 000	0,98 1,66 2,15 2,92 3,5 3,9 4,68 5,28 5,87 6,35 6,75	0,0242 0,0696 0,128 0,326 0,66 0,89 1,57 2,7 3,93 5,85 8,44	40,6 23,8 16,8 8,95 5,3 4,38 2,98 1,96 1,49 1,09 0,8	0,9 2,1 3,5 7,7 13,2 17,4 29,0 47,5 68,4 99,5 142,0	0,414 1,15 2,1 5,38 10,9 14,7 25,8 44,5 65,0 96,2 139,0	$M = Z \left(l + \frac{2t}{3} \right); \sigma_2 = \frac{12 M}{b t^2}; V = \frac{3 M \left(l + \frac{2t}{3} \right)}{a_2 W t}.$

Fundament V.("Flußschotterdeponie").

Tabelle XII.

Z	M	σ_2	δ_{2}	a_2	V in	. cm	
kg	kg em	kg/cm²	. em	kg/cm³	gemessen 1)	berechnet 2)	1
250	325 000	0,36	0,03	12,0	0,6	0,39	$\left \frac{z}{2}\right $
350 500	$455\ 000$ $650\ 000$	$0,505 \\ 0,722$	$0,055 \\ 0,181$	9,2 $4,0$	$^{1,0}_{2,9}$	$0,715 \\ 2,35$	
700 900	$910\ 000$ $1\ 170\ 000$	1,01 1,3	$0,385 \\ 0,84$	$2,63 \\ 1,55$	5,6 $11,9$	$5,0 \\ 10,9$	/
$\frac{1100}{1200}$	$\frac{1430000}{1560000}$	1,59 1,73	1,75 $2,19$	$0.91 \\ 0.792$	24,0 30,0	22,8 28,4	
1300	1 690 000	1,87	2,46	0,76	34,0	32,0	$G_2 = (\alpha_2, \delta_2)$
$\frac{1400}{1500}$	$\frac{1\ 820\ 000}{1\ 950\ 000}$	$2,02 \\ 2,16$	$3,52 \\ 4,5$	$0,573 \\ 0,48$	48,0 69,8	$45,8 \\ 58,5$	(α_2, δ_2)
$\frac{1600}{1700}$	$2\ 075\ 000$ $2\ 210\ 000$	$2,3 \\ 2,45$	$5,14 \\ 6,23$	$0,447 \\ 0,393$	75,5 93,5	67,0 81,0	Fig. 20.
1800 1900	$2340000 \\ 2470000$	$2,59 \\ 2,74$	8,45 8,75	0,307 $0,314$	118,0 135,5	107,0 112,0	$M = Z\left(l + rac{t}{2} ight); \; \sigma_2 = rac{6M}{bt^2}; \; V = rac{2M\left(l + rac{t}{2} ight)}{a_2Wt}.$
2000	2 600 000	2,89	9,88	0,314	161,5	128,0	$m=2$ $\begin{pmatrix} t+2 \end{pmatrix}$, $b_2=b_1t^2$, $t=\frac{a_2Wt}{a_2Wt}$.

 $Fundament\ VI.$ (Fester, gewachsener Boden)

Tabelle XIII.

