

Zeitschrift: Bulletin des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins
Herausgeber: Schweizerischer Elektrotechnischer Verein ; Verband Schweizerischer Elektrizitätswerke
Band: 18 (1927)
Heft: 6

Artikel: Die Fundamente der Freileitungstragwerke und ihre Berechnung
Autor: Sulzberger, G.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-1060452>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 17.05.2025

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

SCHWEIZ. ELEKTROTECHNISCHER VEREIN

BULLETIN

ASSOCIATION SUISSE DES ÉLECTRICIENS

Generalsekretariat des
Schweiz. Elektrotechnischen Vereins und des
Verbandes Schweizerischer Elektrizitätswerke

REDAKTION
Zürich 8, Seefeldstr. 301

Secrétariat général de
l'Association Suisse des Electriciens et de
l'Union de Centrales Suisses d'électricité

Verlag und Administration

Fachschriften-Verlag & Buchdruckerei A.-G.
Zürich 4, Stauffacherquai 36/38

Editeur et Administration

Nachdruck von Text oder Figuren ist nur mit Zustimmung der
Redaktion und nur mit Quellenangabe gestattet

Reproduction interdite sans l'assentiment de la rédaction et
sans indication des sources

XVIII. Jahrgang
XVIII^e Année

Bulletin No. 6

Juni 1927
Juin

Die Fundamente der Freileitungstragwerke und ihre Berechnung.

Von G. Sulzberger, Ingenieur, Bern.

621.319.223 (004).

Der Verfasser hat bereits im Bulletin des S.E.V.¹⁾ über die Arbeiten der Untergruppe der Kommission für die Revision der Bundesvorschriften über elektrische Anlagen berichtet, die sich speziell mit den Fundamenten der Freileitungstragwerke befasste. In No. 10 des Jahrganges 1925 wurden die Ergebnisse von Ergänzungsversuchen und die endgültigen Vorschläge der genannten Untergruppe für neue Bestimmungen hierüber veröffentlicht. Im Anschluss wurde an einigen Beispielen die Anwendung der neuen Berechnungsvorschläge erläutert und die verhältnismässig gute Uebereinstimmung zwischen Rechnungs- und Versuchsergebnissen nachgewiesen. Nachfolgend wird über weitere Kontrollversuche berichtet, die sich vorwiegend auf die am häufigsten zur Anwendung gelangenden, im Boden «eingespannten» Blockfundamente beziehen. Vorerst wird etwas ausführlicher, als es in den früheren Berichten geschehen ist, auf Fragen eingetreten, die für das Verständnis der neuen Berechnungsweise wichtig sind und die im Verlaufe der Arbeiten eine Abklärung erfahren haben.

L'auteur a déjà renseigné dans le Bulletin A.S.E.²⁾ sur les travaux du sous-groupe de la commission pour la révision des prescriptions fédérales sur les installations électriques, qui s'est occupé spécialement des fondations de pylônes de lignes aériennes. Au Bulletin 1925, No. 10, ont paru des résultats d'essais complémentaires ainsi que les propositions définitives du sous-groupe pour les prescriptions nouvelles. Ces communications étaient suivies d'exemples explicatifs et de remarques sur la concordance satisfaisante obtenue entre les résultats du calcul et ceux des essais. Dans le présent article, l'auteur parle de nouveaux essais de contrôle, appliqués spécialement aux fondations à massif encastré dans le sol, de beaucoup les plus répandues. L'auteur insiste d'abord un peu plus que dans les publications antérieures sur des questions importantes pour la compréhension du nouveau mode de calcul et qui ont pu être éclaircies au cours des travaux.

Die der neuen Berechnungsweise im Boden „eingespannten“ Blockfundamente zugrunde liegenden Anforderungen und Anschauungen sind folgende:

1. Die Tragwerksfundamente sollen unter den grössten gemäss den Rechnungsannahmen auftretenden Tragwerksbeanspruchungen nur eine verhältnismässig eng begrenzte Lagenveränderung erfahren. Als Höchstmass dafür ist vorläufig eine Drehung (Schiefstellung) um einen Winkel, dessen Tangente $\leq \frac{1}{100}$ ist, festgesetzt worden. Dieses Mass ist zwar willkürlich gewählt. Es ist jedoch insofern gerechtfertigt, als dabei die Tragwerksneigung in der Ansicht noch erträglich ist und die Durchhangsvermehrung der Leitungen noch kein bedenkliches Mass erreicht. Es spricht für dieses Mass der höchstzulässigen Schiefstellung übrigens noch ein anderer, triftiger Grund, auf welchen später zurückgekommen werden soll. Handelt es sich

¹⁾ Siehe Bulletin 1922, No. 10, 1924, No. 5 und 7 und 1925, No. 10.

²⁾ Voir Bulletin 1922, No. 10, 1924, No. 5 et 7 et 1925, No. 10.

in besonderen Fällen darum, die Grenzen der Lagenveränderung enger zu ziehen, so erlaubt die Rechnung dies ohne weiteres. Der Fall des eigentlichen Umkippens solcher Fundamente wurde dagegen vollständig ausser Betracht gelassen, weil in den Grenzen der zulässigen Lagenveränderung ein eigentliches Umkippen überhaupt nicht in Frage kommt, und weil jede Berechnung der Sicherheit gegen Kippen, in welcher der Einfluss der Einspannung im Boden nicht berücksichtigt wird, zu ganz unzutreffenden und daher wertlosen Resultaten führen muss.

2. Gestützt auf Untersuchungen der Eigenschaften der seitlichen Wände im Boden ausgehobener Fundamentgruben hinsichtlich ihres Verhaltens gegenüber Druckbeanspruchungen wurde festgestellt, dass für den Bereich der kleinen zugelassenen Lagenveränderung der Fundamente mit für praktische Zwecke ausreichender Richtigkeit angenommen werden kann:

a) Dass der Erdboden sich je nach seiner besonderen Art wie ein mehr- oder weniger elastisch-plastischer Körper verhält, in welchem somit bei Lagenveränderungen des Fundaments den letztern annähernd proportionale Reaktionskräfte entstehen. Den Masstab für diese Kräfte bildet die Baugrundziffer der Grubenwände, das ist der erforderliche Druck, um auf eine Fläche von 1 cm^2 einen Eindruck von 1 cm Tiefe zu erzeugen. (Die Baugrundziffer hat also gewissermassen die gleiche Bedeutung wie der Druckelastizitätsmodul.)

b) Dass die Baugrundziffer an der Bodenoberfläche den Wert 0 besitzt und bei gegebener, gleichbleibender Bodenart und -Beschaffenheit annähernd proportional mit der Tiefe unter der Bodenoberfläche zunimmt.

1. Widerstand gegen Schiefstellung des Fundamentes, herrührend von der seitlichen Einspannung im Boden.

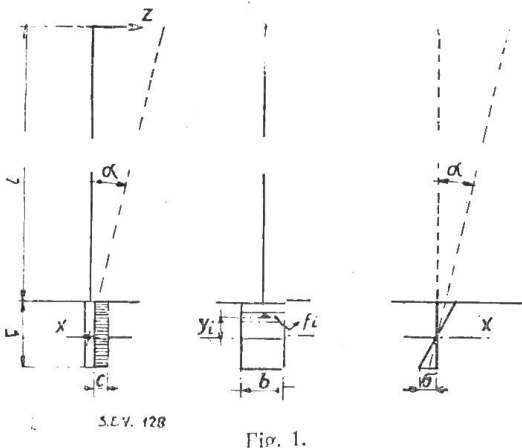
Wird ein flächenförmiges Fundament durch eine in der Höhe l über der Bodenoberfläche am Tragwerk angreifende Kraft Z gemäss Fig. 1 um den Winkel α um die Achse $X-X$ gedreht, so erfährt ein im Abstände y_i von der Drehachse liegender Flächenstreifen f_i eine Querverschiebung $\lambda_i = y_i \operatorname{tg} \alpha$, wobei auf dem Flächenstreifen ein Gegendruck $p_i = f_i C_i \operatorname{tg} \alpha$ entsteht, wenn C_i die Baugrundziffer der Grubenwand im Abstände y_i von der Drehachse bedeutet. Das durch die Querverschiebung des Flächenstreifens f_i entstehende Gegenmoment M_i beträgt somit:

