

Zeitschrift: Bulletin de l'Association suisse des électriciens
Herausgeber: Association suisse des électriciens
Band: 36 (1945)
Heft: 10

Artikel: Les fondations des supports de lignes électriques aériennes et leur calcul
Autor: Sulzberger, G.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-1056469>

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: 05.02.2025

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

ASSOCIATION SUISSE DES ÉLECTRICIENS

BULLETIN

RÉDACTION:
Secrétariat de l'Association Suisse des Electriciens
Zurich 8, Seefeldstrasse 301

ADMINISTRATION:
Zurich, Stauffacherquai 36 ♦ Téléphone 25 17 42
Chèques postaux VIII 8481

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

XXXVI^e Année

N^o 10

Mercredi, 16 Mai 1945

Les fondations des supports de lignes électriques aériennes et leur calcul

Par G. Sulzberger, Berne

621.315.66 - 218

Cet article est une révision des articles parus sous ce titre dans le Bulletin ASE 1922, No. 10, 1924, Nos. 5 et 7, 1925, No. 10, et 1927, No. 6. Les procédés de calcul mentionnés dans ces articles, notamment dans les deux derniers numéros indiqués, ont été appliqués depuis lors avec succès à la construction des lignes aériennes en Suisse. Ils ont donc été maintenus en principe dans le présent article. Seul, le mode de représentation a subi quelques modifications, en tenant compte de certains points de détail et de certains desiderata, ainsi que des articles parus à ce sujet dans d'autres revues techniques. Les questions essentiellement théoriques et les modes de calculs applicables à des cas spéciaux ont été reportés en annexe. La bibliographie a été complétée par l'indication des principales publications parues depuis lors sur ce même sujet.

Die folgende Abhandlung stellt eine Neubearbeitung der im Bulletin SEV 1922 Nr. 10, 1924 Nrn. 5 und 7, 1925 Nr. 10 und 1927 Nr. 6 erschienenen Aufsätze über das im Titel bezeichnete Thema dar. Die dort, namentlich in den beiden zuletzt genannten Nummern entwickelten Berechnungsverfahren haben sich seither in der Praxis des schweizerischen Freileitungsbaues gut eingelebt und bewährt. Sie sind daher in folgenden grundsätzlich beibehalten worden. Aenderungen wurden nur in der Darstellungsweise und soweit getroffen, als es auf Grund der dem Verfasser bekannt gewordenen Fragen und Wünsche und der in andern Zeitschriften erschienenen Aufsätze über den gleichen Gegenstand geboten schien. Um den praktischen Bedürfnissen tunlichst Rechnung zu tragen, wurden die vorwiegend theoretischen Fragen und die nur in besondern Fällen anzuwendenden Berechnungsarten in einem Anhang zusammengefasst. Das Literaturverzeichnis wurde durch die Angabe der wichtigsten in andern Zeitschriften über den gleichen Gegenstand erschienenen Veröffentlichungen ergänzt.

Introduction

Les massifs de fondation des supports de lignes aériennes de transmission d'énergie électrique doivent remplir le même but que ceux des autres constructions, à savoir la transmission au sol des efforts résultant de leur propre poids et des forces extérieures qui leur sont appliquées. Les règles et les lois essentielles de la statique des constructions sont donc également applicables aux calculs de ces massifs. Les particularités de la construction des lignes électriques aériennes obligent toutefois à envisager un mode de calcul approprié, qui tienne compte notamment des points suivants:

a) Les forces extérieures qui agissent sur les supports résultent en majeure partie de la traction exercée sur ceux-ci par les conducteurs, ainsi que de l'effort du vent sur les conducteurs et les supports. Ces efforts peuvent être horizontaux ou présenter une composante horizontale et une composante verticale. Leur grandeur et leur mode d'application à introduire dans les calculs sont généralement fixés par des prescriptions officielles ou autres. Leur point d'application se trouvant à une hauteur relativement grande au-dessus du sol, ils

agissent sur les massifs de fondation en exerçant un couple beaucoup plus caractérisé que dans d'autres genres de constructions.

b) Tandis que les fondations des autres ouvrages sont en général des corps relativement volumineux, sollicités essentiellement par leur propre poids, les massifs de fondation des supports de lignes électriques aériennes peuvent être sollicités, selon les cas, à la traction, à la pression et à la torsion autour d'un axe horizontal, voire même à la flexion, pour les motifs indiqués en a). Leur calcul doit être adapté à ces particularités.

c) Tandis qu'il ne s'agit généralement, pour les autres ouvrages, que d'éviter des tassements exagérés et surtout irréguliers des fondations, les massifs de fondation de supports de lignes électriques aériennes doivent être conçus et dimensionnés de manière que la position des supports ne subisse pas, sous l'effet des sollicitations maxima auxquels ceux-ci peuvent être soumis, de modifications capables de provoquer une augmentation dangereuse de la flèche des conducteurs. Pour être convenable, la méthode de calcul de tels massifs de fondation devrait donc permettre avant tout de déterminer et

de suivre par les calculs les modifications de position des massifs pour différentes charges des supports. Faute d'une méthode de calcul répondant à cette exigence, il faudrait chercher à atteindre le même but en déterminant par le calcul un coefficient de sécurité contre le renversement des supports sollicités par un effort maximum (coefficient de stabilité). Il ne s'agirait dans ce dernier cas que d'un pis aller. Le degré de sécurité réel contre le renversement d'un support ne peut en effet généralement pas être déterminé par un calcul, car au fur et à mesure que le support s'incline, les efforts et les moments exercés par les conducteurs diminuent rapidement par suite de l'augmentation de leur flèche et il n'est guère possible de calculer avec une précision suffisante cette diminution des sollicitations.

d) Les massifs de fondation des supports de lignes électriques aériennes sont le plus souvent des corps relativement petits qui doivent pouvoir être aménagés sans grands préparatifs et avec des moyens simples, à des endroits assez éloignés les uns des autres, dans des terrains les plus divers. Il arrive fréquemment que la même fouille traverse des terrains de différente nature. En pratique, il n'est donc généralement pas possible de procéder à des essais des terres dans chaque fouille, essais compliqués et coûteux, qui ne se justifient que lorsqu'il s'agit des fondations d'importantes constructions. La détermination des caractéristiques du terrain, nécessaire au calcul et à l'exécution des massifs de fondation des supports, doit pouvoir se faire sur place, rapidement et simplement. Un examen détaillé du terrain ne doit être nécessaire que dans des cas d'une importance exceptionnelle.

e) En raison de la difficulté de classer avec précision les divers terrains et de la grande diversité de leurs caractéristiques selon leur état, tous les calculs dans lesquels entrent des coefficients se rapportant au terrain sont affectés d'une certaine imprecision. En outre, il faut admettre des simplifications à propos de la répartition des pressions dans le sol. Il est par conséquent inutile de compliquer les calculs par une précision exagérée. La règle à calcul, avec suppression des décimales, permet d'obtenir des résultats amplement suffisants.

Règles à observer pour l'exécution des massifs

Protection contre le danger du gel

Les massifs d'une certaine ampleur doivent être aménagés de manière que leur assise se trouve à une profondeur où le gel n'agit plus, c'est-à-dire à au moins 1 m de la surface du sol. Lorsque la période des grands froids se prolonge, le sol peut geler jusqu'à 130 ou 150 cm de profondeur. La dimension de 1 m doit donc être considérée comme le minimum de profondeur d'une fouille (voir Annexe).

Protection contre la rouille et la pourriture

Les parties enterrées de supports en acier doivent être enrobées de béton ou d'une autre matière (par exemple plusieurs couches de goudron chaud, exempt d'acides), afin qu'elles ne se rouillent pas. Les parties enterrées de supports en bois devront être protégées de la pourriture par des méthodes éprouvées. L'enrobage de béton active la pourriture du bois.

Désignations

Pour caractériser les supports au point de vue de la forme de leurs parties fixées dans le sol, nous distinguerons dans ce qui suit:

1° les supports à un seul fût, dont la partie inférieure est fixée dans un massif monobloc, tels que les poteaux en bois, tubulaires, en béton ou en treillis (fondations massives);

2° les supports dont la partie inférieure comporte plusieurs pieds fixés chacun dans un massif séparé (fondations fractionnées).

Dans les chapitres suivants, nous étudierons successivement les sollicitations énumérées à la lettre b) de l'introduction et leurs méthodes de calcul, en tenant compte notamment des dispositions suivantes de l'Ordonnance fédérale sur les installations électriques à fort courant du 7 juillet 1933:

Art. 104.

Dans les hypothèses de charge définies aux articles 94 et 95, les fondations des supports des lignes aériennes à fort courant devront satisfaire aux conditions suivantes:

a) Le coefficient de sécurité au renversement sera de 1,5 au minimum.

b) L'inclinaison des supports par suite du déplacement des fondations sous l'influence de la charge maximum admissible ne doit pas être de nature à compromettre la sécurité de la circulation ou celle d'autres installations.

Commentaires: On peut classer les fondations les plus usuelles en deux groupes principaux:

1° les fondations dont la stabilité repose exclusivement ou principalement sur leur poids (dalles à encastrement latéral nul ou minime dans le sol, blocs superficiels indépendants);

2° les fondations dont la stabilité provient surtout de l'effet d'encastrement du terrain sur leurs parois latérales (blocs enfouis profondément).

Il semble à première vue que la disposition sous lettre b) suffise à définir les conditions que doivent remplir d'une manière générale les fondations des supports de lignes. D'après ce paragraphe, l'inclinaison qui peut se produire sous la charge maximum possible ne doit pas dépasser la limite imposée par la sécurité, c'est-à-dire qu'elle ne doit pas être telle que les conducteurs s'approchent trop du sol ou risquent d'entrer en contact avec d'autres lignes aux croisements. Il était néanmoins nécessaire de prévoir une disposition prescrivant un certain coefficient de sécurité au renversement, sous lettre a), surtout pour les fondations du premier groupe. En effet, pour ces dernières, une augmentation des forces agissant sur le support peut, déjà à partir d'une inclinaison relativement faible du pylône, amener un état d'équilibre instable et provoquer un renversement complet et subit. Pour éviter cet accident, on doit donc compter avec le coefficient de sécurité prescrit. En outre, pour les fondations de ce genre qui sont immergées dans l'eau (nappes souterraines naturelles), il y a lieu de tenir compte de la diminution de poids résultant de cette immersion (souspression).