Z	M	σ_2	$\hat{\sigma}_{2}$	a_2	V in	em	
kg	kg cm	kg/cm ²	cm	$ m kg/cm^3$	gemessen ¹)	berechnet 2)	
490	276 000	0,613	0,0187	32,8	1,3	0,374	$\left(\begin{array}{c} \frac{2}{3}t \\ \end{array}\right)$
735	$603\ 000$	1,34	0,0195	68,9	1,5	0,39	
1025	890 000	1,98	0,0256	78,0	1,9	0,51	-
1460	1565000	3,49	0,09	38,7	4,1	1,8	
1760	1 970 000	4,38	0,199	22,1	7,7	4,0	
2050	$2\ 355\ 000$	5,25	0,354	14,9	11,8	7,1	
2450	2895000	6,42	0,544	11,8	17,0	11,0	. 62
2840	3 415 000	7,6	0,84	9,1	28,5	16,8	G_2 (α_2, δ_2)
3230	3925000	8,72	1,28	6,82	38,2	25,6	(α_2, o_2)
3570	4 375 000	9,72	1,75	5,57	48,3	35,0	Fig. 21.
3900	4825000	10,7	2,64	4,07	64,9	53,0	$2\pi (1+2t)$
4100	5075000	11,3	3,64	3,1	88,0	73,0	$M = Z\left(l + rac{2\ t}{3} ight) - Grac{b}{4}; \ \ \sigma_2 = rac{12\ M}{b\ t^2}; \ \ V = rac{3\ M\left(l + rac{2\ t}{3} ight)}{a_2\ W\ t}.$
4200	5220000	11,6	6,09	1,91	101,0	120,0	$M = Z(l + \frac{1}{2}) - G_{-1}; \ \sigma_2 = \frac{1}{L^2}; \ V = \frac{1}{L^2}$
4100	5075000	11,3	7,08	1,58	139,5	141,0	$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$

 $^{^1)}$ Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen (~ 2 cm/t). $^2)$ Ohne den unter $^1)$ genannten Betrag.

Fundament VII.
(Sehr fester Flußschotter "gewachsen")

Tabelle XIV.

	M	σ_2	δ_{2}	a_2	V in	cm	
kg	kg cm	kg/cm ²	cm	kg/cm³	gemessen¹)	berechnet 2)	
490	286 000	0,636	0,0064	99,0	0,8	0,128	
735	614 000	1,37	0,0084	163,0	1,1	0,168	
980	945 000	2,1	0.0135	156,0	1,4	0,271	
1220	1 256 000	2,78	0,0282	99,0	2,5	0,564	2,
1460	1475000	3,27	0,0322	102,0	3,4	0,645	$\left(\frac{2}{3}t\right)$
1760	1 980 000	4,4	0,0483	93,0	4,7	0,97	
1950	2228000	4,95	0,0561	87,0	5,8	1,13	\ \rightarrow \frac{6}{4} = \rightarrow \r
2200	2 563 000	5,7	0,0714	80,0	6,6	1,43	-
2450	2 890 000	6,4	0,0895	71,7	7,5	1,8	
2690	3 213 000	7,13	0,108	64,0	8,8	2,1	
2940	3 540 000	7,85	0,129	61,0	9,7	2,58	
3180	3 875 000	8,6	0,156	55,0	10,9	3,12	— 5 2 →
3430	4 205 000	9,35	0,184	51,0	12,1	3,7	(α_2, δ_2)
3670	4 515 000	10,0	0,218	45,8	13,3	4,37	(~2,02)
3920	4 845 000	10,78	0,260	41,4	14,5	5,2	Te' 20
4160	5 160 000	11,45	0,319	36,0	16,5	6,38	Fig. 22.
4410	5 520 000	12,0	0,377	31,9	18,0	7,5	
4650	5 830 000	13,0	0,450	29,0	19,8	9,0	$M = Z\left(l + \frac{2t}{3}\right) - G\frac{b}{4}; \ \sigma_2 = \frac{12 M}{b t^2}; \ V = \frac{3 M\left(l + \frac{2t}{3}\right)}{a_2 W t}.$
4900	6 150 000	13,65	0,523	26,2	22,0	10.5	$3M(l+\frac{1}{2})$
5140	6485000	14,35	0,64	22,4	$\frac{24,7}{24,7}$	10,5 12,8	$M = Z(l + \frac{2l}{l}) - G': \sigma_0 = \frac{12M}{l}: V = \frac{3}{l}$
5380	6 805 000	15,1	0,82	18,4	29,1	16,4	$3 / 4, \frac{3}{2} bt^2, \frac{a_2 W t}{}$
5630	$7\ 135\ 000$	15,9	1,085	14,6	34,8	21,8	
5090	6415000	14,2	1,75	8,13	55,5	35,0	
4410	5 520 000	12,0	2,88	4,27	98,5	57,8	
3920	4 845 000	10,78	5,54	1,94	124,0	111,0	

Fundament IX. (Reiner Lehm)

Tabelle XV.