$$M_i = p_i y_i = f_i C_i y_i^2 \operatorname{tg} \alpha.$$

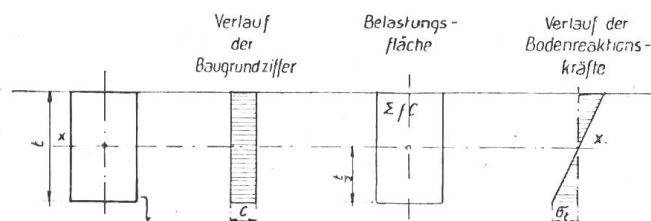
In gleicher Weise werden durch die Querverschiebung der übrigen Flächenstreifen der Fundamentseitenfläche Gegenmomente erzeugt. Das Gesamtmoment derselben beträgt:

$$M_s = \sum f_i C_i y_i^2 \operatorname{tg} \alpha.$$

Das so berechnete Erddruck-Reaktionsmoment ist umso genauer, je grösser die Zahl der Flächenstreifen, bzw. je kleiner die Höhe der einzelnen Streifen gewählt wird. Soll das Ergebnis auch bei einer kleineren Zahl von Flächenstreifen genügend genau sein, so müsste für jeden Flächenstreifen von der Höhe h_i und der Breite b_i zum Betrage $f_i C_i y_i^2$ noch der Betrag $\frac{h_i^3 b_i C_i}{12}$ addiert werden (gemäss der Beziehung $J = f y^2 + J_s$ für das Trägheitsmoment einer Fläche mit dem Trägheitsmoment J_s in bezug auf die durch ihren Schwerpunkt gehende und J bezogen auf eine im Abstände y parallel dazu gelegene Achse).



Der Ausdruck $\sum f_i C_i$ stellt eine Fläche dar (Belastungsfläche), durch deren Schwerpunkt die Resultierende aller durch eine Parallelverschiebung der Gesamtfläche entstehenden Erddruck-Reaktionskräfte geht. Die Schwerpunktslage gibt daher zugleich die Höhe der Drehachse des Fundamentes über der Sohle an. Die Form dieser Fläche hängt ab von der Form des Fundamentes und vom Verlauf der Baugrundziffern der seitlichen Grubenwände von der Erdoberfläche bis zur Sohle. Nachstehend sind einige der am häufigsten vorkommenden Fälle dargestellt.

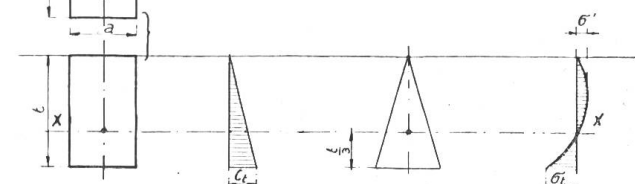


$$J_s = \frac{C b t^3}{12}$$

$$M_s = \frac{b t^3}{12} \cdot C \cdot \tan \alpha$$

$$\sigma_t = C \cdot \frac{t}{2} \cdot \tan \alpha$$

Fig. 2.

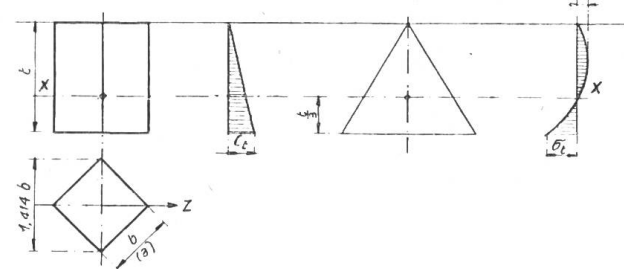


$$J_s = \frac{C_t b t^3}{36}$$

$$M_s = \frac{b t^3}{36} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$$

$$\sigma'_t = C_t \cdot \frac{t}{3} \cdot \tan \alpha ; \sigma'_t = \frac{\sigma_t}{3}$$

Fig. 3.

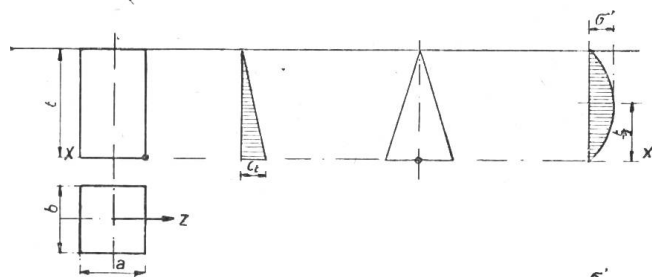


$$J_s = \frac{C_t \cdot 1,414 b t^3}{36}$$

$$M_s = \frac{b t^3}{25,5} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$$

$$\sigma'_t = C_t \cdot \frac{t}{3} \cdot \tan \alpha ; \sigma'_t = \frac{\sigma_t}{3}$$

Fig. 4.

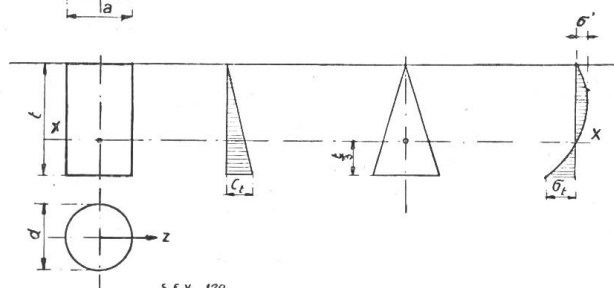


$$J_s = \frac{C_t \cdot b t^3}{12}$$

$$M_s = \frac{b t^3}{12} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$$

$$\sigma'_t = \frac{C_t}{2} \cdot \frac{t}{2} \cdot \tan \alpha = C_t \cdot \frac{t}{4} \cdot \tan \alpha$$

Fig. 5.



$$J_s = \frac{C_t d t^3}{52,8}$$

$$M_s = \frac{d t^3}{52,8} \cdot C_t \cdot \tan \alpha$$

Fig. 6.

J_s - Trägheitsmoment der Belastungsfläche
 M_s - Spannungsmoment
 σ_t - Spezifische Pressung in der Tiefe t

Für andere Formen und Verhältnisse führt die graphische Methode am raschesten und übersichtlichsten zum Ziele. Das nachfolgende Beispiel mag diese Methode näher erläutern.

In gleichartiger Weise kann das Reaktionsmoment M_s für ganz beliebige andere Fundamentformen und Baugrundverhältnisse bestimmt werden.

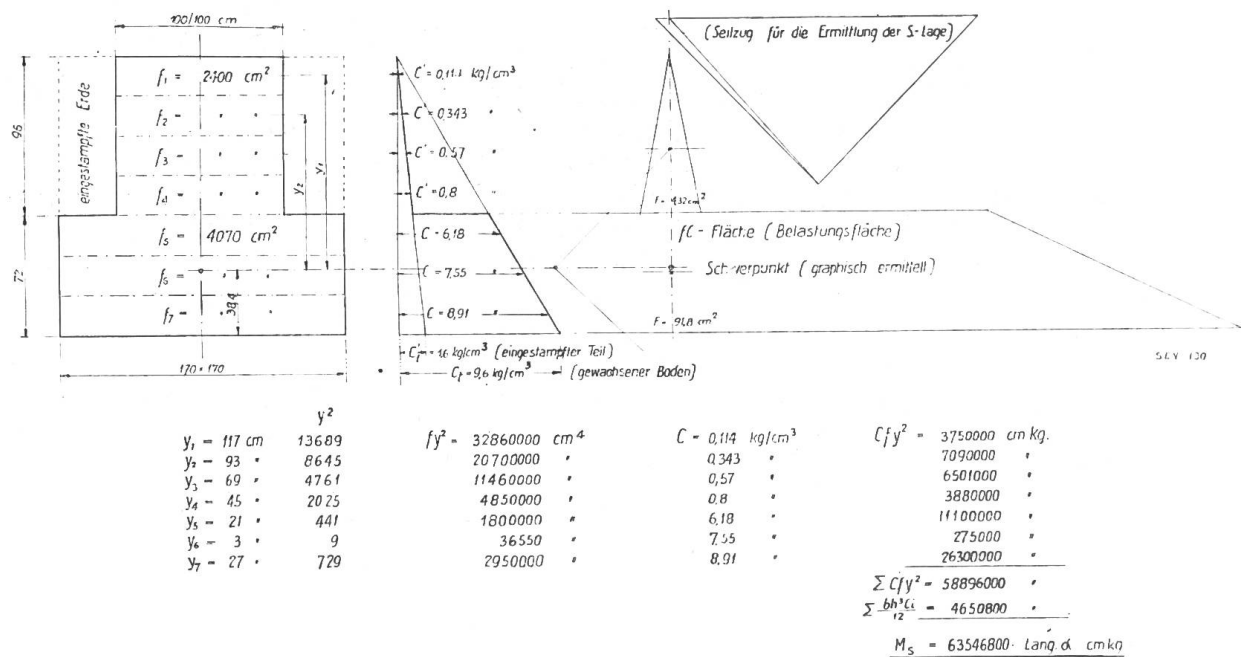


Fig. 7.

