

Zeitschrift: Bulletin des Schweizerischen Elektrotechnischen Vereins
Herausgeber: Schweizerischer Elektrotechnischer Verein ; Verband Schweizerischer Elektrizitätswerke
Band: 13 (1922)
Heft: 10

Artikel: Die Fundierung von Freileitungstragwerken und ihre Berechnung
Autor: Sulzberger, G.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-1059783>

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

Erscheint monatlich,
im Januar dazu die Beilage „Jahresheft“.

Alle den Inhalt des „Bulletin“ betreffenden Zuschriften
sind zu richten an das

Generalsekretariat
des Schweiz. Elektrotechnischen Vereins
Seefeldstrasse 301, Zürich 8 — Telephon: Hottingen 7320,
welches die Redaktion besorgt.

Alle Zuschriften betreffend **Abonnement, Expedition**
und **Inserate** sind zu richten an den Verlag:

Fachschriften-Verlag & Buchdruckerei A.-G.
Stauffacherquai 36/38 Zürich 4 Telephon Selnau 7016

Abonnementspreis (für Mitglieder des S. E. V. gratis)
für Nichtmitglieder inklusive Jahresheft:
Schweiz Fr. 20.—, Ausland Fr. 25.—
Einzelne Nummern vom Verlage Fr. 2.— plus Porto.

Ce bulletin paraît mensuellement. — „L'Annuaire“ est
distribué comme supplément dans le courant de janvier.

Prière d'adresser toutes les communications concernant
la matière du „Bulletin“ au

Secrétariat général
de l'Association Suisse des Electriciens
Seefeldstrasse 301, Zurich 8 — Telephon: Hottingen 7320
qui s'occupe de la rédaction.

Toutes les correspondances concernant les **abonnements**,
l'**expédition** et les **annonces**, doivent être adressées à l'éditeur

Fachschriften-Verlag & Buchdruckerei S. A.
Stauffacherquai 36/38 Zurich 4 Téléphone Selnau 7016

Prix de l'abonnement annuel (gratuit pour les membres de
l'A. S. E.), y compris l'Annuaire Fr. 20.—
pour la Suisse, Fr. 25.— pour l'étranger.
L'éditeur fournit des numéros isolés à Fr. 2.—, port en plus.

XIII. Jahrgang
XIII^e Année

Bulletin No. 10

Oktober 1922
Octobre

Die Fundierung von Freileitungstragwerken und ihre Berechnung.

Von G. Sultzberger, Ingenieur, Bern.

Der Verfasser, Mitglied der Kommission für die Revision der Bundesvorschriften betr. Starkstromanlagen bespricht im Hinblick auf die im Gang befindliche Revision dieser Vorschriften die an die Fundierung von Freileitungstragwerken zu stellenden Anforderungen und die Berechnung der Fundamente, unter Hinweis auf ausländische Vorschriften und insbesondere auf die Arbeiten von Dr. Ing. Fröhlich und Ing. Andrée.

L'auteur, membre de la commission pour la révision des prescriptions fédérales concernant les installations à fort courant, discute, en vue de la révision de ces prescriptions, les conditions auxquelles doivent répondre les fondations des supports des lignes électriques aériennes et le calcul de ces fondations, en tenant compte des prescriptions étrangères et notamment des travaux des ingénieurs Dr. Fröhlich et Andrée.

Eine Untergruppe der Kommission für die Revision der Bundesvorschriften betreffend Starkstromanlagen vom 14. Februar 1908 beschäftigt sich mit der Revision der Bestimmungen über die Fundierung der Freileitungstragwerke und ihrer Berechnung. Die nachfolgenden Zeilen geben ein Referat wieder, das der Verfasser auf Wunsch der genannten Untergruppe abgefasst hat und dessen Veröffentlichung gewünscht wurde, um weitere Kreise für diese Frage zu interessieren.

Unser Herr Präsident hat unsere Aufgabe ganz allgemein folgendermassen umschrieben: „Unsere Gruppe soll die Unterlagen für eine den tatsächlichen Verhältnissen möglichst entsprechende Berechnungsart von Tragwerksfundamenten schaffen, wobei neben der Bearbeitung der einschlägigen Literatur auch die Durchführung von Versuchen an Mastfundamenten ins Auge gefasst wurde.“

In näherer Ausführung dieser Formulierung unserer Aufgabe möchte ich folgende Forderungen, die bei der Verfolgung unseres Zieles wegleitend sein müssen, aufstellen:

1. Die Sicherheit der Tragwerksfundamente gegen Umsturz soll unter übereinstimmenden Belastungsannahmen nicht kleiner sein als diejenige des Tragwerkes gegen Bruch.

2. Tragwerksfundierungen müssen so beschaffen sein, dass bei den höchsten wirklich zu gewärtigenden Beanspruchungen der Tragwerke keine nennenswerte Schiefstellung derselben eintritt.

3. Die Fassung der Vorschriften soll erlauben, das unter 1. und 2. genannte Ziel mit einem geringsten Kostenaufwand zu erreichen.

4. Die Vorschriften, in Verbindung mit den in Aussicht genommenen Erläuterungen, sollen so abgefasst sein, dass sie auf alle gebräuchlichen Fundierungsarten anwendbar sind.