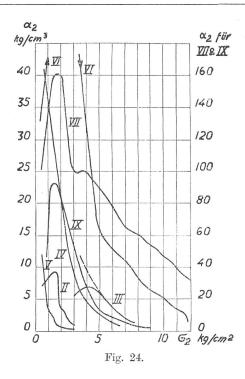
Z	M	σ_2	$\hat{\sigma_2}$	a_2	a_2 V in cm		
kg	kg cm	kg/cm ²	cm	kg/cm³	gemessen 1)	berechnet ²)	
245					0,6		$\left \frac{2}{3}t \right $
494	304 000	0,673	0,0148	45,5	0,9	0,296	6
741	624 000	1,38	0,015	93,3	1,0	0,3	4
988	953 000	2,1	0,029	72,4	1,6	0,58	
1235	1283000	2,85	0,055	51,9	2,8	1,1	
1478	1597000	3,54	0,122	31,6	4,2	2,25	
1730	1935000	4,29	0,21	20,4	6,8	4,2	
1975	2 265 000	5,0	0,392	12,8	11,2	7,83	σ_2 σ_2 σ_2 σ_2
2225	2595000	5,75	0,633	9,08	16,9	12,7	(02. (2)
2470	2915000	6,48	0,91	7,12	22,7	18,2	
2715	$3\ 255\ 000$	7,2	1,37	5,27	32,1	27,4	Fig. 23.
2965	3585000	7,95	2,28	3,5	50,0		
3210	3 915 000	8,7	3,825	2,275	80,5	76,5	$M = Z\left(l + rac{2\ t}{3} ight) - Grac{b}{4}; \ \ \sigma_2 = rac{12\ M}{b\ t^2}; \ V = rac{3\ M\left(l ight)}{a_2\ 1}$
3360	4 115 000	9,1	5,4	1,69	110,5	108,0	$M = Z \left(1 \perp \frac{2t}{} \right) C \stackrel{b}{\longrightarrow} c = \frac{12 M}{} \cdot V = $
3360	4 115 000		-,-		137,5		$m - 2 \left(t + \frac{1}{3} \right) - \frac{1}{4}, \ \sigma_2 = \frac{1}{bt^2}, \ v = \frac{1}{a_2 t^2}$

1) Einschliesslich Eigendurchbiegung und Spiel in den Anschlusslaschen ($\sim 2~{\rm cm}/t$).

2) Ohne den unter 1) genannten Betrag.

In Fig. 24 sind die berechneten Baugrundziffern a_2 in Abhängigkeit von den spezifischen Bodenpressungen dargestellt. Nach dieser Darstellungsweise ist der Verlauf der berechneten und der mit den Instrumenten ermittelten a ein ähnlicher. Die Ziffern nehmen mit zunehmenden Pressungen ab bis zur völligen Erschöpfung der Festigkeit. Eine völlige Uebereinstimmung ist nicht festzustellen und auch nicht zu erwarten. Bei der Messung der Baugrundziffern mit den Instrumenten hat sich gezeigt, dass das Messergebnis von mehreren Faktoren erheblich

beeinflusst wird, so z. B. von der Grösse der Druckflächen, der Schnelligkeit des Vorschubes, von allfälligen Vorpressungen und vom Feuchtigkeitsgehalt des Bodens. Geben die mit den Instrumenten ermittelten Ziffern aus diesen Gründen streng genommen nicht die absoluten Baugrundziffern an, so erlauben doch die Messungen, das Verhältnis dieser Ziffern an verschiedenen Stellen der Baugruben mit genügender Zuverlässigkeit zu ermitteln. Leider gestattet der zur Verfügung stehende Raum nicht, hier näher auf diese Fragen einzutreten.