II. Widerstand, herrührend von der Reibung zwischen dem Fundament und den Grubenwandungen und der Grubensohle.

Als weiteren Widerstand, den ein im Erdboden eingespanntes Fundament der Drehung durch eine am Tragwerk angreifende Kraft entgegensetzt, ist die Reibung zwischen dem Fundament und den in der Richtung der Angriffskraft liegenden seitlichen Grubenwänden und der Grubensohle zu erwähnen. Die Grösse dieses Reibungswiderstandes hängt für ein gegebenes Fundament ab von der Reibungsziffer zwischen der Fundamentoberfläche und den Grubenwänden und der Sohle. Die Ziffern selbst sind abhängig vom Rauigkeitsgrad der Flächen und von der Bodenart und Beschaffenheit. Während sie z. B. in feuchtem, tonhaltigem Boden verhältnismässig klein sind, können sie in stark kieshaltigem Boden ganz beträchtliche Werte annehmen. In allen Fällen sinkt der Reibungswiderstand stark, sobald eine nennenswerte Bewegung des Fundamentes eintritt.

Eine rechnerische Erfassung dieser Reibungswiderstände stösst auf grosse Schwierigkeiten, um so mehr, als die Ziffern nicht konstant sind, sondern mit zunehmender Bewegung stark abnehmen. Werden sie in der Berechnung vernachlässigt, so hat das zur Folge, dass die Drehung des Fundamentes im Anfangsstadium der Bewegung kleiner ist als die berechnete. Wird umgekehrt unter Vernachlässigung der Reibung aus der wirklich beobachteten Drehung auf die Baugrundziffern der das Fundament umgebenden Grubenwände geschlossen, so müssen die so berechneten Baugrundziffern grösser sein als die in Wirklichkeit vorhandenen. Das ist z. B. bei der Beurteilung der auf Seite 206 des Bulletin S. E. V. 1924, No. 5 in Fig. 24 dargestellten Diagramme zu berücksichtigen. Ueber die Abnahme der Reibungswiderstände mit zunehmender Drehung des Fundamentes geben die später folgenden Beispiele näheren Aufschluss.

Die Reibung zwischen Fundament und Grubensohle bewirkt eine um so tiefere Lage der Drehachse, je grösser der Reibungswiderstand ist. Im Grenzfalle, d. h. wenn die Fundament- und die Grubensohle keine gegenseitige Verschiebung zulassen, liegen die Verhältnisse so, wie sie in Fig. 5 auf Seite 339 dargestellt sind. In diesem Falle muss die Drehachse in der Reibungsfläche selbst liegen und z. B. bei rechteckigem Grundriss des Fundamentes mit seiner untern, auf Seite der Angriffskraft, aber quer dazu stehenden Kante zusammenfallen. Auch dieser Reibungswiderstand wird im allgemeinen stark abnehmen, sobald die Reibung der Ruhe

überwunden ist, also Bewegung eintritt. Sobald dies der Fall ist, verschiebt sich die Drehachse nach aufwärts. Somit ist der sich bei der Belastung eines solchen Fundamentes abspielende Vorgang folgender:

Im ersten Belastungsstadium, in welchem die Reibung zwischen dem Fundament und der Grubensohle noch nicht überwunden ist, befindet sich die Drehachse annähernd auf der Höhe der Fundamentsohle. Wird die Angriffskraft weiter gesteigert, bis die Sohlenreibung überwunden wird, so nimmt die Drehachse eine höhere Lage ein, wobei gleichzeitig die Beanspruchung der quer zur Angriffskraft liegenden Grubenwände ziemlich rasch zunimmt. Die Grenzhöhenlage der Drehachse hängt ab vom Verhältnis der Baugrunderkennwerte der Grubenwände in den verschiedenen Höhen über der Grubensohle unter sich. (Vergl. damit die Ausführungen auf Seite 200 des Bulletin 1924, No. 5.) Es liegen somit z. B. für ein prismatisches Fundament von quadratischem Grundriss nacheinander die in Fig. 5 und 3 auf Seite 339 dargestellten Fälle vor, in der Weise, dass ein verhältnismässig rascher Uebergang von Fall 5 zu Fall 3 stattfindet, sobald die Sohlenreibung überwunden ist. Liegen genügend sichere Anhaltspunkte für die Bewertung dieser Reibung vor, so lässt sich der Drehwinkel, bei welchem die Drehachse beginnt, sich von der Fundamentsohle nach aufwärts zu verschieben, für ein Fundament von z. B. quadratischem Grundriss folgendermassen berechnen:

Unter Hinweis auf Fig. 8 gilt:

$$\frac{bt^3}{12} C_t \operatorname{tg} \alpha = R \frac{t}{2},$$

somit:

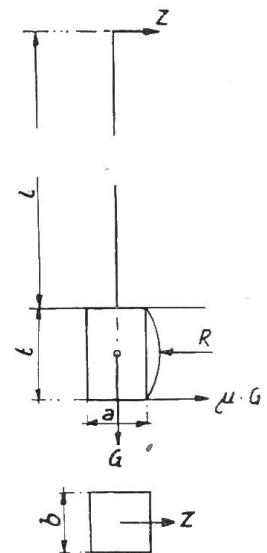
$$R = \frac{bt^2}{6} C_t \operatorname{tg} \alpha.$$

Bezeichnet μ die Reibungsziffer zwischen Fundament und Grubensohle, so ist im Zeitpunkt, wo die Sohlenreibung überwunden wird:

$$\mu G = \frac{bt^2}{6} C_t \operatorname{tg} \alpha$$

und somit der Drehungswinkel, bei welchem dies eintritt und die Drehachse sich beginnt nach aufwärts zu verschieben:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{6\mu G}{bt^2 C_t}.$$



S.E.V. 131
Fig. 8.

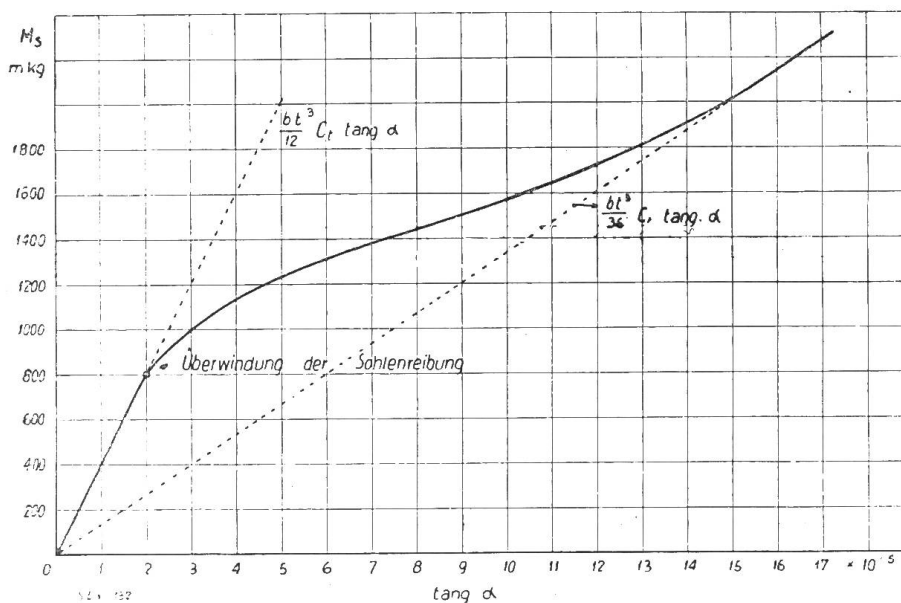


Fig. 9.