Vor dem Eintreten auf Einzelfragen empfiehlt es sich, unsere Aufgabe näher zu umschreiben. Die Grundlage dafür geben einerseits die jetzigen Vorschriften, welche nur soweit geändert werden sollen als es nötig erscheint, und andererseits die praktischen Bedürfnisse des jetzigen Leitungsbaues.

Die in Betracht fallenden Bestimmungen der jetzt gültigen Vorschriften¹⁾ lauten:

„Art. 55. Alle Tragwerke sind der Bodenbeschaffenheit entsprechend solid zu fundieren.

Art. 56. Wenn Tragwerke besonderer Fundstationen bedürfen, so sind letztere unter den in Art. 60 gemachten Rechnungsannahmen und unter Berücksichtigung allfällig vorhandener Verankerungen oder Verstreben so zu berechnen, dass die Tragwerke ohne Berücksichtigung des Erddruckes nach jeder Richtung mindestens einfache Sicherheit gegen Kippen bieten“.

Die Vorschriften unterscheiden also zwischen Fundierungen, deren Tragwerke unmittelbar im Boden befestigt sind (Holzstangen, Eisenbetonmaste und dgl.) und Tragwerken mit „besonderen“ Foundationen. Eine Berechnungsvorschrift besteht nur für diese letzteren Fundierungen und es wird auch nur für diese ein Sicherheitsnachweis verlangt.

Fassen wir zunächst die Tragwerke ohne besondere Foundationen ins Auge, so entsteht die Frage, ob die jetzige Vorschrift als genügend zu betrachten ist oder nicht. Es handelt sich dabei um Holzmaste ohne, oder mit den schon vielverbreiteten Untersätzen aus Eisenbeton, um Eisenbeton- und ausnahmsweise auch um ungegliederte Eisenmaste, die lediglich zur Verhütung der Rostbildung im Boden leicht einbetoniert werden. Der Freileitungsbau, unter Verwendung solcher Tragwerke, ist schon so alt, dass sich auf Grund langjähriger Erfahrung dafür bestimmte praktische Regeln ausgebildet haben, die mehr oder weniger gewissenhaft befolgt werden. Von einer „soliden“ Fundierung dieser Art ist zu verlangen, dass die Länge des im Boden steckenden Teiles des Tragwerkes einen gewissen, von der Natur des Bodens abhängigen Bruchteil seiner gesamten oder freien Länge betragen, und dass dieser Teil mit mehr oder weniger ausgedehnten Steinpackungen im Boden verkeilt, oder durch andere gleichwertige Mittel gegen Verschiebungen infolge zu grosser Pressungen auf das anliegende Erdreich gesichert werde. Ist auch ein eigentliches Umfallen so fundierter Tragwerke eine Seltenheit, so sind doch Tragwerke, die sich wegen zu geringer Eingrabetiefe oder ungenügender Steinpackung schief gestellt haben, hie und da zu sehen. Es ist schon die Ansicht geäussert worden, Steinpackungen seien entbehrlich, es genüge das Einstampfen mit Erde. Wie Versuche erwiesen haben, entsprechen so fundierte Maste im allgemeinen der eingangs unter Ziffer 2 aufgestellten Forderung nicht. Dass diese Ansicht aber überhaupt ernstlich vertreten worden ist, könnte als Beweis für die Notwendigkeit der Aufstellung gewisser Regeln aufgefasst werden, wie sie z. B. die neuesten Freileitungsnormalien des V. D. E. enthalten.²⁾ Die übrigen ausländischen Vorschriften enthalten meines Wissens keine näheren Bestimmungen hierüber.

Wir haben es bei diesen einfachen, auf Biegung beanspruchten Tragwerken mit einem Foundationstyp zu tun, dessen Widerstandsfähigkeit im Boden auf reiner seitlicher Einspannung beruht. Dem Moment äusserer, am Tragwerk angreifender

¹⁾ Vorschriften betr. Erstellung und Instandhaltung der elektrischen Starkstromanlagen vom 14. Februar 1908.

²⁾ Die Masten und Gestänge sind ihrer Art und Länge sowie der Bodengattung entsprechend tief einzugraben. Im allgemeinen wird für einfache Holzstangen eine Eingrabetiefe von mindestens ein Sechstel der Mastlänge, jedoch nicht weniger als 1,6 m gefordert. Sie sind gut zu verrammen (in weichem Boden der Beanspruchung entsprechend zu sichern).

Kräfte, hält ein vom passiven Erddruck herrührendes Kräftepaar das Gleichgewicht. Die Einzelkräfte dieses Paares sind die Resultierenden aus Druckkräften, die wir auf den cm^2 des gepressten Bodens beziehen können und die für jede Bodenart eine gewisse Grösse nicht überschreiten dürfen, wenn kein Umfallen und keine Schiefstellung der Tragwerke eintreten soll. Die Feststellung dieser zulässigen Pressungen fällt mit in unseren Aufgabenkreis.