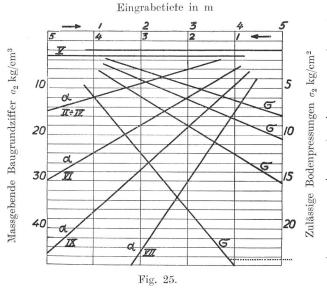


Grösse der zulässigen Bodenpressungen und der Baugrundziffern.

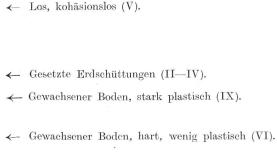
Bei der Benützung der Formeln (1), (2), (3) und (4) entsteht die Frage, welche Werte für die Bodenpressung σ_2 und die Baugrundziffer α_2 eingesetzt werden sollen. Diese Frage könnte indirekt damit beantwortet werden, dass vorgeschrieben würde, ein gegebenes Fundament dürfe sich bei einer bestimmten Tragwerksbelastung nicht über ein gewisses Mass verdrehen. Wäre zwar eine solche Vorschrift in vielen Fällen durchaus zweckmässig, so wäre sie doch als Berechnungsgrundlage nicht geeignet. Es

zeigt, dass nach Erreichung einer gewissen Tragwerksbelastung der Zug im Zugseil nach kurzer Zeit nachlässt, dass somit bei den entsprechenden Bodenpressungen ein "Fliessen" eintritt. Dass dem so ist, ist übrigens auch aus den Diagrammen Fig. 10 und 12 erkenntlich. Diese Fliessgrenze darf jedenfalls bei den grössten rechnungsmässig auftretenden Bodenpressungen nicht erreicht werden, denn sie ist gleichbedeutend mit der Erschöpfung der Bodenfestigkeit. Zu diesem Zwecke könnten entweder die Rechnungen mit den der Fliessgrenze entsprechenden Bodenpressungen, aber unter Einsetzung eines Sicherheitsfaktors, durchgeführt werden, oder es könnte von dem letztern abgesehen, dafür aber ein kleinerer Wert für die zulässigen Bodenpressungen vorgeschrieben werden. Im ersteren Falle könnte nur ein kleiner Sicherheitsgrad in Betracht kommen, weil sonst die Fundamente grösser und entsprechend teurer ausfallen würden als nötig wäre. Dabei bestünde der Uebelstand, dass für a_2 höhere Ziffern eingesetzt werden müssten, als die den angegebenen Pressungen entsprechenden. Die Untergruppe hat hierüber noch keinen endgültigen Beschluss gefasst. Um jedoch zu zeigen, wie sich die Berechnung derartiger Blockfundamente nach den neuen Grundsätzen gestalten würde, sei im folgenden der Rechnungsgang nach der zweiten Methode kurz angedeutet.

Nach dem früher Gesagten ist für lose und kohäsionslose Bodenarten eine gleichmässige Baugrundziffer und Druckfestigkeit auf alle praktisch in Frage kommenden Tiefen, für "gewachsene" Bodenarten dagegen eine mit der Tiefe proportionale Zunahme beider Grössen vorausgesetzt. Somit können die zulässigen Bodenpressungen σ_2 am Grund der seitlichen Grubenwände und die an dieser Stelle massgebenden Baugrundziffern a_2 beispielsweise wie folgt dargestellt werden:



ist vielmehr wünschbar, für die gewöhnlichen Fälle direkt die zulässigen Bodenpressungen für die verschiedenen, meist in Frage kommenden Bodenarten festzusetzen. Nun hat sich bei den Versuchen ge-



Bodenart:

← Sehr fester Kiessand (VII).