Avec les fondations du deuxième groupe, les supports ne risquent de tomber que pour un moment de renversement anormal beaucoup plus grand qu'avec celles du premier groupe, car les masses de terre dans lesquelles la fondation est encastrée s'opposent au renversement tant que leur résistance n'est pas épuisée par dislocation.

C'est pourquoi le calcul des fondations du premier groupe suivant lettre a), et de celles du deuxième groupe suivant lettre b), est en général déterminant et suffisant, bien que, en principe, tous les genres de fondations doivent remplir les deux conditions. On trouvera, par exemple, des données sur le calcul des fondations d'après les considérations ci-dessus, qui correspondent à l'état actuel de la technique, au Bulletin de l'Association Suisse des Electriciens 1925, No. 10, et 1927, No. 6 (ou, plus exactement, le texte remanié actuel).

Art. 105.

¹ Les poteaux de bois doivent être enterrés à la profondeur minimum suivante:

poteaux jusqu'à 8 m de haut. au-dessus du sol 130 cm
pour chaque mètre de hauteur en plus . . . 10 cm de plus

² Les poteaux de bois doivent être calés solidement au moyen d'empierrements circulaires, compte tenu des conditions locales.

³ Si l'on fait usage de fondations spéciales, on emploiera à cet effet des socles bien damés dans le sol, ou ancrés solidement d'une autre façon, formés de matériaux résistant à l'action du terrain et auxquels les poteaux seront fixés de manière à pouvoir être remplacés facilement tout en étant protégés contre l'humidité du sol et l'accumulation d'eau de pluie. Les socles doivent présenter une résistance au moins égale à celle des poteaux eux-mêmes. Sauf pour les installations temporaires de courte durée, il est inadmissible d'encastrer les poteaux de bois directement dans des massifs de béton.

Commentaires: Chiffre ². Pour bien caler les poteaux, il est bon de prévoir une couronne de pierres au pied du poteau et une seconde au tiers supérieur environ de la fouille; la hauteur des couronnes doit être alors à peu près égale au diamètre du poteau. S'il s'agit de poteaux fortement chargés ou enfoncés dans le sol à plus de 2 m de profondeur dans un terrain particulièrement mou, il est nécessaire de poser plus de deux couronnes de pierres, ou bien il convient de veiller par d'autres moyens à ce que les pressions sur les parois et le fond de la fouille ne dépassent pas la limite admissible. Pour l'empierrement, on utilisera autant que possible des gros cailloux durs.

Chiffre ³. Si l'on coule le béton dans le sol en contact direct avec le pied du poteau, le cœur du bois enrobé pourra généralement au bout de peu de temps; en outre la fondation en béton ne pourra pas resserrer lorsqu'on remplacera le poteau. Pour éviter ces inconvénients, on emploiera des socles dépassant le niveau du sol et maintenant le poteau au-dessus de celui-ci, et formés d'un matériau capable de résister durablement à l'influence du terrain, comme le béton armé, le fer, la fonte, etc.

I. Massifs de fondation sollicités à la traction

Conformément aux résultats des essais publiés dans le Bulletin ASE 1925, No. 10 (voir Annexe), la résistance qu'opposent les supports ou leurs fondations à leur arrachement du sol peut se calculer de la manière suivante:

1.

Poteaux en bois implantés dans le sol et calés par des couronnes de pierres:

a) *Poteaux dont la partie enterrée est de forme à peu près cylindrique*

La résistance à l'arrachement est assurée par le poids du poteau équipé et le frottement de la sur-

face de celui-ci contre le terrain. Si l'effort de traction atteint la valeur à laquelle le frottement statique est dépassé, un déplacement du poteau se produira plus ou moins vite sans soulever une masse de terre appréciable. L'importance du déplacement dépend de la durée de la sollicitation. Exprimée en chiffres, la résistance à l'arrachement de ces poteaux ou autres supports à surface lisse est égale au poids du support et au produit de la surface de sa partie enterrée en cm² par un coefficient de frottement qui varie selon la nature et l'état du terrain et peut atteindre 0,03 à 0,06 pour les poteaux en bois et 0,05 à 0,1 pour les massifs de fondation lisses en béton (par exemple des socles). Les valeurs inférieures de ce coefficient s'entendent pour les terrains argileux ou humides, les valeurs supérieures pour les terrains sablonneux ou pierreux.

b) *Poteaux dont la partie enterrée est évasée et massifs de fondation analogues, lisses*

L'arrachement de ces poteaux ou de ces massifs entraîne et déplace latéralement une partie de la terre avoisinante, selon la nature de leur surface et celle du terrain. La butée des terres qui en résulte augmente beaucoup le frottement et par conséquent la résistance à l'arrachement. Il n'est toutefois pas possible de calculer exactement l'effort nécessaire à l'arrachement. On peut admettre approximativement que, lors du passage de la partie évasée du poteau ou du massif à travers les couronnes de pierres et la terre adjacente, la compression radiale, en cm, de celles-ci provoque une réaction égale au produit de la compression radiale par le coefficient de compressibilité du terrain, réaction qui s'exerce sur la partie enterrée du poteau et augmente en conséquence le frottement.

Etant donné que la nature et la composition du sol sont extrêmement variables, il est préférable de considérer les résistances calculées selon a) et b) comme des valeurs maxima, au-delà desquelles il se produit un relâchement qui dépend de la durée d'application des efforts. Les résultats d'essais consignés en annexe fournissent de plus amples renseignements à ce sujet. Il est dans tous les cas avantageux de donner une forme évasée à la partie enterrée des poteaux et autres supports lisses qui sont sollicités en permanence ou fréquemment à la traction, ou d'utiliser des poteaux en bois à pied large (ayant conservé une partie de leur racine).

Exemples

1. Soit un poteau cylindrique enterré de 150 cm et calé de la manière habituelle. Le diamètre au niveau du sol est de 20 cm. On a donc $F = 20 \cdot 3,14 \cdot 150 = 9420$ cm². En admettant un coefficient de frottement de 0,04 et un poids du poteau de 250 kg, la résistance à l'arrachement sera de $0,04 \cdot 9420 + 250 = 627$ kg.

2. Soit un poteau selon la figure 1.

La résistance à l'arrachement serait de 627 kg, comme dans l'exemple ci-dessus, si ce poteau avait une forme cylindrique et un diamètre de 20 cm.

La conicité de la partie inférieure du poteau provoque, lors de l'arrachement de celui-ci, un frottement additionnel considérable entre sa surface et les couronnes de pierre, ainsi que la terre compressée latéralement. Selon les résultats d'essais consignés au tableau VIII, cette résistance additionnelle dépasse généralement plusieurs fois celle du poteau cylin-

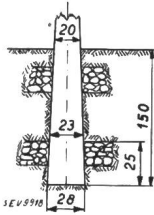


Fig. 1.
Poteau à base évasée, calé par deux couronnes de pierres
La conicité du poteau provoque un coincement, qui augmente la résistance à l'arrachement.

drique, par exemple 2 t environ dans ce cas. Cette valeur varie toutefois beaucoup suivant les circonstances et ne peut être calculée d'avance que très approximativement. On sait néanmoins que le frottement additionnel est considérable et d'autant plus grand que l'élargissement de la base du poteau est plus accentué et que les couronnes de pierres cassées sont mieux tassées. On trouvera quelques indications à ce sujet dans le tableau VIII.

2.

Massifs de fondation en forme de plaques, de grilles, de pieux fortement évasés vers le bas.

La résistance qu'opposent à l'arrachement les massifs de fondation de ce genre est assurée par

- a) leur poids et celui du support,
- b) le poids de la terre située directement au-dessus de la partie évasée,
- c) le poids de la terre soulevée latéralement par frottement et cohésion.

Lorsqu'il s'agit de massifs de fondation placés dans une fouille ouverte ou bétonnés sur le fond d'une telle fouille, la terre située directement au-dessus de la partie évasée (lettre b) a naturellement plus ou moins perdu sa cohésion. Si elle est damée, on peut introduire dans les calculs les poids volumiques suivants (poids par unité de volume, y compris les vides):

Poids volumiques des terres remuées et damées
Tableau I

Catégorie	Nature du terrain	sec t/m ³	humide t/m ³
I	Sable grossier	1,2 ... 1,5	1,5 ... 1,9
II	Sable fin	1,2 ... 1,65	1,6 ... 2,0
III	Terre maigre	1,2 ... 1,5	1,5 ... 1,8
IV	Terre argileuse	1,6 ... 1,9	1,8 ... 2,0
V	Argile	1,5 ... 1,8	1,7 ... 2,0
VI	Gravier	1,6 ... 1,8	1,8 ... 2,0
VII	Cailloutis avec un peu de sable	1,8 ... 2,0	1,9 ... 2,1

Il est préférable de se baser sur les poids de terre sèche. Dans les cas importants, il est recommandable de déterminer par des pesées le poids à introduire dans les calculs. Lorsque le massif se trouve dans une nappe d'eau souterraine, il faut également tenir compte de la perte de poids due à la poussée de l'eau.

Commentaire de la lettre c)

La terre sortie d'une fouille destinée à recevoir un massif de fondation perd plus ou moins sa struc-

ture et par conséquent sa densité, sa cohésion et son angle de frottement interne, ainsi que son adhérence avec la terre non remuée des parois de la fouille, qui ne sera dès lors plus assurée que par frottement. Par suite de cette perturbation des couches naturelles, la quantité de terre participant à la résistance à l'arrachement est d'autant plus réduite que le terrain était plus cohérent. Ce désavantage peut être en partie supprimé si l'on utilise des massifs de fondation dont l'introduction dans le sol est possible sans modifier plus ou moins complètement la structure de celui-ci. C'est par exemple le cas pour les massifs en béton armé confectionnés dans des fouilles dont le fond a été élargi à l'aide d'explosifs (procédé de la Sprengkultur-Gesellschaft, système Malone, etc.), les massifs coniques ou pyramidaux bétonnés dans des fouilles de forme appropriée, les massifs bétonnés dans des fouilles ouvertes dont le bas des parois est évidé autant que possible, de manière que la base du massif pénètre latéralement sous la terre non remuée (figure 2).