Um einen Begriff zu bekommen, welche Bedeutung hierbei den einzelnen Faktoren zukommt, genügt folgende einfache Ueberlegung. Es gilt, unter Hinweis auf Fig. 1, wenn σ_0 bzw. σ_u die grössten Bodenpressungen in kg/cm^2 in der Nähe der Bodenoberfläche, bzw. am untern Tragwerksende bedeuten:

$$Z \left(l + \frac{2}{3} h \right) = M \qquad M = H_1 \frac{4}{9} h + H_2 \frac{2}{9} h$$

$$H_1 = \sigma_0 b \frac{2}{9} h; \quad H_2 = \sigma_u b \frac{1}{9} h \qquad M \cong b h^2 \left(\frac{1}{10} \sigma_0 + \frac{1}{40} \sigma_u \right)$$

Hierbei ist b die mittlere Tragwerksbreite senkrecht zur Papierebene. Sei

$$\sigma_u = c \cdot \sigma_0,$$

wobei c das Verhältniss der Druckfestigkeit des Bodens am untern Tragwerksende zu derjenigen in der Nähe der Bodenoberfläche bedeutet, so wird

$$M = \sigma_0 \cdot b h^2 \left(\frac{1}{10} + c \cdot \frac{1}{40} \right) = c_1 \cdot \sigma_0 b h^2.$$

Wenn auch diese Ableitung nur als Annäherung an die Wirklichkeit zu betrachten ist, so zeigt sie doch den grossen Einfluss der Eingrabbtiefe. Durch künstliche Vergrösserung von b mittels Steinpackungen, Druckplatten und dgl. hat man es in der Hand, bei beschränkter Eingrabbtiefe oder kleinen zulässigen Pressungen auf die Flächeneinheit doch eine gute Fundierung herzustellen.

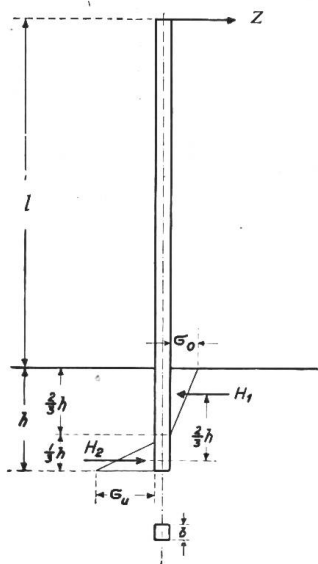


Fig. 1

Es kommen die *Tragwerke mit „besonderer“ Fundierung* zur Besprechung. Zur Zeit der Aufstellung der Vorschriften von 1908 kamen fast ausschliesslich Blockfundamente für verhältnismässig kleine Tragwerke und mit dementsprechend geringer Breite in Betracht. So ergab sich von selbst eine im Verhältnis zur Breite des Fundamentes grosse Eingrabbtiefe. Die Vorschrift Art. 56 ist durchaus auf diesen Fall zugeschnitten, denn nur so ist es erklärlich, dass man sich mit der Forderung bloss einfacher Sicherheit gegen Kippen begnügte, während unter gleichen Belastungsannahmen von den Tragwerken selbst drei- bis vierfache Sicherheit gegen Bruch gefordert wurde. Es liegt also diesem Artikel die stillschweigend gemachte Annahme zugrunde, es handle sich um Fundamente mit so beträchtlicher Eingrabbtiefe, dass durch die seitliche Einspannung des Fundationskörpers die sonst gänzlich ungenügende Sicherheit gegen „Kippen“ wenigstens auf das Mass der wirklichen Bruchsicherheit der Tragwerke erhöht werde, da ja sonst die Festigkeit der letztern nur zu ein Drittel bis ein Viertel ausgenützt werden könnte. Wie gross der Einfluss der seitlichen Einspannung, namentlich bei satter Anbetonierung an nicht gelockerte Grubenwände mit der vollen, natürlichen Bodendruckfestigkeit ist, geht zur Genüge aus den früheren Ausführungen und aus den alltäglichen Beobachtungen an Baukonstruktionsteilen aller Art, die überhaupt nur durch seitliche Einspannung gehalten werden, hervor. Da dies in den Vorschriften selbst nicht zum Ausdruck kommt, hat sich die irrtümliche Ansicht verbreitet, es genüge, auch Funda-

menten an nicht gelockerte Grubenwände mit der vollen, natürlichen Bodendruckfestigkeit ist, geht zur Genüge aus den früheren Ausführungen und aus den alltäglichen Beobachtungen an Baukonstruktionsteilen aller Art, die überhaupt nur durch seitliche Einspannung gehalten werden, hervor. Da dies in den Vorschriften selbst nicht zum Ausdruck kommt, hat sich die irrtümliche Ansicht verbreitet, es genüge, auch Funda-

mente ohne nennenswerte seitliche Einspannung, wie breite Platten von geringer Dicke, mit nur einfacher Sicherheit gegen Kippen zu berechnen. Solche Fundamente würden tatsächlich bei annähernd ein Drittel oder ein Viertel der Bruchbelastung der Tragwerke umstürzen.

Nach unserer eingangs (Ziffer 2) aufgestellten Forderung soll nun nicht bloss der Umsturz der Tragwerke, sondern auch deren Schiefstellung verhindert werden. Ein rechnerischer Sicherheitsgrad gegen Kippen gibt aber in allen Fällen, wo eine beträchtliche seitliche Einspannung eines Fundamentkörpers vorhanden ist, kein Mass für das „Nachgeben“ des Fundamentes unter dem Einfluss am Tragwerk angreifender Kräfte. Bei gegebener Bodenart ist die Grösse des Nachgebens einzig und allein abhängig von den grössten, von den Fundamentflächen auf den anliegenden Erdboden ausgeübten Pressungen. Da wir „eine den tatsächlichen Verhältnissen möglichst entsprechende Berechnungsart“ schaffen wollen, so genügt somit die bisherige Vorschrift nicht, sobald es sich um Fundamente mit nennenswerter seitlicher Einspannung handelt. Wir werden vielmehr für diese Fälle eine Lösung suchen müssen, welche erlaubt, die grössten auftretenden Erddrücken zu berechnen und durch geeignete Abmessungen der Fundamente dafür zu sorgen, dass das Mass der grössten Bodenpressungen, bei welchem noch kein beträchtliches Nachgeben stattfindet, nicht überschritten wird.