Da die Reaktionsmomente der ersten und zweiten Phase (vor und nach Verschiebung der Drehachse) sich wie 3:1 verhalten, würde bei plötzlichem Uebergang von einer zur andern Phase dieses Moment auf einen Drittel seines Betrages sinken. Die Versuchsergebnisse weisen darauf hin,

dass der Uebergang ein allmählicher ist. Graphisch lassen sich diese Verhältnisse somit wie aus Fig. 9 ersichtlich darstellen.

III. Widerstand, herrührend von der vom Gewicht des Fundamentes (samt Tragwerk und Leitungen) hervorgerufenen Bodenreaktion.

Durch das Gewicht G des Fundamentes samt Tragwerk und Leitungen erfährt die Grubensohle von der Grundfläche F eine gleichmässige spezifische Druckbelastung $\sigma_b = \frac{G}{F}$. Bezeichnet C_b die als gleichmässig vorausgesetzte Bettungsziffer (= Baugrundziffer in bezug auf senkrecht wirkende Lasten), so erfolgt unter dieser Druckbelastung eine gleichmässige Einsenkung:

$$\lambda_b = \frac{\sigma_b}{C_b}.$$

Wird nun das Fundament durch eine am Tragwerk angreifende Kraft Z gedreht, so findet eine Aenderung der Lastverteilung auf der Grubensohle statt, indem der kraftabseitige Teil derselben entlastet, der in der Richtung der Angriffskraft gelegene Teil dagegen mehr belastet wird. Die dadurch an der Grubensohle auftretenden Reaktionskräfte bilden einen Spannungskeil, dessen Inhalt jederzeit G sein muss und der mit zunehmender Neigung kürzer wird. Die Drehachse des Fundamentes muss sich senkrecht über dem Schwerpunkt des Spannungskeiles befinden. Somit wirkt das der Angriffskraft Z entgegenwirkende Gewicht G am Hebelarm von der Länge des Abstandes der Wirklinie von G vom Schwerpunkt des Spannungskeiles.

Fasst man ein Fundament von rechteckigem Grundriss ins Auge, so ergibt sich unter Hinweis auf Fig. 10 folgendes:

Sei

- S der Schwerpunkt der Gesamtmasse G ,
 C_b die als gleichmässig vorausgesetzte Bettungsziffer der Grubensohle in kg/cm^3 ,
 λ_0 die Zusammendrückung der Fundamentsohle durch G im Ruhezustand ($\lambda_0 = \frac{G}{ab C_b}$) in cm,
 λ' die grösste zusätzliche Zusammendrückung der Sohle nach erfolgter Drehung des Fundamentes in cm,
 so gilt

a) Für denjenigen Bereich der Drehung, innert welchem das Fundament noch mit seiner ganzen Grundfläche auf der Sohle aufruht (siehe Fig. 11):

$$M_b = G s; \quad s = \frac{a}{2} - c.$$

$$c = \frac{a(\lambda_0 + \lambda') + 2(\lambda_0 - \lambda')}{3(\lambda_0 + \lambda') + (\lambda_0 - \lambda')} = a \left(0,5 - \frac{\lambda'}{6\lambda_0} \right)$$

$$\lambda' = \frac{a}{2} \tan \alpha; \quad \lambda_0 = \frac{G}{ab C_b};$$

somit:
$$c = \frac{a}{2} - \frac{b a^3 C_b \tan \alpha}{12 G}; \quad s = \frac{b a^3 C_b \tan \alpha}{12 G}.$$

$$M_b = G s = \frac{b a^3}{12} C_b \tan \alpha = J C_b \tan \alpha.$$

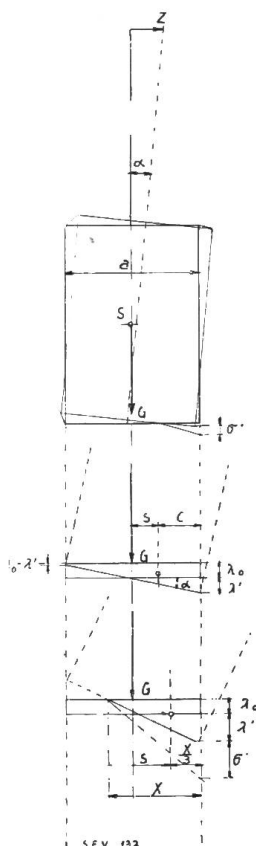


Fig. 10 bis 12.

Somit:

In der letzten Formel bedeutet J das Trägheitsmoment der Fundamentgrundfläche in bezug auf die quer zur Angriffskraft gelegene Hauptachse.

Hinsichtlich des Neigungswinkels α , bis zu welchem diese Formeln Gültigkeit besitzen, gilt folgendes:

$$a \operatorname{tg} \alpha = 2 \lambda_0; \operatorname{tg} \alpha = \frac{2 \lambda_0}{a}; \lambda_0 = \frac{G}{a b C_b}.$$

Hieraus:
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2 G}{a^2 b C_b}.$$

b) Für den Bereich der Drehung, innert welchem das Fundament nicht mehr mit seiner ganzen Grundfläche auf der Grubensohle aufruhrt (siehe Fig. 12) gilt:

$$M_b = G s = G \left(\frac{a}{2} - \frac{x}{3} \right)$$

$$G = \sigma_0 a b = \sigma' b \frac{x}{2}; x = \frac{2 a \sigma_0}{\sigma'}$$

$$\sigma' = C_b (\lambda_0 + \lambda'); \lambda_0 + \lambda' = x \operatorname{tg} \alpha; \sigma_0 = \frac{G}{a b};$$

also:
$$x = \frac{2 a G}{a b C_b x \operatorname{tg} \alpha}, \text{ woraus } x = \sqrt{\frac{2 G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}} = 1,414 \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}}$$

$$\underline{M_b = G \left(\frac{a}{2} - \frac{1,414}{3} \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}} \right) = G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}} \right)}$$

Die hievor unter b abgeleiteten Formeln gelten für Drehungswinkel, deren Tangente grösser ist als $\frac{2 G}{a^2 b C_b}$.

In gleicher Weise können die entsprechenden Formeln für Fundamente mit anderer Grundrissform abgeleitet werden. Für die meist vorkommenden Fälle sind sie auf Seite 344 zusammengestellt. Es sei an dieser Stelle noch erwähnt, dass für den kreisförmigen Grundriss folgendes gilt:

Fall a) ($\lambda_0 > \lambda'$)

$$M_b = \frac{\pi d^4}{64} C_b \operatorname{tg} \alpha. \text{ Formel gültig für } \operatorname{tg} \alpha \leq 5,1 \frac{G}{d^3 C_b}.$$

Fall b) ($\lambda_0 < \lambda'$) für $\operatorname{tg} \alpha > 5,1 \frac{G}{d^3 C_b}$.

Im Fall b ist Moment M_b für die verschiedenen Drehungswinkel gleich dem Produkt $G c d$. Der Faktor c kann dem Diagramm Fig. 13 entnommen werden.

Das Gesamt widerstandsmoment eines im Erdboden eingespannten Fundamentes setzt sich zusammen aus der Summe der verschiedenen, sich der Drehung wider setzenden Einzelreaktionsmomente, so wie sie hievor, durchwegs als Funktion der Tangente des Drehungswinkels, abgeleitet worden sind. Damit ist die Möglichkeit gegeben, beliebig geformte Fundamente in Bodenarten von beliebigen Eigenschaften in der Weise zu berechnen, dass für gegebene Angriffskräfte die davon

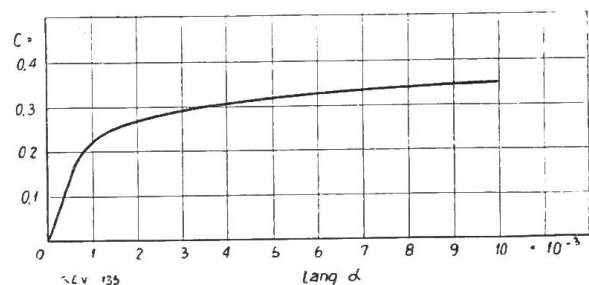
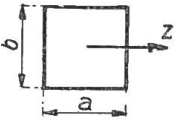
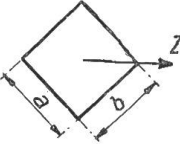
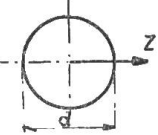


Fig. 13.