Fig. 2.
Massif de fondation à base évasée
Grâce à l'épanouissement de la base du massif qui pénètre dans la terre non remuée, la stabilité du massif est augmentée.

L'emploi et l'ampleur de tels procédés destinés à économiser du béton et du temps dépendent de la nature du terrain et de sa composition.

On peut admettre que les quantités de terre mentionnées à la lettre c) sont limitées par une enveloppante entourant latéralement la base du massif et inclinée vers l'extérieur d'un angle β par rapport à l'axe principal.

Valeurs de β
Tableau II

Catégorie	Nature du terrain	Massifs de fondation bétonnés dans une fouille à parois rugueuses			Massifs placés dans une fouille ouverte
		sans diminution nette vers le haut, plaques	diminué vers le haut, ou à base fortement évasée	à base en forme de bulbe dans fouille élargie par explosifs	
		A°	B°	C°	D°
I	Terrain marécageux, sable fin, remblais de terre légère	5	8	12	3
II	Terrain argileux et sableux avec peu de pierres	8	12	20	6
III	Terr. caillout. avec sable grossier et peu d'argile	12	19	25	10
IV	Terrain sablonneux très ferme avec peu d'argile et de cailloux	15	20	26	12
V	Terr. caillout. très ferme avec sable grossier . .	20	25	30	20

II à V: 5° de plus dans les terrains très cohérents.

En ce qui concerne le *coefficient de sécurité* que les massifs de fondation doivent présenter *contre l'arrachement*, on peut indiquer ce qui suit:

Un déplacement considérable de ces massifs équivaut, dans la plupart des cas, à une forte inclinaison du support, à la rupture de certaines parties, voire même au renversement du support. Il est donc indiqué d'introduire dans les calculs un coefficient de sécurité d'au moins 1,5. La *valeur du déplacement* dépend d'un si grand nombre de facteurs

imprécis, qu'il est impossible de la déterminer d'avance avec quelque précision. Ce sont surtout les pylônes à fondations fractionnées qui risquent de se briser lorsque les fondations se déplacent, car de dangereux efforts de flexion peuvent se produire à la base des

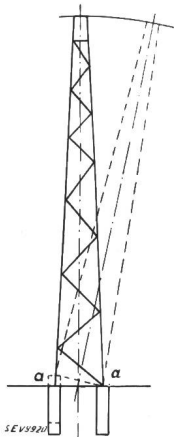


Fig. 3.
Pylône en treillis avec fondation fractionnée

Si la fondation fractionnée sollicitée à la traction se déplace, il se produit un moment de flexion aux points de sortie (a) des montants, par suite du guidage rectiligne des socles dans le sol.

montants. Dans les calculs des fondations de ces supports, il est donc recommandable d'introduire un coefficient de sécurité relativement élevé, afin qu'il n'y ait pas lieu de craindre un déplacement, même aux plus fortes sollicitations (voir figure 3).

II. Massifs de fondation sollicités à la pression par des forces verticales

Les indications qui suivent se rapportent aux charges des fondations par des forces verticales ou à peu près verticales, c'est-à-dire en général par des poids centrés. Pour d'autres efforts de pression, voir au chapitre III.

Les efforts de pression sont compensés surtout par la réaction du sol (butée des terres). Il est préférable de ne pas faire entrer en ligne de compte les forces de frottement entre les surfaces latérales du massif de fondation et la terre adjacente, car on manque le plus souvent de données précises à ce sujet. Ces frottements contribuent à réduire la pression exercée sur le fond de la fouille. Si cela est nécessaire et justifié, on peut cependant en tenir compte dans des cas spéciaux, en apportant la preuve qu'ils provoquent un allègement.

Les massifs de fondation des supports de lignes aériennes ont presque toujours des dimensions relativement faibles. Leur assise est en général déterminée statiquement. Leur face inférieure doit être dimensionnée de manière que la pression exercée par celle-ci sur le fond de la fouille, et que l'on suppose être régulièrement répartie, ne dépasse pas la charge admissible indiquée au tableau III.

Charge admissible du fond de la fouille par des forces verticales
(Voir également à l'annexe.)

Tableau III

Catégorie	Nature du terrain	Charge en kg/cm ²	Remarques
I	Tourbière, marécage, etc. . .	$\leq 0,5$	Selon le degré de tassement Diminue lorsque le degré d'humidité augmente
II	Terres rapportées	0,5 ... 1,0	
III	Argile et terre glaise, humides	1,0 ... 2,0	
IV	Sable avec argile, terre glaise, sable mi-fin	2,0 ... 3	Selon la structure et la dureté
V	Sable grossier, tassé	3 ... 5	
VI	Gravier avec sable, compact	5 ... 7	
VII	Pierres tendres	7 ... 20	

Ces chiffres correspondent approximativement à ceux qui sont indiqués dans les normes allemandes DIN E 1054 II (voir Hütte, tome III). On entend ici par «charge admissible» une partie 1/n de la résistance du sol. Cette résistance est définie par la charge verticale, à partir de laquelle le massif de fondation commence à s'enfoncer, du fait que le terrain cède latéralement. Les chiffres figurant au tableau III sont basés sur un coefficient de sécurité *n* égal à 1,5 environ, appliqué généralement aux bâtiments, tours, superstructures rigides en fer et en béton armé et autres constructions dont les assises sont déterminées statiquement.

III. Massifs de fondation implantés dans le sol et sollicités à la torsion autour d'un axe horizontal (fondations massives)

Dans cette catégorie rentrent les massifs de fondation de tous les supports à un seul fût.

III a. Poteaux en bois

La manière de fixer les poteaux en bois et les socles est indiquée à l'article 105 de l'Ordonnance fédérale sur les installations électriques à fort courant du 7 juillet 1933 (voir Introduction). Les petits poteaux en tube d'acier ou en béton armé soumis à des sollicitations modérées peuvent être traités comme les poteaux en bois lorsque le terrain est suffisamment résistant.

III b. Poteaux en acier et en béton armé

L'implantation de grands supports à un fût en acier et en béton armé exige généralement une fondation massive, qui sera calculée conformément aux prescriptions de l'article 104 de l'Ordonnance du 7 juillet 1933. C'est ainsi que, dans les hypothèses de charge définies aux articles 94 et 95 de cette même Ordonnance,

a) ces fondations doivent assurer aux supports un coefficient de sécurité au renversement de 1,5 au minimum et

b) l'inclinaison des supports par suite du déplacement des fondations ne doit pas dépasser $1/100$

de leur longueur ($\text{tg } \alpha = 0,01$) ($1/200$ pour les supports de lignes de contact).

L'exigence spécifiée sous a) s'applique principalement aux fondations dont la stabilité est due avant tout à leur poids (dalles, massifs superficiels), celle sous b) aux fondations profondes, dont la stabilité résulte principalement de l'effet d'encastrement du terrain sur leurs parois latérales. La face inférieure de tous ces massifs de fondation devant être à une profondeur que le gel n'atteint pas, c'est-à-dire à au moins 1 m au-dessous du niveau du sol, ces deux effets sont en réalité toujours plus ou moins conjugués. A mesure que l'effet d'encastrement du massif prédomine, la sécurité contre le renversement perd en importance. Le coefficient de sécurité au renversement de 1,5 valable dans le cas limite d'un très faible encastrement peut donc être réduit au fur et à mesure que le massif de fondation est plus profond. Dans ce cas, en effet, la limitation de l'inclinaison du support gagne en importance, tandis que la sécurité contre le renversement devient pour ainsi dire fictive.

La plupart des modes de calcul des fondations massives sont basés sur la limitation des pressions spécifiques maxima exercées sur les parois et le fond de la fouille, lorsqu'une telle fondation est sollicitée à la torsion par les forces agissant sur le support. Toutes ces méthodes négligent la grandeur du déplacement du massif qui se produit dans ce cas, ainsi que l'inclinaison du support qui en résulte, ou se bornent à les maintenir dans des limites raisonnables, en limitant les compressions maxima du sol. Or, dans le domaine spécial des lignes aériennes de transmission d'énergie électrique, l'inclinaison du support et ses modifications jouent un très grand rôle, car ce sont d'elles que dépendent la grandeur et la limitation de la flèche des conducteurs, dont l'importance est extrême pour la sécurité des installations. La valeur de la compression du sol ne présente par contre qu'un intérêt secondaire.

Un autre défaut de ces procédés de calcul réside dans le fait que les différentes compressions du sol sont déterminées indépendamment les unes des autres. Or, puisqu'elles sont produites par la rotation du même massif, elles devraient être également représentées en fonction de cette rotation, sinon elles ne seraient pas correctes.

La méthode de calcul décrite ci-après et qui fut mise au point à la suite des essais entrepris à Gösigen (voir Bulletin ASE 1924, Nos. 5 et 7), ne présente pas ces défauts. Elle est basée sur les hypothèses suivantes:

1° On admet que le terrain qui encastre le massif de fondation se comporte élastiquement tant qu'il s'agit de petits déplacements admissibles, et que la butée des terres est proportionnelle au produit des déplacements du massif par les modules d'élasticité correspondants. Ces derniers sont donnés par le coefficient de compressibilité du terrain, qui traduit l'effort nécessaire, en kg, pour enfoncer de 1 cm

une plaque de 1 cm² de surface. Ce coefficient s'exprime donc en kg/cm³ (voir la remarque en annexe).

Avec cette méthode, on considère en quelque sorte le massif de fondation comme étant entouré de ressorts, dont la constante correspondrait au coefficient de compression des endroits considérés.

2° On admet d'autre part que, dans les limites entrant pratiquement en ligne de compte pour des terrains de nature et de composition uniformes, le coefficient de compressibilité est nul à la surface du sol, puis augmente à peu près proportionnellement avec la profondeur. Le tableau V donne quelques indications sur la valeur des coefficients qui se rapportent à des terrains de nature et de composition différentes.