Es sei nun vorerst der Grenzfall solcher „besonderen“ Fundamente besprochen, die entweder frei auf dem Boden aufliegen oder nur wenig tief darin versenkt sind, wo also keine oder nur unbedeutende seitliche Einspannung vorhanden ist. Hier tritt bei zunehmender Zugbeanspruchung des Tragwerkes ein labiler Gleichgewichtszustand und bei weiterer Belastungszunahme ein eigentliches, plötzliches Umkippen ein. Es erscheint selbstverständlich, dass für solche Fundamente, die der Voraussetzung des Wortlautes der jetzigen Vorschriften allein ganz entsprechen, wenigstens die gleiche wirkliche Sicherheit gegen Kippen wie gegen wirklichen Bruch der Tragwerke gefordert werden muss. Unter diesem Vorbehalt (Erhöhung der Sicherheitsziffer von 1) könnte die jetzige Vorschrift für *solche* Fundamente beibehalten werden. Was das „Nachgeben“ anbelangt, so gibt für den Beginn desselben die sogenannte Kantenpressung, deren Bedeutung und Berechnungsweise als bekannt vorausgesetzt werden darf, den Masstab. Sobald diese Pressung das zulässige Mass überschreitet, fängt die Kante, um welche bei weiterer Belastung das Kippen erfolgt, an, in den Boden einzusinken, womit die Schiefstellung des Tragwerkes eingeleitet wird.

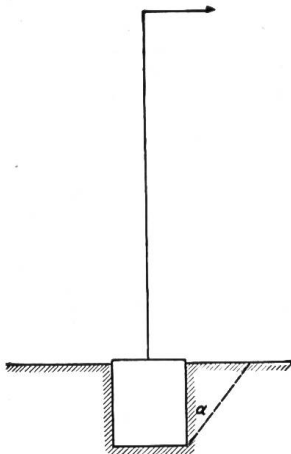


Fig. 2

Ähnlich wie solche, ganz oder annähernd freistehende Blockfundamente, verhalten sich in bezug auf Kippgefahr alle weiteren Fundamente, deren Standfestigkeit auf reiner Gewichtsstabilität beruht, z. B. Tragwerke mit aufgelöster Fusspartie mit Einzelfundamenten.

Zwischen den besprochenen Grenzfällen derjenigen Fundamente, deren Standfestigkeit einerseits auf reiner seitlicher Einspannung, andererseits auf ganz oder fast reiner Gewichtsstabilität beruht, liegt die grosse Zahl der Fundierungen, deren Standfestigkeit von einer Summe dieser beiden Faktoren herrührt. Das ist der Fall bei der Mehrzahl der üblichen Bauarten. Dass die Berechnungsweise unserer jetzigen Vorschriften für solche Fundamente unzulänglich ist, steht zur Genüge fest. Die deutschen Vorschriften des V. D. E. — die andern ausländischen Vorschriften enthalten meines Wissens hierüber keine näheren Anhaltspunkte — stellten ursprünglich nur auf die Kantenpressung ab, berücksichtigten also, wie unsere jetzigen Vorschriften, die seitliche Einspannung gar nicht. Später wurde dieser letztern in der Weise Rechnung getragen, dass zum Gewicht des Fundamentblockes noch dasjenige eines innerhalb eines bestimmten Böschungswinkels seitlich daran anliegenden Erdkeiles hinzugerechnet werden durfte. Um die in Frage kommenden Verhältnisse

näher abzuklären, wurden 1913 Versuche mit Blockfundamenten angestellt, deren Ergebnis Dr. ing. H. Fröhlich verarbeitet und veröffentlicht hat. Dr. Fröhlich hat seine Arbeit zu einer eigentlichen Anleitung zur Berechnung von Tragwerksfundamenten erweitert.¹⁾ Er und die Versuchsveranstalter haben sich damit ein grosses Verdienst erworben, denn die Fröhlichsche Berechnungsweise bedeutet entschieden einen grossen Fortschritt. Wie sie wissen hat der V. D. E. sie in seinen letzten Freileitungsnormalien zur Vorschrift erhoben. Wir müssen uns aber fragen, ob sie unserm Programmpunkt „die Berechnung möglichst unter Berücksichtigung der tatsächlichen Verhältnisse aufzubauen“, genügend entspricht.