No.	Fundamentform		Verlauf der Baugrundziffer der seittl. Grubenwände	Reaktionsmoment der seitlichen Einspannung M_s				Sohlen-Reaktionsmoment M_b			
	Allgemein	Grundriss		Im Bereich von $\text{tg } \alpha \leq$	M_s cm kg	Im Bereich von $\text{tg } \alpha >$	M_s cm kg	Im Bereich von $\text{tg } \alpha \leq$	M_b cm kg	Im Bereich von $\text{tg } \alpha >$	M_b cm kg
1.	Prismatisch			$\frac{6 \mu G}{b t^2 C_t}$	$\frac{b t^3}{12} C_t \text{tg } \alpha$	$\frac{6 \mu G}{b t^2 C_t}$	$\frac{b t^3}{36} C_t \text{tg } \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b}$	$\frac{b a^3}{12} C_b \text{tg } \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b}$	$G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \text{tg } \alpha}} \right)$
2.	Prismatisch			$\frac{6 \mu G}{b t^2 C_t}$	$\frac{b t^3}{12} C_t \text{tg } \alpha$	$\frac{6 \mu G}{b t^2 C_t}$	$\frac{b t^3}{36} C_t \text{tg } \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b}$	$\frac{b a^3}{12} C_b \text{tg } \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b}$	$G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \text{tg } \alpha}} \right)$
3.	Prismatisch			$\frac{4,5 \mu G}{b t^2 C_t}$	$\frac{1,414 b t^3}{12} C_t \text{tg } \alpha$	$\frac{4,5 \mu G}{b t^2 C_t}$	$\frac{1,414 b t^3}{36} C_t \text{tg } \alpha$	$\frac{1,414 G}{a^2 b C_b}$	$\frac{b a^3}{12} C_b \text{tg } \alpha$	$\frac{1,414 G}{a^2 b C_b}$	$G \left(0,707 a - \frac{\sqrt{\frac{3 G}{C_b \text{tg } \alpha}}}{2} \right)$
4.	Zylindrisch			$\frac{8,8 \mu G}{d t^2 C_b}$	$\frac{d t^3}{17,6} C_t \text{tg } \alpha$	$\frac{8,8 \mu G}{d t^2 C_b}$	$\frac{d t^3}{52,8} C_t \text{tg } \alpha$	$\frac{5,1 G}{d^3 C_b}$	$\frac{\pi d^4}{64} C_b \text{tg } \alpha$	$\frac{5,1 G}{d^3 C_b}$	0,2–0,35 $d G$ (siehe Seite 343)

S.E.V. 161.

hervorgerufenen Tragwerksneigungen bzw. Drehungen des Fundamentes bestimmt werden können, wenn die in Frage kommenden Baugrundziffern bekannt sind oder wenn sie sich mit genügender Sicherheit schätzen lassen.

Zusammengestellt lauten die in Frage kommenden Berechnungsformeln für die üblichsten Fundamentformen folgendermassen (Tabelle Seite 344).

In den folgenden Beispielen sind für eine Anzahl von ausgeführten Fundamenten die berechneten und die durch Versuch erhaltenen Ergebnisse gegenübergestellt. Die für die Berechnung der Momente eingesetzten Baugrund- und Bettungsziffern sind, mit Ausnahme des ersten Beispiels, nicht durch eine Probe bestimmt, sondern nach dem Aussehen des Baugrundes und nach dem Widerstand den derselbe dem Ausheben entgegensetzte, geschätzt.

Beispiele.

1. No. II der im Jahre 1923 in Gösgen erprobten Fundamente. (Siehe Bulletin S. E. V. 1924, No. 5.)

Es ist $a = b = 135$ cm; $t = 150$ cm; $G = 8940$ kg. C_t und C_b können zu $3,5$ kg/cm³ angenommen werden (gesetzte Humusschüttung). Die Reibungsziffer μ sei $= 0,33$ gesetzt. Damit findet man:

$$\begin{aligned} \text{Bezieht sich auf } M_s \quad & \left\{ \begin{aligned} \frac{6 \mu G}{b t^2 C_b} &= \frac{6 \cdot 0,33 \cdot 8940}{135 \cdot 150^2 \cdot 3,5} = 0,001235, \text{ entsprechend } 4' 15''. \\ \frac{b t^3}{12} C_t &= \frac{135 \cdot 150^3}{12} \cdot 3,5 = 133\,000\,000 \text{ cm kg} = 1330\,000 \text{ m kg.} \\ \frac{b t^3}{36} C_t &= 443\,000 \text{ m kg.} \end{aligned} \right. \\ \text{Bezieht sich auf } M_b \quad & \left\{ \begin{aligned} \frac{2 G}{a^2 b C_b} &= \frac{2 \cdot 8940}{135^3 \cdot 3,5} = 0,00232, \text{ entsprechend } 7' 47''. \\ \frac{b a^3}{12} C_b &= \frac{135^4 \cdot 3,5}{12} = 97\,200\,000 \text{ cm kg} = 972\,000 \text{ m kg.} \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

Die Formel $\left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \tan \alpha}} \right)$ liefert für verschiedene Werte von $\tan \alpha$:

$$\begin{array}{ccccccccc} \tan \alpha & = & 0,002 & 0,004 & 0,006 & 0,008 & 0,01 & 0,015 \\ M_b = G \times & & 22,0 & 35 & 41,2 & 44,7 & 45,8 & 50 & \text{cm.} \\ & & \text{für Winkel } > 7' 47''. & & & & & & \end{array}$$

In graphischer Darstellung aus Fig. 14 ersichtlich.

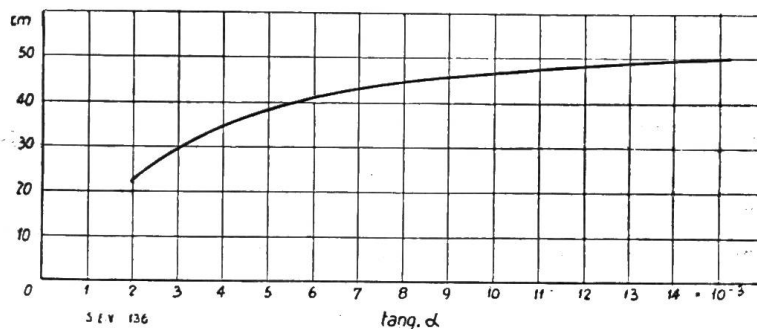


Fig. 14.

Daraus ergibt sich folgende vergleichende Zusammenstellung:

Versuchsergebnisse			Berechnungsergebnisse					Bemerkungen
Z kg	M_{eff} $= Z \left(1 + \frac{2}{3} t\right)$ m kg	tg α	M_s m kg	M_b m kg	$M_s + M_b$ m kg	Auf Reibung entfallen		
						m kg	ln $\frac{\%}{0}$ von M_{eff}	
215	2 800	0,00087	1 155	846	2 001	799	28,5	* Übergang d. Drehachse von Sohlenhöhe auf $\frac{t}{3}$.
475	6 171	0,00152	1 355*	1 478	2 833	3 337	54,2	
590	7 661	0,00218	1 600*	2 190	3 790	3 870	50,5	
670	8 700	0,00524	2 330	3 525	5 855	2 845	32,7	
800	10 400	0,0089	3 950	4 155	8 105	2 295	22,1	
920	11 970	0,0152	6 740	4 700	11 440	530	4,5	Grösste zulässige Neigung bei tg $\alpha = 0,01$.
1040	13 500	0,0255	11 260	4 760	16 020	—	—	
1150	14 950	0,0367	16 200	4 780	20 980	—	—	

In graphischer Darstellung ergibt dieser Vergleich das aus Fig. 15 ersichtliche Bild:

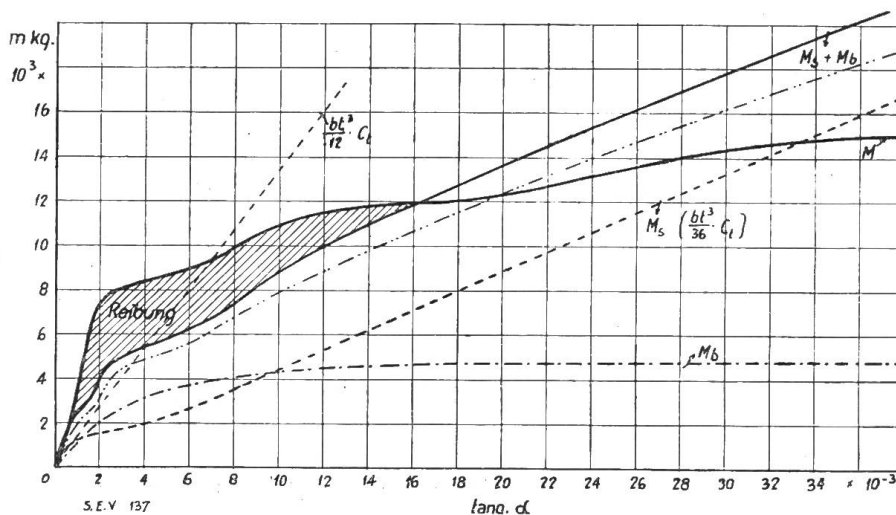


Fig. 15.