En partant de ces données, le calcul s'établit en principe comme suit:

La résistance qui s'oppose à la rotation du massif de fondation est constituée par les composantes suivantes:

III c. Résistance à l'inclinaison du massif de fondation due à l'encastrement de celui-ci dans le sol

Lorsqu'un massif de fondation en forme de dalle verticale est tourné de l'angle α autour de l'axe $x-x$ sous l'effet d'une force Z agissant sur le support à la hauteur l au-dessus du sol, selon la figure 4, une

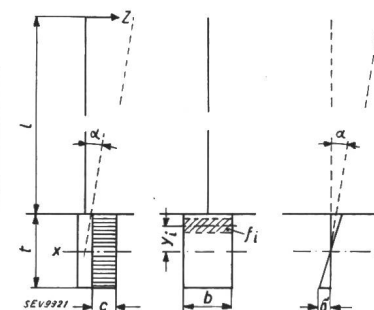


Fig. 4.
Massif de fondation en forme de dalle verticale, sollicité dans le sol à la rotation
Représentation des réactions du terrain.

bande f_i située à la distance y_i de l'axe de rotation subit un déplacement transversal $\lambda_i = y_i \cdot \text{tg } \alpha$, tandis qu'une contre-pression $p_i = f_i C_i y_i \text{tg } \alpha$ s'exerce sur cette bande, si C_i est le coefficient de compressibilité de la paroi de la fouille à la distance y_i de l'axe de rotation. Le moment de réaction M_i résultant du déplacement transversal de la bande f_i est donc

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

Le déplacement transversal des autres bandes de la paroi du massif de fondation engendre des moments de réaction analogues. Le moment de réaction total est de

$$M_s = \sum f_i C_i y_i^2 \text{tg } \alpha. \quad (1)$$

Le moment des forces de réaction du terrain ainsi calculé sera d'autant plus précis que le nombre

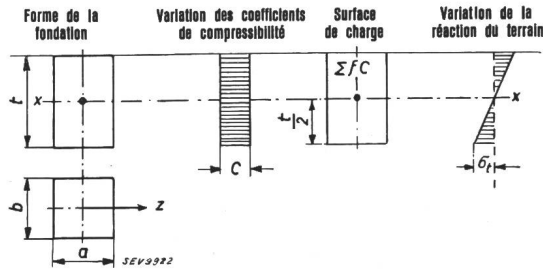


Fig. 5.
 $J_s = \frac{Cbt^3}{12}$ $M_s = \frac{bt^3}{12} \cdot C \cdot \text{tg } \alpha$ $\sigma_t = C \cdot \frac{t}{2} \cdot \text{tg } \alpha$

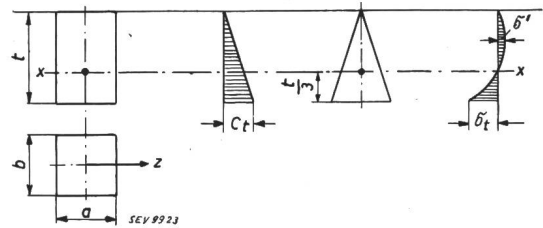


Fig. 6.
 $J_s = \frac{Ct \cdot bt^3}{36}$ $M_s = \frac{bt^3}{36} \cdot Ct \cdot \text{tg } \alpha$ $\sigma_t = Ct \cdot \frac{t}{3} \cdot \text{tg } \alpha$; $\sigma' = \frac{\sigma_t}{3}$

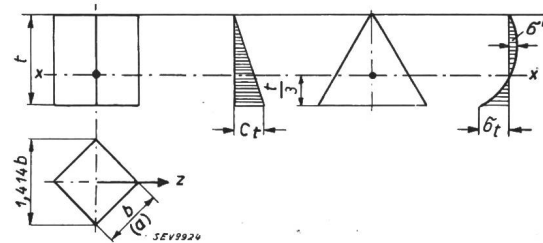


Fig. 7.
 $J_s = \frac{Ct \cdot 1,414 \cdot bt^3}{36}$ $M_s = \frac{bt^3}{25,5} \cdot Ct \cdot \text{tg } \alpha$ $\sigma_t = Ct \cdot \frac{t}{3} \cdot \text{tg } \alpha$, $\sigma' = \frac{\sigma_t}{3}$

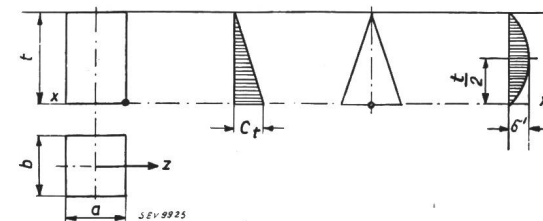
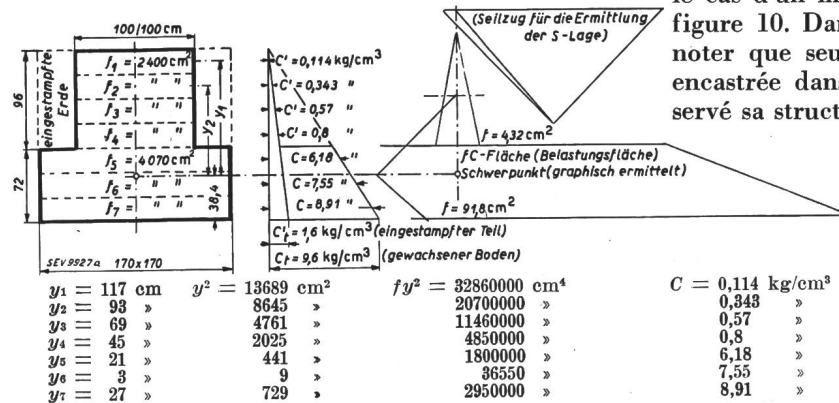


Fig. 8.
 $J_s = \frac{Ct \cdot bt^3}{12}$ $M_s = \frac{bt^3}{12} \cdot Ct \cdot \text{tg } \alpha$ $\sigma' = \frac{Ct}{2} \cdot \frac{t}{2} \cdot \text{tg } \alpha = Ct \cdot \frac{t}{4} \cdot \text{tg } \alpha$



eingestampfte Erde = Terre rapportée et damée.
 eingestampfter Teil = Terre rapportée et damée.
 gewachsener Boden = Terre non remuée.
 Seilzug für die Ermittlung der S-Lage = Chainette pour la détermination de la position du centre de gravité.
 fC-Fläche (Belastungsfläche) = Surface des charges.
 Schwerpunkt (graphisch ermittelt) = Centre de gravité (déterminé graphiquement).

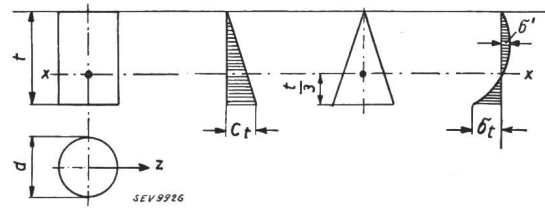


Fig. 9.
 $J_s = \frac{Ct \cdot dt^3}{52,8}$ $M_s = \frac{dt^3}{52,8} \cdot Ct \cdot \text{tg } \alpha$

Fig. 5 à 9.

Surfaces de charge et réaction du terrain pour différentes variations des coefficients de compressibilité

- J_s Moment d'inertie de la surface de charge.
- M_s Moment d'encastrement.
- σ_t Pression spécifique à la profondeur t .

des éléments de surface aura été plus grand, c'est-à-dire plus la hauteur de ces éléments sera petite. Pour obtenir un résultat encore suffisamment précis avec un nombre restreint d'éléments de surface, il faudrait, pour chaque élément de hauteur h_i et de largeur b_i , ajouter à la valeur $f_i C_i y_i^2$ la valeur $\frac{h_i^3 b_i C_i}{12}$ (conformément à la relation $J = fy^2 + J_s$ pour le moment d'inertie d'une surface avec le moment d'inertie J_s par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et J par rapport à un axe parallèle au premier à une distance y).

L'expression $\Sigma f_i C_i$ se traduit graphiquement par une surface, par le centre de gravité de laquelle passe la résultante de toutes les forces de réaction du terrain qui s'établissent lors d'un déplacement parallèle de la surface totale. La position du centre de gravité de cette surface indique donc également la hauteur de rotation du massif de fondation au-dessus de son assise. La forme de cette surface dépend de celle du massif de fondation et de la variation des coefficients de compressibilité des parois latérales de la fouille, à partir du niveau du sol jusqu'au fond de la fouille. Les figures 5 et 9 représentent quelques-uns des cas les plus fréquents.

Pour d'autres formes et d'autres conditions, la méthode graphique est celle qui permet d'arriver le plus rapidement et le plus nettement au but. A titre d'exemple, nous appliquerons cette méthode dans le cas d'un massif de fondation à semelle, selon la figure 10. Dans un cas de ce genre, il y a lieu de noter que seule la partie inférieure du massif est encastree dans de la terre non remuée, qui a conservé sa structure naturelle ($C_t = 9,6 \text{ kg/cm}^3$), tandis

Fig. 10.

Variation des coefficients de compressibilité, surface de charge (moment de réaction) pour massifs de fondation à semelle

que la partie supérieure du massif est logée dans de la terre rapportée ($C_t = 1,6 \text{ kg/cm}^3$). Ces chiffres sont choisis arbitrairement, mais ils montrent néanmoins la grande différence qui existe entre la terre non remuée et la terre rapportée (dont la structure a été modifiée).

On peut déterminer d'une manière analogue le moment de réaction M_s de n'importe quelle autre forme de massif de fondation et pour des terrains ayant d'autres caractéristiques.