Fröhlich führt die Festigkeit der Einspannung solcher Fundamente unter Anlehnung an Versuche und Ableitungen von Engels und Mohr auf den seitlichen Erddruck zurück, herrührend vom Gewicht eines Erdkeils, der unter einem bestimmten Böschungswinkel α am Fundament anliegt und darauf drückt. Daraus hat er Gleichungen zur Bestimmung der erforderlichen Eingrabbtiefe h abgeleitet, die in bezug auf h vom fünften Grad sind. Zu ihrer bequemeren Lösung sind Tafeln aufgestellt worden, welche erlauben, ohne Rechnung für ein gegebenes äusseres Moment und angenommene Breitenabmessungen der Fundamente die Eingrabbtiefe oder umgekehrt abzulesen. Diesen Tafeln liegt *ein* bestimmter Böschungswinkel α und *ein* bestimmtes spezifisches Gewicht des Bodens zugrunde. Sie gelten also streng genommen nur für *eine*, diesen Voraussetzungen entsprechende Bodenart, wie sie vielleicht im Norden Deutschlands ziemlich gleichmässig vorhanden ist, sie tragen aber der ausserordentlich verschiedenen Druckfestigkeit unserer heimischen Bodenarten keine Rechnung. Das hat unter anderem zur Folge, dass es nach der Fröhlichschen Berechnungsweise belanglos ist, ob ein Fundament im eingefüllten Boden steht, wie dies bei abgestuften Fundamenten der Fall ist, oder ob es unmittelbar an den gewachsenen Boden, dessen Druckfestigkeit auf Jahrhunderte langer Lagerung beruht, satt anbetoniert wird. Ueberlegung und Erfahrung zeigen aber, dass zwischen diesen Fällen ein sehr grosser Unterschied besteht. Die durch Lockerung zerstörte natürliche Bodenfestigkeit kann mit keinen künstlichen Mitteln wieder vollwertig hergestellt werden.

Anschliessend an Fröhlichs Arbeit hat der seither leider verstorbene Statiker W. L. André in No. 12 der Zeitschrift „Der Eisenbau“ von 1920 eine Abhandlung mit der Ueberschrift „Ueber die Berechnung von Mastenfundamenten“ veröffentlicht, in der das Problem unter möglichst guter Uebereinstimmung mit den tatsächlichen Verhältnissen gelöst ist. André stellt dabei auf zulässige Druckbeanspruchungen des Erdbodens, bezogen auf die Flächeneinheit, ab und zwar berücksichtigt er auch die angenommene Verschiedenheit der Erddruckfestigkeit in verschiedenen Tiefenlagen. Das ist zweifellos die beste Anpassung an die wirklichen Verhältnisse. Die zulässigen Pressungen in verschiedenen Bodenarten, ausgedrückt in kg/cm^2 , und das Verhältnis der Druckfestigkeiten in verschiedenen Bodentiefen, über welche zuverlässige Angaben noch fehlen, können durch Versuch bestimmt werden. Dank dem Entgegenkommen der technischen Abteilung der Obertelegraphendirektion, die auf die Anregung, ein hierfür geeignetes Messinstrument herstellen zu lassen bereitwilligst eingetreten ist, sind wir in der Lage, die wünschbaren Feststellungen hierüber vorzunehmen.

Die von André hergeleiteten Formeln geben nicht nur ein gutes Mittel zur Berechnung von Blockfundamenten, sondern sie erlauben auch, für ein gegebenes Fundament und für gegebene, am Tragwerk angreifende Kräfte eine Kontrolle der grössten auftretenden Bodenpressungen, die nach dem früher gesagten den besten Masstab für die Güte des Fundamentes bilden.

Eine eingehende Wiedergabe und Besprechung der Andréeschen Gleichungen würde hier zu weit führen. Ihre nähere Prüfung hat ergeben, dass für die Berechnung der Fundamentabmessungen mit einer vereinfachten Form der Gleichungen auszukommen ist, bei deren Anwendung sich die Berechnung sehr einfach gestaltet.

¹⁾ Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. Von Dr. ing. H. Fröhlich. Zweite, erweiterte Auflage. Berlin 1921. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

Es soll nur noch an einem Beispiel das Wertvolle der Andréeeschen Berechnungsart als Kontrollmethode in bezug auf die vorkommenden Bodenpressungen gezeigt werden.

Unter Hinweis auf die Fig. 3 ist nach Andréée:

$$\sigma_1 = \frac{2G}{3b \left(\frac{b}{2} - \frac{Z}{G}(l+h) + \frac{H}{G} \cdot \frac{2h}{3} \right)}$$

ebenso

$$\sigma_1 = \sqrt{H} \cdot \frac{2\sqrt{G}}{b \cdot h} \cdot \frac{\sqrt{a_2} + \sqrt{a_3}}{\sqrt{a_1}}$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{H a_1}{G a_2}} \quad \sigma_3 = \sigma_1 \cdot \sqrt{\frac{H a_1}{G a_3}}$$

Dabei bezeichnen:

σ_{1-3} die Bodenpressungen in kg/cm² an den bezeichneten Stellen,

H die Resultierende aller σ der angedeuteten Druckkeile,

G das Gesamtgewicht des Fundamentblockes mit dem Tragwerk und seiner Ausrüstung,

a_{1-3} die Bodenelastizität oder Nachgiebigkeit an den Kanten σ_{1-3} , in Verhältniszahlen ausgedrückt, so dass z.B. $a_1 = a_3 = 1$, a_2 z.B. = 3 gesetzt wird.

Die Bedeutung der übrigen Zeichen ist aus Fig. 3 ersichtlich.