Es ist daraus ersichtlich, dass unter den gemachten Annahmen hinsichtlich der Baugrundziffern sich Uebereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung ergibt bei einer Drehung des Fundamentes um einen Winkel dessen Tangente 0,0161 ist. Wäre die Ziffer C_b zu 3 kg/cm^3 angenommen worden statt zu $3,5 \text{ kg/cm}^3$, so würde sich dieser Punkt bei tg

0,02 befinden (siehe - - - - - Kurve, für $M_s + M_b$ mit $C_t = 3 \text{ kg/cm}^3$).

2. No. VI. der im Jahre 1923 in Gösgen erprobten Fundamente.

Es ist wiederum $a = b = 135 \text{ cm}$; $t = 200 \text{ cm}$. $G = 10800 \text{ kg}$. C_t sei zu 8 kg/cm^3 , C_b zu 15 kg/cm^3 angenommen (Bis 170 cm Tiefe gewachsener, etwas lehmiger, kompakter Ackerboden, darunter sehr feste Ablagerung aus Flusschotter).

Die Reibungsziffer μ sei 0,7 gesetzt. Dies ergibt für:

$$\text{Bezieht sich auf } M_s \left\{ \begin{array}{l} \frac{6\mu G}{bt^2 C_b} = \frac{6 \cdot 0,7 \cdot 10800}{135^2 \cdot 200 \cdot 8} = 0,000525, \text{ entsprechend } 1'49'' \\ \frac{bt^3}{12} C_t = \frac{135 \cdot 200^3 \cdot 8}{12} = 720\,000\,000 \text{ cm kg (Drehachse in Sohlenhöhe).} \\ \frac{bt^3}{36} C_t = 240\,000\,000 \text{ cm kg. (Drehachse in } \frac{t}{3} \text{ über Sohle).} \end{array} \right.$$

$$\text{Bezieht sich auf } M_b \left\{ \begin{array}{l} \frac{2G}{a^2 b C_b} = \frac{2 \cdot 10800}{135^2 \cdot 135 \cdot 15} = 0,008, \text{ entsprechend } 2'48'' \\ \frac{ba^3}{12} C_b = \frac{135^4 \cdot 15}{12} = 416\,000\,000 \text{ cm kg.} \end{array} \right.$$

Die Formel $\left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}}\right)$ liefert für verschiedene Werte von $\operatorname{tg} \alpha$:

$$\begin{array}{ccccccc} \operatorname{tg} \alpha & = & 0,0008 & 0,001 & 0,002 & 0,004 & 0,008 & 0,01 & 0,02 \\ M_b = G \times & 29,2 & 33,1 & 43,3 & 50,5 & 55,3 & 56,7 & 59,7 & \text{cm.} \\ & \text{für Winkel} & > 2'48''. \end{array}$$

In graphischer Darstellung, zwecks Erleichterung der Interpolation aus Fig. 16 ersichtlich.

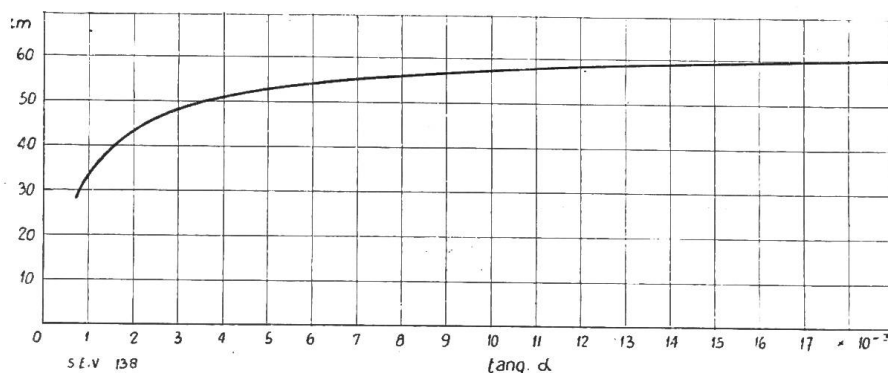


Fig. 16.

Daraus ergibt sich folgende vergleichende Zusammenstellung:

Versuchsergebnisse			Berechnungsergebnisse					Bemerkungen
Z kg	$M_{\text{eff}} = Z \left(1 + \frac{2t}{3}\right)$ m kg	tg α	M_s m kg	M_b m kg	$M_s + M_b$ m kg	Auf Reibung entfallend		
						m kg	ln $\frac{0}{0}$ von M_{eff}	
490	6 850	0,000276	1 985	1 145	3 120	3 730	54,5	* Uebergang der Drehachse von Sohlenhöhe auf $\frac{t}{3}$.
735	10 260	0,000307	2 200	1 270	3 470	6 790	64,6	
1 025	13 900	0,0004	2 870*	1 660	4 530	9 370	67,5	
1 460	19 400	0,00136	4 320*	4 100	8 420	11 080	57,2	
1 760	23 450	0,00297	7 100	5 120	12 220	11 230	48,0	
2 050	27 250	0,00528	12 640	5 720	18 360	8 890	32,6	** Damit über den ganzen Schlussbereich Ueber-einstimmung zwischen M_{eff} und $M_s + M_b$ bestehen würde, müsste C_b gesetzt werden zu:
2 450	32 600	0,00814	19 500	6 070	25 570	7 030	21,5	
2 840	37 700	0,01261	30 400	6 280	36 680	1 020	2,7	
3 230	43 000	0,01886	45 300	6 300	51 600**	—	—	
3 570	47 500	0,0263	63 000	6 320	69 320	—	—	
3 900	52 000	0,0395	94 800	6 335	101 135	—	—	
4 100	54 550	0,055	132 000	6 340	138 340	—	—	
4 200	55 950	0,0912	218 000	6 340	254 340	—	—	
								6,6 kg/cm³ 5,2 " } 3,87 " } 2,92 " } 1,80 " } } statt } 8 kg/cm³

In graphischer Darstellung gibt dieser Vergleich das in Fig. 17 dargestellte Bild.