III d. Résistance due au frottement entre le massif de fondation, les parois de la fouille et le fond de la fouille

Une autre résistance qui s'oppose à la rotation d'un massif de fondation encastré dans le sol, lorsqu'une force extérieure agit sur le support, provient du frottement entre le massif de fondation et les parois latérales de la fouille qui se trouvent dans la direction de la force exercée sur le support, ainsi que le fond de la fouille. La grandeur de cette résistance dépend, pour un massif de fondation donné, de l'indice de frottement entre la surface du massif d'une part, les parois de la fouille et le fond de celle-ci d'autre part. Ces indices dépendent eux-mêmes du degré de rugosité des surfaces, ainsi que de la nature et de la composition du terrain. Tandis qu'ils sont relativement faibles pour les terrains argileux et humides, ils peuvent atteindre des valeurs considérables dans le cas de terrains graveleux. Dans tous les cas, la résistance de frottement diminue fortement dès que le massif de fondation subit un déplacement appréciable.

L'introduction, dans les calculs, de ces résistances de frottement se heurte à de grandes difficultés, d'autant plus que les indices ne sont pas constants, mais diminuent fortement à mesure que le mouvement augmente. Si on les néglige, la rotation du massif de fondation sera, au début du mouvement, plus faible que la valeur calculée. Inversement, lorsque l'on veut se rendre compte des coefficients de compressibilité d'après l'observation de la rotation réelle, en négligeant le frottement, les coefficients ainsi calculés seront plus grands qu'en réalité.

Le frottement entre le massif et le fond de la fouille abaisse d'autant plus l'axe de rotation que la résistance de frottement est plus grande. Dans le cas limite, c'est-à-dire lorsqu'un déplacement ne peut pas se produire entre l'assise du massif et le fond de la fouille, les conditions sont celles que représente la figure 8. Dans ce cas, l'axe de rotation doit se trouver à la surface de frottement et coïncider avec l'arête du massif de fondation du côté de la force agissante, perpendiculairement à celle-ci, lorsqu'il s'agit d'un massif à base rectangulaire. Cette résistance diminue considérablement dès que le frottement au repos est surmonté, c'est-à-dire dès qu'un déplacement a commencé, et l'axe de rotation s'élève. Lors de la charge d'un tel massif de fondation, il se passe donc ce qui suit:

Au début de la charge, tant que le frottement entre le massif et le fond de la fouille n'est pas surmonté, l'axe de rotation se trouve approxima-

tivement à la hauteur de l'assise du massif. Lorsque la force exercée sur le support a augmenté à tel point que le frottement contre le fond de la fouille est surmonté, l'axe de rotation s'élève, tandis que la sollicitation des parois de la fouille perpendiculaires à la direction de la force agissante augmente assez rapidement. La limite de la hauteur de l'axe de rotation dépend du rapport entre les indices de compressibilité des parois du terrain aux différentes hauteurs au-dessus du fond de la fouille. Ainsi, pour un massif à base carrée, on passe plus ou moins rapidement du cas représenté par la figure 8 à celui de la figure 6, dès que le frottement du fond de la fouille est surmonté. Si l'on possède des indications suffisamment précises sur l'importance de ce frottement, on pourra calculer comme suit l'angle de rotation, à partir duquel l'axe de rotation commence à se déplacer vers le haut depuis le fond de la fouille, dans le cas d'un massif à base carrée, par exemple.

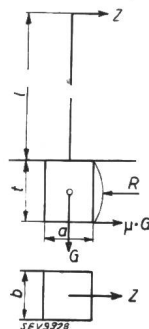


Fig. 11. Relation entre la position de l'axe de rotation et les conditions de frottement Début du déplacement de l'axe

D'après la figure 11, on a:

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

et, par suite:

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

Si μ est l'indice de frottement entre le massif et le fond de la fouille, on aura, au moment où le frottement est surmonté:

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

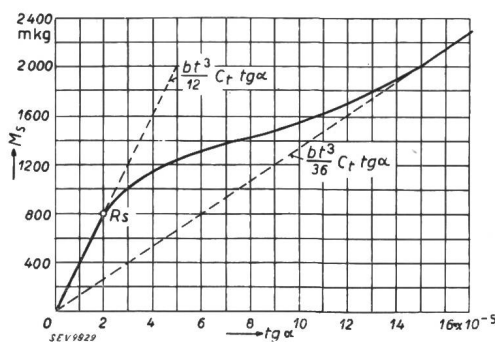


Fig. 12. Relation entre la position de l'axe de rotation et les conditions de frottement

Modification du moment de résistance en fonction de la position de l'axe de rotation R_s Dépassement du frottement au fond de la fouille.

et, par conséquent, l'angle de rotation auquel cela se produit et à partir duquel l'axe de rotation commence à s'élever:

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

Les moments de réaction de la première phase et de la seconde (avant et après le déplacement de l'axe de rotation) sont au rapport de 3:1. Le moment de réaction diminuerait au tiers de sa valeur si le passage d'une phase à l'autre avait lieu brusquement. Les résultats des essais montrent toutefois que cette transition est progressive. Ces conditions peuvent être reproduites graphiquement, comme l'indique la figure 12.

III e. Résistance due à la réaction du terrain provoquée par le poids du massif de fondation, du support et des conducteurs

Sous l'action du poids G du massif de fondation, du support et des conducteurs, le fond de la fouille de surface F est soumis à une charge spécifique uniforme $\sigma_b = \frac{G}{F}$. Si C_b est le coefficient de compressibilité, supposé uniforme, se rapportant aux charges verticales, il se produit sous l'action de cette charge un enfoncement uniforme:

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

Si le massif de fondation est tourné par une force extérieure Z agissant sur le support, la répartition de la charge exercée sur le fond de la fouille se modifie du fait que la partie située du côté opposé à cette force est déchargée, tandis que la partie située dans la direction de cette force est au contraire plus fortement chargée. Les forces de réaction qui en résultent dans le fond de la fouille se tra-

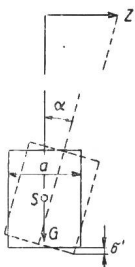


Fig. 13 à 15. Représentation des moments de réaction du fond de la fouille pour différentes inclinaisons de l'axe du support

Fig. 13. Etat de repos.

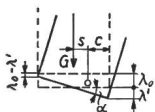


Fig. 14. Stade durant lequel l'assise du massif appuie par toute sa surface sur le fond de la fouille.

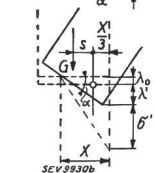


Fig. 15. Stade durant lequel l'assise du massif n'appuie plus que partiellement sur le fond de la fouille.

duisent géométriquement par un prisme des tensions dont le volume doit être constamment égal à G et qui devient de plus en plus court à mesure que l'inclinaison du massif augmente. L'axe de rotation du massif doit se trouver perpendiculairement au-dessus du centre de gravité de ce prisme. Ainsi, le poids G s'opposant à la force Z agit sur le bras de levier constitué par la distance séparant la ligne d'action de G du centre de gravité du prisme des tensions.

Si nous considérons un massif de fondation à base rectangulaire, nous aurons ce qui suit, en tenant compte des indications des figures 13 à 15: S étant le centre de gravité de la masse totale G , C_b le coefficient de compressibilité supposé uniforme du fond de la fouille, en kg/cm^3 ,

λ_0 la compression du fond de la fouille par G à l'état de repos ($\lambda_0 = \frac{G}{a b C_b}$), en cm,

λ' la compression additionnelle maximum du fond de la fouille après la rotation du massif de fondation, en cm,

on aura:

a) Pour le stade de rotation durant lequel le massif de fondation repose encore par toute son assise sur le fond de la fouille (voir figure 14):

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

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

$$\lambda' = \frac{a}{2} \text{tg } \alpha; \quad \lambda_0 = \frac{G}{a b C_b};$$

par suite:

$$c = \frac{a}{2} - \frac{b a^3 C_b \text{tg } \alpha}{12 G}; \quad s = \frac{b a^3 C_b \text{tg } \alpha}{12 G}$$

d'où:

$$M_b = G \cdot s = \frac{b a^3}{12} \cdot C_b \text{tg } \alpha = J C_b \text{tg } \alpha \tag{3}$$

Dans cette dernière formule, J est le moment d'inertie de l'assise du massif de fondation par rapport à l'axe principal, transversal à celui de la force extérieure.

Les formules ci-dessus s'entendent pour des angles d'inclinaison dont la valeur maximum se calcule comme suit:

$$a \cdot \text{tg } \alpha = 2 \lambda_0; \quad \text{tg } \alpha = \frac{2 \lambda_0}{a}; \quad \lambda_0 = \frac{G}{a b C_b}$$

d'où

$$\text{tg } \alpha = \frac{2 G}{a^2 b C_b} \tag{4}$$

b) Pour des inclinaisons plus fortes, c'est-à-dire lorsque le massif de fondation ne repose plus avec toute son assise sur le fond de la fouille (voir figure 15), on a:

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

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

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

par suite:

$$x = \frac{2 a G}{a b C_b x \text{tg } \alpha}$$

d'où:

$$x = \sqrt{\frac{2 G}{b C_b \text{tg } \alpha}} = 1,414 \sqrt{\frac{G}{b C_b \text{tg } \alpha}}$$

Pour ces inclinaisons plus fortes, on a donc :

$$\begin{aligned} \underline{M_b} &= G \left(\frac{a}{2} - \frac{1,414}{3} \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}} \right) = \\ &= G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}} \right) \end{aligned} \quad (5)$$

Des formules peuvent être établies d'une façon analogue pour des massifs de fondation dont l'assise présente une autre forme.