Ein Fundament von 4 mal 4 m und 1,3 m Eingrabetiefe ergibt für ein bestimmtes Moment der äussern Kräfte unter Annahme von $a_1 = a_3 = 1$ und $a_2 = 3$.

$$\sigma_1 = 7,7 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = 6,8 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_3 = 3,75 \text{ kg/cm}^2.$$

Wählt man statt dessen die Abmessungen 2,6 mal 2,6 m und 2,9 m Tiefe, so werden bei gleichem Moment

$$\sigma_1 = 2,85 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 1,4 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_3 = 2,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Ein anderes Beispiel ergibt für die Abmessungen 2,7 mal 2,7 m mit 1,3 m Tiefe und $a_1 = a_2 = 1$; $a_3 = 2$:

$$\sigma_1 = 3,96 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 3,85 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_3 = 5,43 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit den Abmessungen 2,0 mal 2,0 m und 2,2 m Tiefe:

$$\sigma_1 = 2,05 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 0,75 \text{ kg/cm}^2; \quad \sigma_3 = 1,57 \text{ kg/cm}^2$$

wenn, wegen der grösseren Tiefe, $a_1 = a_3 = 1$ und $a_2 = 4$ angenommen wird.

Die abgeänderten Abmessungen mit grösserer Eingrabetiefe ergeben ungefähr gleichen Betonaufwand wie die erstangenommenen. Die Bodenpressungen betragen trotzdem nur einen Bruchteil der erstangenommenen, was lediglich der grösseren Eingrabetiefe zuzuschreiben ist, die eine bessere seitliche Einspannung ergibt. Es ist daraus ersichtlich, wie mit gleichem Betonaufwand gute oder schlechte Fundamente hergestellt werden können. Die Ausnützung

der natürlichen Druckfestigkeit des Erdbodens durch die Wahl grosser Eingrabetiefe bei geringer Breite der Fundamente ist somit überall da angezeigt, wo festgewachsener Boden zur Verfügung steht. Dabei wird das beste Ergebnis erzielt unter satter Anbetonierung an den gewachsenen Boden. Wählt man nach oben verjüngte, also abgestufte Fundamente, die im oberen Teil in eingeschüttete Erde zu liegen kommen,

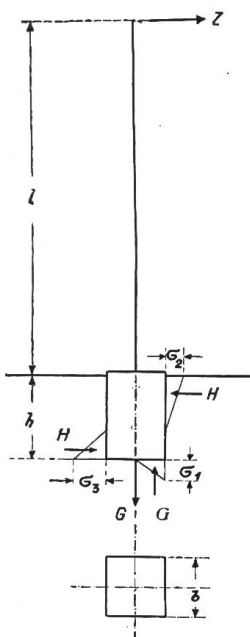


Fig. 3

so verzichtet man unnötigerweise auf den grossen Vorteil der natürlichen Druckfestigkeit des Bodens. Bei sehr schlanken Fundamenten kann eine Bewehrung zur Erhöhung der Biegezugfestigkeit nötig werden.

Es kommen nun diejenigen Fundamente zur Besprechung, die vorwiegend reinen Zug- oder Druckbeanspruchungen ausgesetzt sind. Dieser Fall liegt vor bei verankerten oder verstreuten Tragwerken und bei solchen mit mehrteiligem Fuss, wobei jeder Fussteil für sich fundiert ist. Abgesehen von den stets in gleicher Richtung beanspruchten Tragwerken (Eck- und Endmaste) kann jeder Fuss eines solchen Mastes auf Zug oder Druck beansprucht werden, worauf Rücksicht zu nehmen ist.

Bei den auf Druck beanspruchten Fundamenten ist lediglich zu prüfen, ob die spezifische, zulässige Druckbeanspruchung des betreffenden Bodens nicht überschritten wird. Dies ist in der Regel nicht der Fall. In gewissen Fällen ist dafür zu sorgen, dass die Druckverteilung auf dem Boden eine gleichmässige ist. Die Berechnung bietet keinerlei Schwierigkeit.

Weniger sicher ist man bei der Berechnung auf Zug beanspruchter Fundamente. Der Zug muss vom Gewicht des Fundamentkörpers selbst und von demjenigen der darauf lastenden oder durch Reibung mehr oder weniger fest damit verbundenen Erdmassen ausgeglichen werden. Namentlich der letztere Fall bedarf noch der Klarstellung. Bei den meisten derartigen Ausführungen ist das Gewicht der mit dem Tragwerk fest verbundenen Fundamentskörper (Platten, Roste, Klötze oder Betonzapfen) für sich allein nicht genügend. Sind diese Körper Platten oder Roste, so kann der Rauminhalt und damit das Gewicht der als auflastend zu betrachtenden Erde berechnet werden, indem man annimmt, ausser der senkrecht

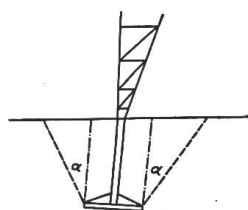


Fig. 4

über dem Fundamentskörper liegenden Erdsäule werde noch die unter einem, von der Bodenbeschaffenheit abhängigen Böschungswinkel daran anliegende Erdmasse mitgehoben. So rechnet auch Fröhlich und der V.D.E. Ähnlich können unter bestimmten Vorbehalten, die mit in den Boden betonierten Zapfen solidarisch verbunden gedachten Erdmassen berechnet werden. Zur Bestimmung der in verschiedenen Bodenarten massgebenden Böschungswinkel bieten bereits vorgenommene Versuche Anhaltspunkte. Die Vornahme weiterer Versuche, zur noch besseren Abklärung dieser Fragen, ist wünschbar; unter anderem wäre hierbei auch

die Widerstandskraft glatter Holzstangen gegen Herausziehen aus dem Boden zu prüfen. Auch über das den Berechnungen zugrunde zu legende spezifische Gewicht der Erde sollten Festsetzungen, deren Bestimmung nicht schwer fallen dürfte, getroffen werden.