3. Fundament von Abspannmast No. 47 der Hochspannungsleitung Bex-Montcherant, in der Rhoneebene, bei Aigle.

Es ist $a = b = 330$ cm; $t = 200$ cm; $G = 64\,000$ kg; C_t kann nur zu 2 kg/cm³ angenommen werden, da bis auf 2 m Tiefe der Boden aus äusserst feinem Schwemmsand bestand. $C_b = 7$ kg/cm³ (Fester Kies mit Sand). μ sei angenommen zu 0,3. Höhe des Kraftangriffes über Sockeloberkante 18 m. Dies ergibt für:

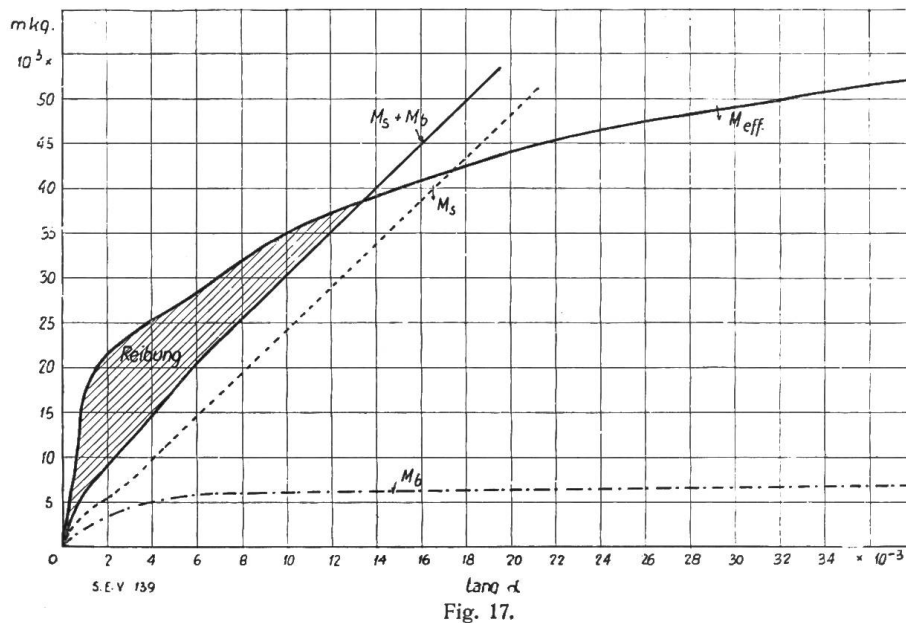


Fig. 17.

Bezieht sich auf M_s $\left\{ \begin{array}{l} \frac{6\mu G}{bt^2 C_t} = \frac{6 \cdot 0,3 \cdot 64000}{330 \cdot 200^2 \cdot 2} = 0,0045, \text{ entsprechend } 15'32''. \\ \frac{bt^3}{12} C_t = \frac{330 \cdot 200^3 \cdot 2}{12} = 440\,000\,000 \text{ cm kg (Drehachse in Sohlenhöhe).} \\ \frac{bt^3}{36} C_t = 147\,000\,000 \text{ cm kg (Drehachse in } \frac{t}{3} \text{ über Sohle).} \end{array} \right.$

Bezieht sich auf M_b $\left\{ \begin{array}{l} \frac{2G}{a^2 b C_b} = \frac{2 \cdot 64000}{330^3 \cdot 7} = 0,00051, \text{ entsprechend } 1'45''. \\ \frac{ba^3}{12} C_b = \frac{330^4 \cdot 7}{12} = 706\,000\,000 \text{ cm kg.} \end{array} \right.$

Die Formel $\left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \tan \alpha}} \right)$ liefert für verschiedene Werte von $\tan \alpha$:

$$\begin{array}{ccccc} \tan \alpha = & 0,0004 & 0,001 & 0,005 & 0,01 & 0,02 \\ M_b = G \times & 41 & 86,5 & 132,3 & 141,8 & 149 \text{ cm} \\ & \text{für Winkel } > 1'45''. \end{array}$$

In graphischer Darstellung, siehe Fig. 18.

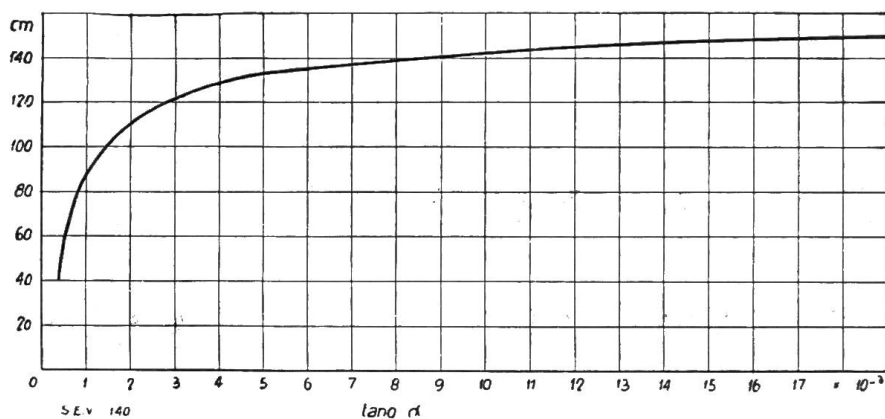


Fig. 18.

Daraus ergibt sich folgende vergleichende Zusammenstellung:

Versuchsergebnisse			Berechnungsergebnisse					Bemerkungen
Z kg	$M_{\text{eff}} = Z \left(1 + \frac{2f}{3}\right)$ m kg	tg α	M_s m kg	M_b m kg	$M_s + M_b$ m kg	Auf Reibung entfallend		
						m kg	ln $\frac{0}{0}$ von M_{eff}	
1 000	19 300	—	—	—	—	—	—	* Uebergang der Drehachse von Sohlenhöhe auf $\frac{2f}{3}$.
1 600	30 900	0,000106	440	7 500	7 940	22 960	74,3	
2 000	38 600	0,000274	1 200	19 300	20 500	18 100	46,9	
2 400	46 350	0,0004	1 760	28 300	30 060	16 290	35,2	
2 800	54 000	0,000718	3 150	50 000	53 150	850	1,6	
3 200	61 800	0,00117	5 400	64 000	69 400	—	—	
3 600	69 300	0,00182	8 000	67 000	75 000	—	—	
4 000	77 100	0,00285	11 000*	74 000	85 000	—	—	
4 400	84 900	0,00470	13 500*	82 000	95 500	—	—	
4 800	92 600	0,00654	14 000*	86 000	100 000	—	—	
5 200	100 000	0,01	14 700	90 000	104 700	—	—	

Graphische Darstellung siehe in Fig. 19.

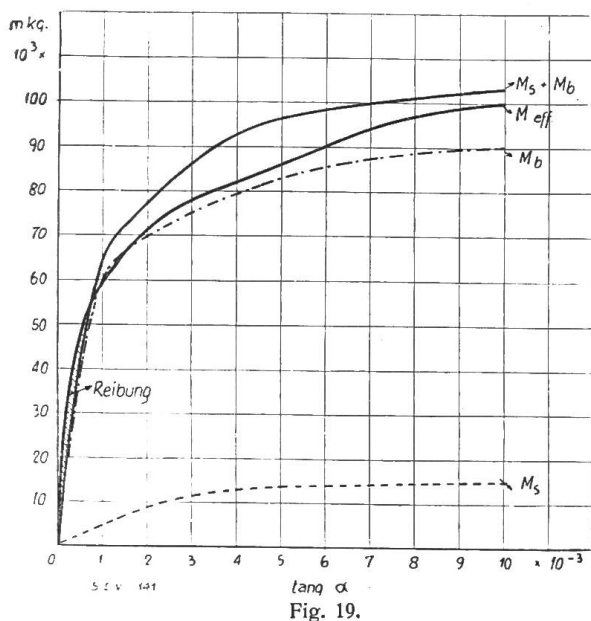


Fig. 19.

4. Fundament eines Fahrleistungsmastes gemäß Fig. 20 in gewachsenem Boden aus lehmhaltigem Sand mit mässig viel Kies. Es ist $a = b = 110$ cm; $t = 185$ cm; $G = 6100$ kg. Es kann angenommen werden C_t und $C_b \cong 7$ kg/cm³, $\mu = 0,25$.

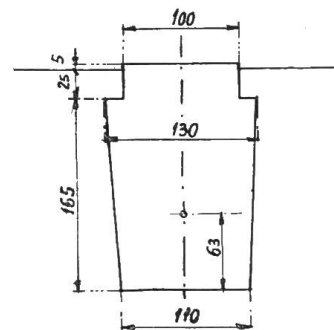


Fig. 20.