Gestützt auf die obigen Angaben diene zur Erläuterung des Gesagten folgendes Beispiel:

Für einen 15 m hohen Mast, auf dessen Spitze ein Zug von 3000 kg wirke, soll ein Blockfundament berechnet werden, das in Boden der bei Fundament VI vorhandenen Beschaffenheit zu erstellen sei. Das Mastgewicht betrage 2000 kg. Die untere Breite des Mastes sei 150 cm. Dementsprechend habe das Fundament eine Breite von 200 cm.

Es ist in erster Annäherung $M = 3000 \cdot 1500 = 4500000 \text{ kgcm}.$

Nimmt man die erforderliche Tiefe schätzungsweise zu 200 cm an, so ergibt Fig. 25 für σ_2 =6 kg/cm². Somit $\frac{6\,b\,t^2}{12}=4\,500\,000\,$ kgcm.

Daraus in erster Annäherung

t = 212 cm und $G = 20 \cdot 20 \cdot 21, 2 \cdot 2, 2 = 18620$ kg.

Die genauere Ausrechnung ergibt nun

$$M = 3000 \left(1500 + \frac{2}{3} \cdot 212\right) - \frac{200}{4} \left(18620 + 2000\right) = 3892000 \text{ kgem.}$$

Somit

$$6\frac{200\ t^2}{12} = 3\,892\,000$$

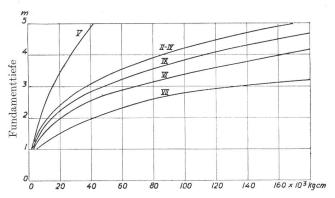
t = 198 cm.

Nach Fig. 25 ist $a_2=12$ kg/cm³. Somit Spitzenverschiebung ohne Eigendurchbiegung des Mastes

$$V = \frac{3 \cdot 3\,892\,000 \cdot 1633}{12 \cdot 653\,000 \cdot 198} = 12,\!4 \; \text{cm}.$$

Für die erste, näherungsweise Bestimmung der Tiefe t kann zweckmässigerweise eine Kurventafel benützt werden, wie in Fig. 26 abgebildet. Um diese Tafel für Fundamente von beliebiger Breite verwenden zu können, ist dieselbe auf einen Zentimeter Fundamentbreite bezogen.

Um nachzuweisen, dass es in druckfestem Boden ökonomischer ist, die nötige Sicherheit durch tiefreichende, längliche als durch plattenförmige Fundamente zu erzielen, wurde neben Fundament VII ein plattenförmiges Fundament VIII erstellt. Die damit erhaltenen Ergebnisse sind aus Tabelle XVI ersichtlich.



Moment aus Zug auf Mastspitze \times Höhe von Z über Sockeloberkante, bezogen auf 1 cm Fundamentbreite.

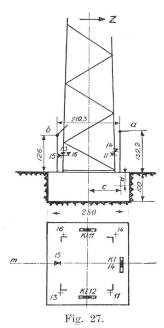
Fig. 26.
(Die römischen Ziffern weisen auf die in Frage kommende Bodenart hin).

Die Standfestigkeit dieses Fundamentes war bei einem Spitzenzug von rund 4000 kg vollständig erschöpft. Sein Gewicht betrug 16,400 kg. Beim gleichen Zug wies der auf Fundament VII aufgestellte Mast nur ungefähr 15 cm Spitzenverschiebung auf. Dieses letztere Fundament hatte ein Gewicht von 7600 kg. Seine Standfestigkeit war bei ungefähr

Fundament VIII.

Angabe über Lageveränderungen und Lage der Drehachse (berechnet), in Funktion des Spitzenzuges.