Es ist auf eine Besonderheit derartiger, mit geteilter Fundierung versehener Tragwerke hinzuweisen, die darin besteht, dass beim allfälligen Nachgeben einzelner, z. B. nur der auf Zug beanspruchten Fundamente, in den nur auf Zug oder Druck berechneten Tragwerksteilen dazu Biegebeanspruchungen kommen, die so bedeutend sein können, dass sie nicht nur als Neben-, sondern als Hauptspannungen auftreten und zum Tragwerksbruch führen können bei Belastungen, die rechnungsmässig noch ganz ungefährlich sein sollten. Tritt z. B. in einer verstreuten Stange ein Nachgeben der Stange durch die auf sie wirkende Zugkomponente ein, so ist die Stange nicht nur auf Druck, sondern auf Biegung beansprucht. Ähnlich verhalten sich Doppelstangen und eiserne Maste mit mehreren einzeln fundierten Füßen. Schädlich können in dieser Hinsicht auch Abbiegungen von Zug- oder Druckgurten der Tragwerke an der Uebergangsstelle in Einzelfundamente wirken. Tritt z. B. ein Nachgeben der Fundierung eines so abgebogenen Zuggurtes ein, so bildet der in der Erde steckende Teil gewissermassen eine Geradeführung. Dieser Teil kann sich daher nicht in die Richtung des sich zunehmend schief stellenden Zuggurtes einstellen. Die Folge davon ist eine starke Biegebeanspruchung, welcher diese Teile in der Regel nicht gewachsen sind. Die Beispiele hierfür könnten vermehrt werden. Sie zeigen, dass diesen Verhältnissen Beachtung geschenkt werden muss.

Bis zu einem gewissen Grad kann dem Auftreten schädlicher Nebenspannungen durch die konstruktive Ausbildung der Tragwerke, wie Anordnung von Gelenken, Vermeidung der erwähnten Abbiegungen in Zug- und Druckgurten, Einbau drucksicherer Traversen und dergleichen vorgebeugt werden. Den besten Schutz vor unangenehmen Ueberraschungen solcher Art bietet eine so sichere Ausführung der Fundierungen, dass bei den grössten zu gewärtigenden Beanspruchungen kein Nachgeben in den Fundamenten zu befürchten ist.

Damit dürften die verschiedenen in Betracht kommenden Fundierungsarten und die dabei zu untersuchenden Verhältnisse in den Hauptzügen gekennzeichnet sein. Bezüglich der Fundierungsarten könnte zur bessern Uebersicht folgende Einteilung getroffen werden:

1. Tragwerke mit ausschliesslich oder stark vorwiegender seitlicher Einspannung im Boden, ohne eigentlichen Fundamentkörper. Typ: Einfacher Holzmast.

2. Tragwerke mit nur einem Fundamentkörper, deren Standfestigkeit ganz oder stark vorwiegend auf reiner Gewichtsstabilität beruht. Typ: Mast mit ganz oder annähernd frei auf dem Erdboden stehender, schwerer Fundamentplatte. (Den Voraussetzungen der jetzigen Vorschrift entsprechend.)

3. Tragwerke mit nur einem im Boden eingespannten Fundamentkörper, dessen Standfestigkeit auf einer Summe von Gewichtsstabilität und seitlicher Einspannung im Boden beruht. Typ: Mast mit verhältnismässig tief in den Boden hinabreichendem Blockfundament.

4. Tragwerke mit geteiltem Fundament, deren Standfestigkeit auf Gewichtsstabilität, herrührend vom Gewicht des Tragwerkes, der eigentlichen Fundamentkörper und von der damit verbundenen Erdmassen beruht, und gegebenenfalls auf teilweiser Einspannung im Erdboden. Typ: Mast mit mehrteiligem Fuss und Einzel fundierung jedes Fussteils.

Dabei ist besonders zu erwähnen:

a) Bestimmung der in Rechnung zu stellenden Erdmasse, die von den auf Zug beanspruchten Fundamentkörpern (Platten, Rosten, Klötzen, Zapfen) gehoben wird.

b) Bedingungen zur Vermeidung von Nebenspannungen im Tragwerk.

Ueber die hauptsächlich zu lösenden Fragen ist zusammenfassend folgendes zu sagen:

Bezüglich der *an die Fundamente zu stellenden Sicherheitsanforderungen* kann man für die unter Ziffer 2 und 4 genannten Tragwerkskategorien wie bisher eine gewisse Sicherheit gegen Umsturz fordern, wobei der Sicherheitsfaktor jedoch grösser als bisher angesetzt werden müsste. Bei den unter Ziffer 2 genannten Tragwerken könnte auch eine höchstzulässige Kantenpressung als Sicherheitsgrundlage gewählt werden.

Bei den unter Ziffer 1 und 3 genannten Tragwerkskategorien kann entweder gefordert werden, dass bei den schlimmsten Belastungsfällen die Tragwerke sich nicht über ein gewisses Mass schiefstellen, oder dass bestimmte Bodenpressungen nicht überschritten werden dürfen. Für die Fundierung von Holzstangen und dergleichen wären praktische Regeln, unter Verzicht auf rechnerische Sicherheitsnachweise aufzustellen.