Man erhält:

$$\frac{6\mu G}{bt^2 C_t} = \frac{6 \cdot 0,25 \cdot 6100}{110 \cdot 185^2 \cdot 7} = 0,00035 \text{ entsprechend } 1'12''.$$

M_{s1} (graphisch nach Verfahren auf Seite 340 ermittelt) = 4 244 800 m kg.

$$M_{s2} = \frac{M_{s1}}{3} = 1 384 600 \text{ m kg.}$$

$$\frac{2G}{a^2 b C_t} = \frac{2 \cdot 6100}{110^3 \cdot 7} = 0,0013 \text{ entsprechend } 4'27''.$$

$$\frac{b a^3}{12} C_b = \frac{110^4 \cdot 7}{12} = 856 900 \text{ m kg.}$$

Die Formel $\left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}}\right)$ liefert für verschiedene Werte von $\operatorname{tg} \alpha$:

$$\begin{array}{cccccc} \operatorname{tg} \alpha = & 0,0004 & 0,001 & 0,005 & 0,01 & 0,02 \\ M_b = G \times & (-10) & 13 & 36,3 & 41,8 & 45,7 \text{ cm} \\ & \text{für Winkel} > & 4'27'' & & & \end{array}$$

In graphischer Darstellung (Fig. 21),

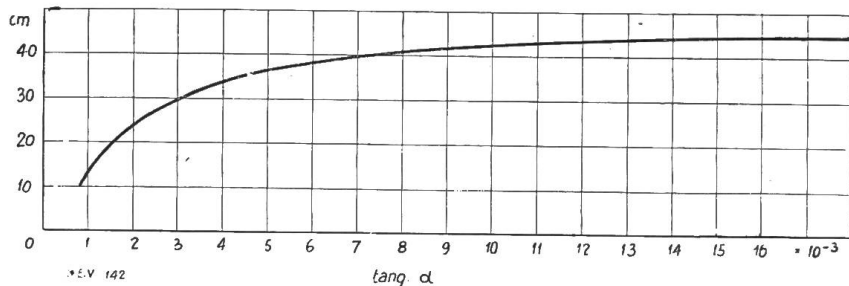


Fig. 21.

Daraus ergibt sich folgende Zusammenstellung:

Versuchsergebnisse			Berechnungsergebnisse					Bemerkungen
Z kg	$M_{\text{eff}} = Z \left(1 + \frac{2t}{3}\right)$ m kg	tg α	M_s m kg	M_b m kg	$M_s + M_b$ m kg	Auf Reibung entfallend		
						m kg	$\ln \frac{0}{0}$ von M_{eff}	
100	985	0,000140	592	120	712	273	27,7	* Phase der Verschiebung der Drehachse.
200	1 970	0,000310	1 015 *	265	1 280	690	35	
300	2 901	0,000367	1 060 *	350	1 410	1 491	51,2	
400	3 600	0,000466	1 120 *	400	1 520	2 080	58	
500	4 500	0,000508	1 140 *	435	1 575	2 925	65	
600	5 400	0,000735	1 240 *	630	1 870	3 530	65,4	Der Versuch musste bei Z = 1275 kg abgebrochen werden, da eine grössere Neigung vermieden werden musste.
700	6 300	0,000845	1 290 *	722	2 012	4 288	68	
800	7 200	0,00106	1 480 *	908	2 388	4 812	67	
900	8 100	0,001366	1 900	1 100	3 000	5 100	63	
1 000	9 000	0,00197	2 730	1 500	4 230	4 770	53	
1 100	9 900	0,0024	3 330	1 710	5 040	4 860	49	
1 200	10 800	0,00317	4 400	1 950	6 350	4 450	41	
1 275	11 050	0,00361	5 000	2 080	7 080	3 970	36	

In graphischer Darstellung ergibt sich daraus das aus Fig. 22 ersichtliche Bild (Es ist zu beachten, dass der Masstab für $\operatorname{tg} \alpha$ zehnmal grösser ist als in den übrigen Beispielen).

Aus diesen Gegenüberstellungen ist ersichtlich, dass das beschriebene Berechnungsverfahren erlaubt, mit für die vorliegenden Bedürfnisse und die praktisch in Frage kommenden Grenzen der Lagenveränderung genügender Genauigkeit die Drehung (Neigung) im Boden „eingespannter“ Fundamente beliebiger Form durch am Tragwerk angreifende Kräfte, oder umgekehrt für gegebene Angriffskräfte und Grösse der Lagenveränderung des Fundamentes dessen Abmessungen zu berechnen, sofern die in Frage kommenden Baugrundziffern bekannt sind. In der Regel wird es genügen, diese Ziffern nach der Art des Erdbodens und nach dem Widerstand, den derselbe dem Eindringen der Arbeitswerkzeuge entgegengesetzt, unter Zuhilfenahme von Erfahrungsangaben zu schätzen. In Fällen von besonderer Wichtigkeit können die Ziffern durch Versuch bestimmt werden.

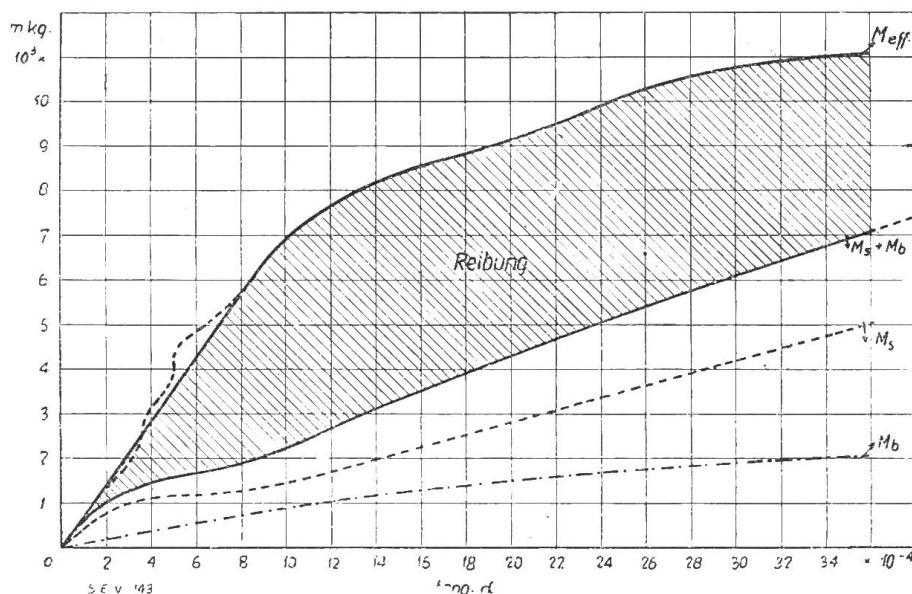


Fig. 22.

Die in der Rechnung absichtlich nicht berücksichtigte Reibung zwischen den Fundamentflächen und den Grubenwänden tritt nach verhältnismässig kleinen Lagenveränderungen des Fundamentes gegenüber den übrigen der Drehung entgegenwirkenden Faktoren zurück. Die rechnerische Vernachlässigung dieser Reibung bewirkt, dass die Schiefstellung des Tragwerkes durch eine gegebene Angriffskraft in Wirklichkeit etwas kleiner ist als die berechnete.

Die Annahme, die Baugrundziffern der seitlichen Grubenwände seien für beliebige Lagenveränderung eines Fundamentes konstant, wäre verfehlt. Diese Ziffern nehmen mit zunehmender Zusammenpressung der Wände, also mit zunehmender Drehung des Fundamentes ab. Die Rechnung mit konstanten Ziffern gibt daher nur für engbegrenzte Lagenveränderungen des letztern annähernd richtige Ergebnisse. Im allgemeinen kann angenommen werden, dass bis zu Drehungen um einen Winkel, dessen Tangente 1/100 nicht überschreitet, mit konstanten Baugrundziffern gerechnet werden könne.

Es ist gelegentlich gegen das neue Rechnungsverfahren geltend gemacht worden, es sei viel umständlicher als das bisherige; ferner biete die richtige Einschätzung der Baugrundziffern Schwierigkeiten. Auf den ersten Einwand ist zu entgegnen, dass das bisherige Verfahren allerdings den Vorteil der Einfachheit, daneben aber den grossen Nachteil hat, den tatsächlichen Verhältnissen nur in beschränktem Masse Rechnung zu tragen. Es kann daher höchstens als ganz grobe Faustregel in denjenigen Fällen befriedigen, wo es weder auf Wirtschaftlichkeit noch auf Klarstellung der wirklichen Sicherheitsverhältnisse ankommt. Die Berechnung nach der neuen Methode ist weder schwierig noch umständlich, sobald man sich der kleinen Mühe unterzogen hat, sie sich geläufig zu machen. Was die Bestimmung der Baugrundziffern anbelangt, sei auf das bereits gesagte verwiesen. Selbstredend wird man gut daran tun, bei der Schätzung der Ziffern nicht zu hoch zu greifen und sie durch den verantwortlichen Bauleiter vornehmen zu lassen, welcher rasch die nötige Erfahrung erworben haben wird.