	Züg	70	Ver-					gabei	ı	Verschiebung der Punkte (Stoppani-Messuhren)						Verschiebung der Punkte (Schreibvorrichtung)				Lage der Drehachse		
Nr.	in k	g	schie- bung der	N	Vr. 1	(Läi 1	ngs) N	Jr. 1	2	α'	, a"	b" ,	l b'	-> c′	-▶	- a <u>↓</u>	->	<i>b</i>	aus a',b'	, a",b",c'	aus	a, b
			Mast- spitze							Nr. 11	Nr. 14	Nr. 13	Nr. 16	Nr. 15					c	d	c	d
	Z	Z'	cm	0	,	"	0	1	"	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm	em	em	cm
		ca.																				
1	300		0,4			0			0	0,30	0,1	0,04	0,02	0,04	-			_	_			
2	500		0,5		-	0			0	0,55	0,35	0,2	0,2	0,05					_			
3	750		0,9			5			5	0,55	0,35	0,2	0,2	0,07				-		-	_	
4	1000	987	1,4		-	$\frac{14}{22}$			13	0,65	0,40	0,2	0,2	0,13	-			-		_	-	-
5	1250	$\frac{-}{1480}$	1,8			30			$\frac{19}{25}$	$0,70 \\ 0.70$	0,40	0,2	0,2	0,18	-					, —	-	,
0	$\begin{vmatrix} 1500 \\ 1750 \end{vmatrix}$	1480	$\begin{array}{c c} 2,2 \\ 2,5 \end{array}$			36	_		$\frac{25}{34}$	$0.70 \\ 0.70$	$0,40 \\ 0.40$	$0,21 \\ 0,44$	$0.2 \\ 0.35$	$0,24 \\ 0,33$				_	87,5	103,5		-
8		1975	2,9			49			44	0.70	0,40	0,44	0,38	0,33					87,5	81,5		
9	2250		3,3			60			59	0.675	0,40	0,43	0,38	0,40					86,0	74,5		
10		2470			1	10		1	18	0.675	0,40	0,66	0,60	0,64					87,5	86		
11	2750		4,2		î	42		î	52	0.675	0,40	1,04	0,93	0,90					87,5	78,5		
12		2962	4,9		2	30		2	33	0.675	0.40	1,44	1,30	1,23					87,5	83,5		
13	3250		5,5	-	4	-		4	2	0,675	0,50	2,09	1,90	1,78					97,5	95,5		
14	3500	3460			6	12		6	13	0,675	0,52	3,15	2,92	2,68					103,5	98,5	-	
15	3750		8,1		9	-		9	1	0,95	0,80	4,85	4,42	3,78	4,5		3,7	4,4	108	66,5		
16		3950	12,0	-	19			19	10	1,20	1,40	10,57	9,25	7,33	10	-0,3	9	10,4	101	61,5		
Max.	4200	-			-	_			-		-		and the same of					_				-
17	3800	-	31,5		12	10	-			4,80	-			24,18	39	-1,5	36,2		-		115	53,5
18	3650	-	50,0						-	7,65					66,5		62,7				110,5	
19	3500		78,5												105,8	, , ,	, ,	119,7			107,5	
20	3100		118,5	1				-	-	-					162	4		181,2		_	106	42,5
21	2800		168,5		-										229	13	229	254,7			101,5	34,5
22	2700		206	-				-							279	22	281 ?	304 ?	-			



Nr. 11, 13, 14, 15 und 16: Stoppani-Messuhren, Messgenauigkeit $^{1}/_{100}$ mm. Kl. 11, Kl. 12 und Kl. 14 = Klinometer 1 Teilstrich = 1,2". (Klinometer 14 defekt.)

Fundament VIII.

Datum der Erstellung 2. Dezember 1922, Datum der Erprobung 18. April 1923. Gesamtgewicht: G = 18350 kg.

5600 kg Spitzenzug erschöpft. Die Ausnützung des Betongewichtes der beiden Fundamente war also:

Fundament VII (135/135/200 cm). Auf 1000 kg Spitzenzug kommen 1360 kg Beton. Plattenfundament VIII (280/280/100 cm). Auf 1000 kg Spitzenzug kommen 4100 kg Beton.