Hinsichtlich der *Berechnungsmethoden* kommen für die unter Ziffer 3 genannten Tragwerke die Methoden von Fröhlich oder von Andrée in Betracht, deren Vor- und Nachteile berührt worden sind. Es können auch beide Methoden anerkannt werden, wobei aber der Nachweis der grössten auftretenden Bodenpressungen zu fordern wäre. Für die übrigen Kategorien kommen bekannte und allgemein übliche Methoden zur Anwendung, von welchen diejenigen den Vorzug verdienen, die ohne umständliche Rechnungen sich den wirklichen Verhältnissen am besten anpassen.

Eine Anzahl von Fragen, wie Einfluss der Eingrabetiefe auf die Standfestigkeit von Fundamenten, Widerstandsfähigkeit bei gleichen Fundamentabmessungen in stark verschiedenartigen Bodenarten, Böschungswinkel angehobener Erdmassen

verschiedener Beschaffenheit, spezifische Erdgewichte und Baugrundziffer verschiedener Bodenarten und in verschiedener Tiefe müssen durch *Versuche* abgeklärt werden, für welche ein ausführliches Programm vorliegt. Leider erfordert deren Durchführung erhebliche Geldopfer.

Als letzte Aufgabe ist ein Vorschlag für die *Formulierung der* in die *neuen Vorschriften* aufzunehmenden Bestimmungen über Tragwerksfundierungen zu erwähnen. Da die Vorschriften kurz und klar und auf sehr verschiedenartige Verhältnisse passend sein müssen, so wird es wohl nötig sein, darin nur allgemein und kurz die einzuhaltenden Bedingungen anzugeben, dagegen in den geplanten Erläuterungen zu den Vorschriften näher auf die zweckmässige Ausführung der Fundamente und deren Berechnung einzutreten.

Ueber Sprungwellenbeanspruchung von Transformatoren.

Von G. Courvoisier, dipl. Ing., Baden.

Der Verfasser erläutert einleitend, was man heute unter Sprungwellen versteht und wie man sich die Entstehung derselben denkt. Er geht darauf auf die Beanspruchung der Transformatorenwicklungen durch Sprungwellen über und behandelt die Wirkung von Schutzmitteln, wobei er sich auf Versuche der Firma Brown, Boveri & Cie., Baden stützt. Als wichtigstes Ergebnis der Untersuchungen redet er einer verstärkten Isolation der ganzen Transformatorenwicklung (nicht nur der Eingangswindungen) durch Anwendung von hochwertigem Isolationsmaterial das Wort und verlangt ausser den normalen Prüfungen der Transformatoren auch eine Prüfung mit künstlich erzeugten Sprungwellen. Den Schluss der Arbeit bilden allgemein gehaltene Betrachtungen über Wanderwellenvorgänge auf Leitungen.

L'auteur explique ce qu'il entend par ondes perturbatrices et comment elles sont produites. Se basant sur des expériences faites dans les ateliers Brown, Boveri, Baden il démontre l'effet de ces ondes sur les enroulements des transformateurs et explique l'action des moyens de protection. Il préconise surtout l'emploi d'isolants de meilleure qualité pour l'ensemble des bobines (pas seulement les bobines extrêmes) et recommande l'essai des transformateurs à l'aide de courants à haute fréquence. L'auteur termine avec quelques considérations sur la propagation des ondes à haute fréquence dans les lignes.

Einleitung:

Die elektro-magnetischen Ausgleichvorgänge und ihre Einwirkungen auf Wicklungen, besonders solche von Transformatoren, bilden schon seit einer Reihe von Jahren den Gegenstand eingehender Untersuchungen. Wie die verschiedenen bisher erschienenen Veröffentlichungen aber zeigen, stellen sich den Versuchen, theoretisch unter Berücksichtigung technischer Verhältnisse zu genauen Lösungen zu gelangen, grosse Schwierigkeiten entgegen. Der Versuch, durch direkte Messungen einige Klarheit über die Beanspruchungen von Transformatoren durch Sprungwellenvorgänge zu gewinnen, dürfte daher wohl einiges Interesse besitzen.

Welch hohe praktische Bedeutung solche Erscheinungen haben, geht daraus hervor, dass die Mehrzahl der Defekte, welche heute bei Transformatoren vorkommen, auf sie zurückgeführt werden müssen. Die verhältnismässig häufigen Lagen- und Spulenschlüsse können nur als Folge von Sprungwellenbeanspruchungen verstanden werden. Dies beweist, dass der Aufbau der Wicklungen und die Dimensionierung der Spulenisolation bei vielen Konstruktionen, welche bis heute auf den Markt gekommen sind, nicht so ausgeführt worden ist, dass die Transformatoren auch den Beanspruchungen durch Sprungwellen jederzeit widerstehen konnten. Es ist daher von Bedeutung, in Erfahrung zu bringen, welcher Art und wie hoch die Beanspruchungen sind, welche durch Ausgleichvorgänge hervorgerufen werden; denn nur so wird es möglich sein, bei Neukonstruktionen ihre Wirkungen richtig in Betracht zu ziehen.

Von der Firma Brown Boveri & Cie. sind nun Versuche an einem Grosstransformator durchgeführt worden, welche den Zweck hatten, durch Messungen über die gestellten Fragen Klarheit zu gewinnen. Die Nordostschweizerischen