Le moment total de résistance d'un massif encastré dans le sol est constitué par la somme des moments de réaction qui s'opposent à la rotation, tels que nous les avons présentés aux chapitres III c à III e, en fonction de la tangente de l'angle de rotation. On peut ainsi calculer des massifs de forme quelconque dans des terrains de nature et de composition quelconques, de manière à déterminer pour des forces extérieures données les déplacements du massif de fondation qui en résultent et par conséquent les inclinaisons du support. Les formules valables pour les formes de massifs les plus courantes sont consignées au tableau IV.

total de résistance est $M_b + M_s$, conformément aux formules que nous venons d'établir. M_s intéresse surtout la limitation de l'inclinaison du support, M_b la sécurité contre le renversement. Si M_s est insignifiant par rapport à M_b , le moment M_k des forces agissant horizontalement sur le support (traction des conducteurs et pression du vent) devrait être multiplié par 1,5. A mesure que le moment d'encastrement prédomine, ce coefficient de sécu-

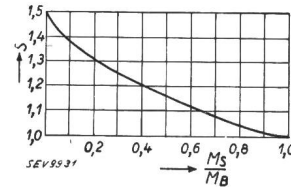


Fig. 16. Diagramme de la réduction du coefficient de sécurité s en fonction de $\frac{M_s}{M_b}$. Variation entre les limites 1 et 1,5.

rité peut être réduit. Pour la mesure de sa réduction en fonction de $\frac{M_s}{M_b}$, on a établi en son temps (arbitrairement) le diagramme de la figure 16. Pour des fondations massives, où $\frac{M_s}{M_b}$ est inférieur à 1, le moment des forces extérieures doit être multiplié,

Formules pour le calcul des formes de massifs de fondation les plus courantes

Tableau IV

No.	Forme du massif (sans semelle)		Variation du coefficient de compressibilité des parois latérales de la fouille	Moment de réaction de l'encastrement latéral M_s .				Moment de réaction du fond de la fouille M_b			
	Désignation générale	Vue en plan		Dans le cas de $\operatorname{tg} \alpha \leq$	M_s cmkg	Dans le cas de $\operatorname{tg} \alpha >$	M_s cmkg	Dans le cas de $\operatorname{tg} \alpha \leq$	M_b cmkg	Dans le cas de $\operatorname{tg} \alpha >$	M_b cmkg
1	Prismatique			$\frac{6, \mu G}{b t^2 C_1}$	$\frac{b t^3}{12} C_1 \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{6, \mu G}{b t^2 C_1}$	$\frac{b t^3}{36} C_1 \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b}$	$\frac{b a^3}{12} C_b \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{2 G}{a^2 b C_b}$	$G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{G}{b C_b \operatorname{tg} \alpha}} \right)$
2	Prismatique			$\frac{4,5 \mu G}{a t^2 C_1}$	$\frac{1,414 a t^3}{12} C_1 \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{4,5 \mu G}{a t^2 C_1}$	$\frac{1,414 a t^3}{36} C_1 \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{1,414 G}{a^3 C_b}$	$\frac{a^4}{12} C_b \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{1,414 G}{a^3 C_b}$	$G \left(0,707 a - \frac{\sqrt[3]{3 G}}{2 C_b \operatorname{tg} \alpha} \right)$
3	Prismatique			$\frac{8,8 \mu G}{d t^2 C_1}$	$\frac{d t^3}{17,6} C_1 \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{8,8 \mu G}{d t^2 C_1}$	$\frac{d t^3}{52,8} C_1 \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{5,1 G}{d^3 C_b}$	$\frac{\pi d^4}{64} C_b \operatorname{tg} \alpha$	$\frac{5,1 G}{d^3 C_b}$	
4	Cylindrique										

Ainsi que nous l'avons dit au chapitre III b, il est nécessaire de vérifier le coefficient de sécurité au renversement du support, dans le cas des massifs de fondation de forme plate, dont la stabilité dépend de l'équilibre des poids (moment M_b). Selon l'article 104 de l'Ordonnance du 7 juillet 1933 (voir Introduction), il faut appliquer dans ce cas un coefficient de sécurité d'au moins 1,5. Plus les massifs de fondation sont profonds, plus l'effet de leur encastrement (moment M_s) prédomine. Le moment

selon ce diagramme, par un facteur compris entre 1 et 1,5.

Ces considérations sont basées sur l'hypothèse que les forces agissant sur le support provoquent exclusivement un moment de rotation. Elles ne tiennent pas compte de la poussée qu'exercent également ces forces sur le massif de fondation. Dans l'annexe, nous démontrons toutefois que cette poussée n'a pas d'influence sur l'inclinaison du support et qu'elle en a si peu sur la compression

du terrain qu'elle peut être négligée quand il s'agit de supports dont le rapport $\frac{l}{t}$ entre la hauteur d'application des forces extérieures au-dessus du sol et la profondeur du massif de fondation est supérieur ou égal à 5. Dans la règle, les forces de frottement entre le massif et les terres adjacentes sont d'ailleurs plus grandes que la force transversale, ce qui est une raison de plus de ne pas s'en occuper autrement.

Par ce qui précède, nous avons apporté la preuve que la méthode de calcul préconisée satisfait aux conditions classiques de l'équilibre des forces. En effet, la somme de toutes les forces horizontales et verticales est égale à zéro, de même que la somme de tous les moments. Elle offre en outre le moyen de résoudre l'important problème de la prédétermination des grandeurs du déplacement des massifs de fondation et sa limitation, aux différentes charges. La condition indispensable pour l'exactitude du calcul est remplie, puisque tous les moments de réaction des terres participant à la stabilité sont introduits dans les calculs d'une manière uniforme en fonction de la rotation du massif de fondation. Nous avons en outre démontré qu'à chaque nouvel état de charge d'un support de ligne électrique aérienne avec massif de fondation correspond une autre position de l'axe de rotation du massif, et mis en évidence les facteurs qui provoquent le déplacement de cet axe. On peut aussi contrôler, pour chaque augmentation de la charge, les facteurs qui s'opposent à l'inclinaison du support et analyser le processus de rotation en fonction de cette inclinaison. La méthode de calcul préconisée est applicable aux fondations massives de n'importe quelles formes et grandeurs, ainsi que pour des conditions d'encastrement quelconques (profondeur et composition du sol). Cette méthode est donc universelle. Elle exige toutefois une connaissance suffisante des coefficients de compressibilité du terrain considéré. Le chapitre suivant et l'annexe donnent de plus amples indications à ce sujet.

IV. Calcul pratique des massifs de fondation

a) Coefficients de compressibilité du terrain

On peut admettre que, dans un terrain de cohérence normale, le coefficient de compressibilité des parois latérales de la fouille est nul au niveau du sol et augmente proportionnellement jusqu'à la profondeur qui entre pratiquement en ligne de compte. Quant au coefficient de compressibilité du fond de la fouille, on peut tabler sur 1 à 1,2 fois la valeur du coefficient valable pour la base des parois latérales. Le tableau V indique les valeurs moyennes des coefficients de compressibilité à une profondeur d'environ 2 m au-dessous du niveau du sol, pour des terrains de différente nature. Les valeurs les plus faibles s'entendent pour les terrains relativement humides.

Valeur approximative du coefficient de compressibilité des parois latérales des fouilles dans des terrains de différente nature, à environ 2 m de profondeur au-dessous du niveau du sol

Tableau V

Catégorie	Nature du terrain	Coefficient de compressibilité C en kg/cm ²
I	Terrain tourbeux ou marécageux léger	0,5...1,0
II	Terrain tourbeux ou marécageux lourd, sable fin de plage	1,0...1,5
III	Remblai d'humus, de sable ou de gravier	1,0...2,0
IVa	Argile aquifère	2,0...3,0
b	humide	4,0...5,0
c	sèche	6,0...8,0
d	sèche et durcie	10,0
Terrains naturels (non remués):		
V	Humus mélangé de sable, marne avec peu de pierres	6...8
VI	Dito, av. beauc. de pierres ou de grav.	8...10
VII	Gravier fin mélangé de sable fin	7...9
VIII	Gravier de grosseur moyenne mélangé de sable fin	9...11
IX	Gravier de grosseur moyenne mélangé de sable grossier	11...13
X	Gros gravier mélangé de beaucoup de sable grossier	
XI	Gros gravier mélangé de peu de sable grossier	13...16
XII	Gros gravier mélangé de peu de sable grossier (ayant fait prise)	16...20

L'application pratique de cette méthode de calcul est illustrée ci-après, dans l'analyse de deux massifs de fondation qui ont été soumis à des essais de charge.

1.

Cas du massif de fondation No. II essayé à Gösigen, en 1923 (voir Bulletin ASE 1924, No. 5).

On a $a = b = 135$ cm; $t = 150$ cm; $G = 8940$ kg. On admet que C_1 et C_b atteignent $3,5$ kg/cm² et que l'indice de frottement μ est de $0,33$. Ces données permettent de calculer les valeurs suivantes:

Premier stade de charge (axe de rotation à hauteur de l'assise)

$$M_1 = \frac{b \cdot t^3}{12} \cdot C_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{135 \cdot 150^3}{12} \cdot 3,5 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 133 \cdot 10^6 \cdot \operatorname{tg} \alpha \text{ cmkg,}$$

valable pour inclinaisons jusqu'à $\operatorname{tg} \alpha = \frac{6 \cdot \mu \cdot G}{b \cdot t^2 \cdot C_b} = \frac{6 \cdot 0,33 \cdot 8940}{135 \cdot 150^2 \cdot 3,5} = 0,00167$, soit $\alpha = 5' 34''$.

$$M_b = \frac{b \cdot a^3}{12} \cdot C_b \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{135^4 \cdot 3,5 \cdot \operatorname{tg} \alpha}{12} = 97,2 \cdot 10^6 \cdot \operatorname{tg} \alpha \text{ cmkg,}$$

valable pour inclinaisons jusqu'à $\operatorname{tg} \alpha = \frac{2 \cdot G}{a^2 \cdot b \cdot C_b} = \frac{2 \cdot 8940}{135^3 \cdot 3,5} = 0,00208$; soit $\alpha = 7' 08''$.

$$M_1 + M_b = 230,2 \cdot 10^6 \cdot \operatorname{tg} \alpha \text{ cmkg.}$$

Deuxième stade de charge (déplacement de l'axe de rotation jusqu'à la hauteur $\frac{t}{3}$).

$$M_1 = \frac{b \cdot t^3}{36} \cdot C_1 \cdot \operatorname{tg} \alpha = \frac{135 \cdot 150^3}{36} \cdot 3,5 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 44,3 \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot 10^6 \text{ cmkg}$$

$$M_b = G \left(\frac{\alpha}{2} - 0,47 \cdot \sqrt{\frac{G}{b \cdot C_b \cdot \operatorname{tg} \alpha}} \right) = c \cdot G.$$

Dans l'expression ci-dessus, le membre entre crochets (c) atteint pour

$\operatorname{tg} \alpha = 0,002$	0,004	0,006	0,008	0,01	0,015
c = 22	35	41,2	44,7	45,8	50 cm.