Dabei ist jedoch zu bemerken, dass die Bodenbeschaffenheit für die Widerstandsfähigkeit des Plattenfundamentes sehr günstig war, weil der im groben, festen Schotter einbetonierte untere Teil des Fundamentes eine sehr feste Verbindung mit diesem ergab. Wäre das Fundament in weniger druck-

festem Erdreich erstellt worden, so wäre seine Widerstandsfähigkeit wahrscheinlich nicht viel grösser gewesen als die sich aus dem Gewichtsstabilitätsmoment ergebende.

Zum Schlusse sei ausdrücklich betont, dass mit den vorstehenden Ausführungen nicht beabsichtigt ist, eine vollständige Theorie des Verhaltens und der Berechnung von Blockfundamenten aufzustellen. Es handelte sich vielmehr darum, in Anlehnung an die von Andrée angegebene Berechnungsweise die bei den Versuchen in Gösgen erhaltenen Ergebnisse einer kritischen Betrachtung zu unterziehen und diese Berechnungsweise auf bestimmtere Grundlagen zu stellen und möglichst zu vereinfachen. Neu hinzugekommen ist dabei die Rücksichtnahme auf das Mass der Fundamentverdrehung bei einer bestimmten Belastung.

Bei der Beurteilung der Ergebnisse und Ausrechnungen ist folgendes zu berücksichtigen:

Alle Fundamente mit Ausnahme von Nr. V wurden unter satter Anbetonierung an den gewachsenen Boden erstellt.

Die Reibung der zur Zugrichtung parallelen Fundamentflächen an den Grubenwänden und die Sohlenreibung wurden nicht besonders berücksichtigt.

Es wurde eine für die massgebende Belastung gültige, feste Drehachsenlage angenommen.

Ueber den Druckverlauf im Boden wurden vereinfachende Annahmen gemacht.

Es ist daraus ersichtlich, dass die berechneten Ziffern nicht absolute Gültigkeit haben. Sie sind vielmehr nur unter den gemachten Voraussetzungen zutreffend. Mit einiger Uebung wird es in den gewöhnlichen Fällen möglich sein, die Bodenziffern annähernd richtig zu schätzen. Jedenfalls ist es angezeigt, dieselben eher zu niedrig als zu hoch anzunehmen. Handelt es sich in wichtigeren Fällen darum, Blockfundamente so zu bemessen, dass ihr Widerstand gegen Verdrehung genau vorausbestimmt werden kann, so ist dies durch die versuchsweise Bestimmung der Baugrundziffern der Fundamentgrube mittels eines passenden Instrumentes möglich. Unter dieser Voraussetzung würde der beschriebene Rechnungsgang in allen Fällen genügend genaue Ergebnisse liefern.

Graphische Darstellung des Widerstandes von Fernleitungen zum Zwecke der Störungseingrenzung.

Von D. Linder, Basel.

Wohl jeder, der sich mit der Eingrenzung von Leitungsstörungen zu befassen hat, empfindet das Bedürfnis nach einem Hilfsmittel, welches ihm ermöglicht, an Hand der Messresultate, die den Widerstand der Leitung von der Meßstation bis zum Ort der Störung angeben, rasch und mit möglichster Sicherheit die geographische Lage der Störungsstelle festzustellen, bzw. direkt abzulesen, unter Ausschluss von in der Eile begangenen Rechnungsfehlern.

Ein solches Hilfsmittel bietet die graphische Darstellung des Widerstandes der Fernleitungen.

Als Grundlage für die graphische Darstellung des Leitungswiderstandes müssen bekannt sein:

1. Einige charakteristische Punkte des geographischen Verlaufs der Fernleitungen, zu ersehen aus den Trasseplänen der Linienbaubureaux.

2. Die von den Linienbaubureaux erhältlichen oder aus den Drahtkreuzungsplänen ersichtlichen Daten betreffend Material, Durchmesser und Länge der Leitungsdrähte auf den einzelnen Leitungsteilstrecken.

3. Die Leitungswiderstände pro km für die verschiedenen zur Anwendung kommenden Draht-