Cette relation est reproduite graphiquement sur la fig. 17, afin de faciliter l'interpolation.

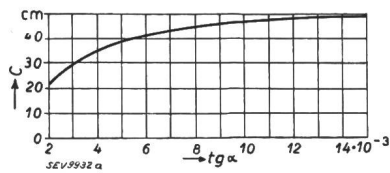


Fig. 17. Diagramme pour c

$$\text{valable pour inclinaisons jusqu'à } \text{tg } \alpha = \frac{2G}{a^2 b C_b} = \frac{2 \cdot 64\,000}{330^3 \cdot 7} = 0,00051, \text{ soit } \alpha = 1' 45''$$

$$M_s + M_b = 7360 \cdot 10^6 \text{ tg } \alpha \text{ cmkg.}$$

Deuxième stade de charge (axe de rotation à $\frac{t}{3}$ au-dessus du fond de la fouille)

Tableau VI

Résultats des essais			Résultats des calculs					Remarques
Z kg	$M_{\text{eff}} = Z \left(1 + \frac{2}{3} t\right)$ mkg	tg α	M_s mkg	M_b mkg	$M_s + M_b$ mkg	Part provenant du frottement		
						mkg	en % de M_{eff}	
215	2 800	0,00087	1 155	846	2 001	799	28,5	* Déplacement de l'axe de rotation du niveau de la base jusqu'à la hauteur $\frac{t}{3}$.
475	6 171	0,00152	1 355*	1 478	2 833	3 338	54,2	
590	7 661	0,00218	1 600*	2 190	3 790	3 871	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	Inclinaison max. admissible pour 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	—	—	

Les résultats sont consignés au tableau VI.

La figure 18 illustre graphiquement cette comparaison. On remarquera notamment que la concordance entre l'essai et le calcul s'établit pour une rotation du massif de fondation d'un angle dont la tangente est égale à 0,0161, pour les

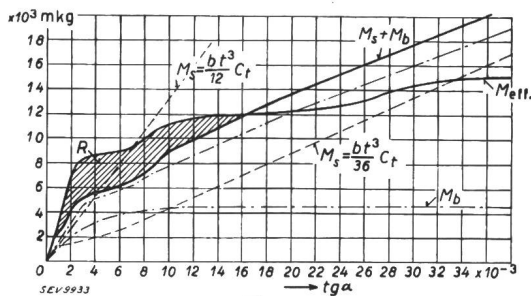


Fig. 18.

Représentation graphique des résultats des essais et des calculs. La surface hachurée correspond au frottement (R).

suppositions faites à propos des coefficients de compressibilité du terrain. Si l'on avait adopté un coefficient C_b égal à 3 kg/cm³, au lieu de 3,5, la concordance aurait eu lieu pour tg $\alpha = 0,02$ (voir la courbe - - - -), pour $M_s + M_b$ avec $C_t = 3$ kg/cm³.

2.

Massif de fondation du pylône d'ancrage No. 47 de la ligne à haute tension Bex-Montcherand, dans la vallée du Rhône, près d'Aigle.

On a $a = b = 330$ cm; $t = 200$ cm; $G = 64\,000$ kg. Pour C_t , on ne peut admettre que 2 kg/cm³, car jusqu'à 2 m de profondeur le terrain est du sable extrêmement fin. $C_b = 7$ kg/cm³, car il s'agit d'un terrain ferme, caillouteux et sableux. Pour μ , on admet la valeur de 0,3. La hauteur de l'effort agissant sur le pylône est de 18 m au-dessus de l'arête supérieure du massif de fondation.

Premier stade de charge (axe de rotation à hauteur de l'assise)

$$M_s = \frac{b t^3}{12} \cdot C_t \cdot \text{tg } \alpha = \frac{330 \cdot 200^3 \cdot 2}{12} \cdot \text{tg } \alpha = 440 \cdot 10^6 \cdot \text{tg } \alpha \text{ cmkg,}$$

valable pour inclinaisons jusqu'à

$$\text{tg } \alpha = \frac{6 \mu \cdot G}{b t^2 C_t} = \frac{6 \cdot 0,3 \cdot 64\,000}{330 \cdot 200^2 \cdot 2} = 0,0044,$$

soit $\alpha = 15' 06''$.

$$M_b = \frac{b a^3}{12} \cdot C_b \cdot \text{tg } \alpha = \frac{330^4 \cdot 7 \cdot \text{tg } \alpha}{12} = 6920 \cdot 10^6 \cdot \text{tg } \alpha \text{ cmkg,}$$

$$M_s = \frac{b t^3}{36} \cdot C_t \cdot \text{tg } \alpha = \frac{330 \cdot 200^3 \cdot 2}{36} \cdot \text{tg } \alpha = 147 \cdot 10^6 \cdot \text{tg } \alpha \text{ cmkg}$$

$$M_b = G \left(\frac{a}{2} - 0,47 \cdot \sqrt{\frac{G}{b \cdot C_b \cdot \text{tg } \alpha}} \right) = c \cdot G$$

Dans l'expression ci-dessus, le membre entre crochets (c) atteint pour

tg $\alpha = 0,0004$	0,001	0,005	0,01	0,02
c = 41	86,5	132,3	141,8	149 cm.

Cette relation est représentée graphiquement sur la fig. 19.

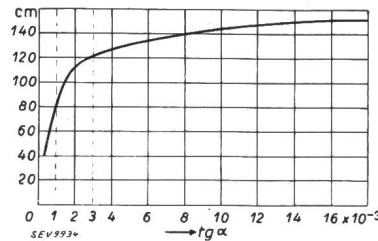


Fig. 19. Diagramme pour c

Les résultats des essais et des calculs sont consignés au tableau VII.

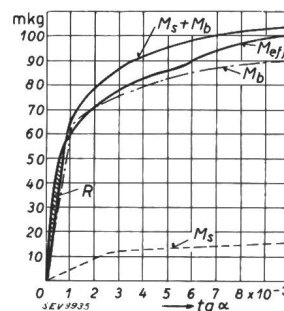


Fig. 20. Représentation graphique des résultats des essais et des calculs. La surface hachurée correspond au frottement (R).

Pour juger de ces résultats, il faut tenir compte de ce qui suit:

Pour tg $\alpha = 0,01$, les calculs donnent $M_s + M_b = 104\,700$ mkg. Toutefois, du fait que $\frac{M_s}{M_b}$ n'est égal qu'à $\frac{14\,700}{90\,000} = 0,163$, la force admissible au sommet du pylône n'est pas égale à $\frac{104\,700}{1,33} = 5400$ kg, mais seulement à $\frac{5400}{1,33} = 4060$ kg, selon $18 + \frac{2 \cdot 2}{3}$

Tableau VII

Résultats des essais			Résultats des calculs					Remarques
Z kg	$M_{eff} = Z \left(1 + \frac{2t}{3}\right)$ mkg	tg α	M_s mkg	M_b mkg	$M_s + M_b$ mkg	Part provenant du frottement		
						mkg	en % M_{eff}	
1 000	19 300	—	—	—	—	—	—	* Déplacement de l'axe de rotation jusqu'à la hauteur $\frac{2t}{3}$
1 600	30 900	0,000106	440	7 335	7 775	23 125	75,3	
2 000	38 600	0,000274	1 200	18 960	20 160	18 440	46,9	
2 400	46 350	0,0004	1 760	27 680	29 440	16 910	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	—	—	

Représentation graphique, voir figure 20.

le diagramme de la fig. 16. A cet effort de traction au sommet du pylône correspond $M_k = 77\,700$ mkg et le coefficient

virtuel de sécurité au renversement $= \frac{104\,700}{77\,700} = 1,322$. La

différence jusqu'à 1,5 est amplement compensée par le fait qu'il n'a pas été tenu compte des résistances de frottement et que seule une partie de l'encastrement latéral a été introduite dans les calculs.

Dans les deux exemples ci-dessus, il s'agissait d'examiner la capacité de charge des massifs de fondation de dimensions données et leur comportement sous différentes charges. S'il s'agit, au contraire, de calculer un massif de fondation prismatique sans semelle, de section rectangulaire, à implanter dans un terrain dont les caractéristiques sont connues, pour un support donné et des conditions de charges spécifiées, on pourra procéder comme suit:

La plus petite longueur nécessaire d'un côté du massif de fondation dépend des dimensions de la base du support. Elle doit avoir une grandeur telle que les organes d'ancrage du support (boulons, cornières) présentent la sécurité voulue contre les sollicitations auxquelles ils sont soumis. Suivant les circonstances, le massif de fondation devra donc être de 20 à 30 cm plus large que la surface de base du support. Il ne reste alors qu'à déterminer la profondeur d'enfouissement, qui dépend du moment de l'encastrement latéral. Ce moment doit être au moins égal au moment M_k de la force extérieure, moins le moment M_b de la réaction du terrain au fond de la fouille. Toutefois, pour déterminer le moment M_b , il faut connaître le poids total G ou du moins admettre provisoirement un certain poids. Le poids du support est supposé être connu. Pour déterminer le poids approximatif du massif de fondation, on commence par estimer la profondeur convenable. On peut alors calculer en première approximation le poids du massif, puis M_b et M_k pour une inclinaison correspondant à $\text{tg } \alpha = 0,01$. Le moment d'encastrement latéral M_s doit être égal ou supérieur à $M_k - M_b$. Pour les fondations en forme de plaque, M_k doit être multiplié par le coefficient de sécurité indiqué sur la figure 16.

D'après la formule de la figure 6

$$M_s = \frac{b t^3}{36} \cdot C_t \cdot \text{tg } \alpha, \text{ on a } t = \sqrt[3]{\frac{36 \cdot M_s}{b \cdot C_t \cdot \text{tg } \alpha}} \quad (6)$$

En posant pour $\text{tg } \alpha$ la valeur maximum admissible de 0,01 et en désignant $\frac{M_s}{b}$ par m_s , le moment de

l'encastrement latéral pour une lame verticale du massif de 1 cm d'épaisseur, il vient

$$t = 15,34 \sqrt[3]{\frac{m_s}{C_t}} \quad (7)$$

Sous forme d'abaque (figure 21), cette expression permet de déterminer rapidement la profondeur nécessaire du massif. Cet abaque s'établit de la manière suivante:

Le plan de référence des coefficients de compressibilité des parois latérales de la fouille est choisi, conformément au tableau V, à la profondeur de 2 m au-dessous du niveau du sol. On admet que ces coefficients augmentent proportionnellement à la profondeur, en partant de la valeur 0 au niveau du sol. Sur l'abaque, cela s'exprime par les obliques partant de l'angle supérieur de gauche. Les chiffres figurant à l'extrémité de droite des courbes correspondent aux m_s en mkg de l'expression (7), ceux du bord de gauche servent à déterminer la profondeur cherchée du massif.

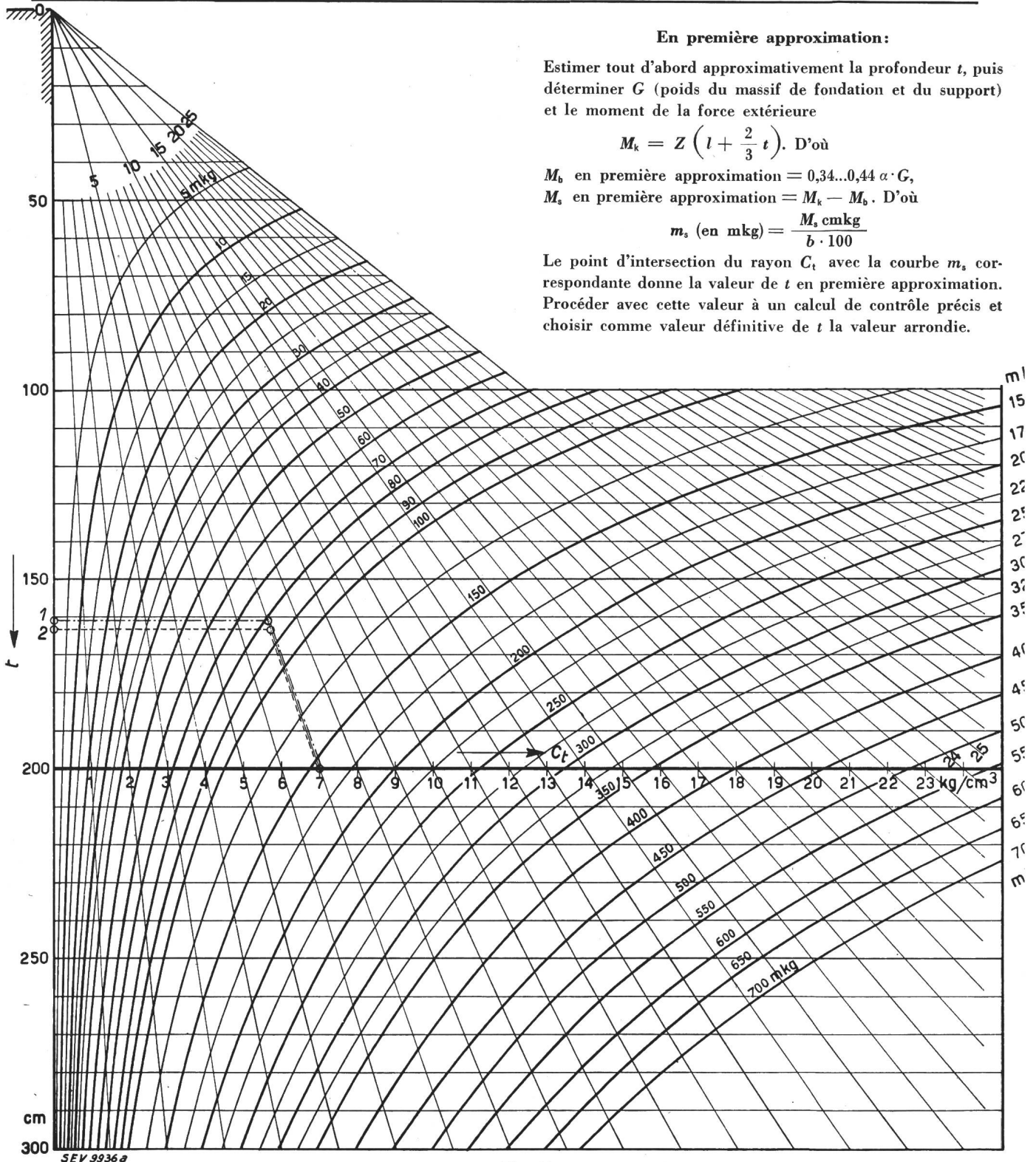
L'application de cet abaque est illustrée par les exemples suivants:

Premier exemple

Déterminer les dimensions du massif de fondation pour le pylône en treillis représenté sur la fig. 22. Le terrain est celui de la catégorie VII du tableau V, $C_t = 7$ kg/cm³, $C_b = 9$ kg/cm³, Z à 15 m au-dessus du sol $= 2000 + 400 \cdot \frac{6,5}{15} = 2173$ kg. Poids du pylône équipé = 2500 kg.

En admettant que t soit égal à 200 cm, on a $G = 20 \cdot 21 \cdot 21 \cdot 2,2$ (massif) + 2500 (pylône) = 21 900 kg.

Pour un massif sans semelle et $\text{tg } \alpha = 0,01$, l'expression (5) donne approximativement $M_b = (0,36 \text{ à } 0,44) a \cdot G$. La va-



En première approximation:

Estimer tout d'abord approximativement la profondeur t , puis déterminer G (poids du massif de fondation et du support) et le moment de la force extérieure

$$M_k = Z \left(l + \frac{2}{3} t \right). \text{ D'où}$$

M_b en première approximation = $0,34..0,44 \alpha \cdot G$,

M_s en première approximation = $M_k - M_b$. D'où

$$m_s \text{ (en mkg)} = \frac{M_s \text{ cmkg}}{b \cdot 100}$$

Le point d'intersection du rayon C_z avec la courbe m_s correspondante donne la valeur de t en première approximation. Procéder avec cette valeur à un calcul de contrôle précis et choisir comme valeur définitive de t la valeur arrondie.

Fig. 21.

Abaque pour la détermination de la profondeur t du massif de fondation

Représentation graphique de l'expression (7)

Signification des séries de chiffres:

Bord de gauche (de haut en bas): Profondeurs t en dessous du niveau du sol, en cm.

Bord de droite (courbes): Moments de réaction du terrain des parois latérales d'encastrement, par cm de largeur du massif de fondation, en mkg

$$\left(m_s = \frac{M_s}{b} \right)$$

Plan de référence à $t = 200$ cm: Coefficients de compressibilité des différents terrains, selon le tableau V, en kg/cm^3 . Les valeurs augmentent proportionnellement à la profondeur, en partant de la valeur 0 au niveau du sol (obliques).

Lignes pointillées: Représentation des calculs pour l'exemple 1.

- · — · — · Première approximation.
- · — · — · Deuxième approximation.

leur la plus faible s'entend pour un terrain à faible coefficient de compressibilité, la valeur la plus forte pour un coefficient plus élevé. Dans le cas qui nous occupe, nous choisi-

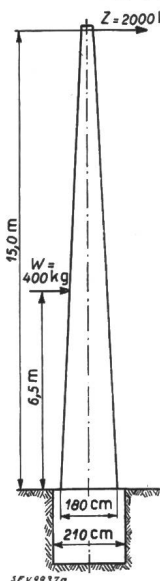
rons 0,4. Avec cette valeur, on peut calculer en première approximation le moment M_b de tels massifs de fondation, soit $M_b \approx 0,4 \cdot 21 \cdot 900 \cdot 210 = 1,840 \cdot 10^6$ cmkg. Le moment M_k

de la force extérieure sera alors

$$M_k = 2173 \left(1500 + \frac{200 \cdot 2}{3} \right) = 3,55 \cdot 10^6 \text{ cmkg, et}$$

$$M_s = M_k - M_b = (3,55 - 1,84) \cdot 10^6 = 1,71 \cdot 10^6 \text{ cmkg.}$$

$$m_s = \frac{1,71 \cdot 10^6}{210 \cdot 100} = 81,5 \text{ mkg.}$$



En suivant, sur l'abaque, l'oblique qui correspond au coefficient 7 kg/cm³, à 2 m de profondeur, jusqu'à son intersection avec la courbe la plus rapprochée de la valeur 81,5, on peut lire la profondeur cherchée au niveau de cette intersection, sur l'échelle du bord de gauche de l'abaque, après interpolation. En première approximation, on aura donc $t \sim 161$ cm.

Un contrôle avec les chiffres obtenus en première approximation donne les résultats suivants:

Le massif de fondation devant dépasser, comme on le sait, le niveau du sol d'au moins 20 cm, sa hauteur totale sera en seconde approximation de 181 cm et $G = 18,1 \cdot 21 \cdot 21 \cdot 2,2 + 2500 = 20\ 060$ kg

Fig. 22. Croquis pour l'exemple de calcul. Application de l'abaque de la fig. 21.

$$M_k = 2173 \left(1500 + 161 \cdot \frac{2}{3} \right) = 3,49 \cdot 10^6 \text{ cmkg}$$

$$M_b = 20\ 060 \left(\frac{210}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{20\ 060}{210 \cdot 9 \cdot 0,01}} \right) = 1,79 \cdot 10^6 \text{ cmkg}$$

Valeur nécessaire $M_s = M_k - M_b = 1,70 \cdot 10^6$ cmkg

$$m_s = \frac{1,70 \cdot 10^6}{210 \cdot 100} = 80,9 \text{ mkg}$$

D'après l'abaque de la fig. 21, à cette valeur correspond une profondeur t de 161 cm. On a donc $\frac{M_s}{M_b} = \frac{1,70 \cdot 10^6}{1,79 \cdot 10^6} = 0,95$.

D'après la fig. 16, le coefficient de sécurité est égal à environ 1,05, de sorte que $m_s = 80,9 \cdot 1,05 = 85$ mkg. Pour cette valeur, l'abaque donne $t = 163$ cm. Un nouveau calcul de contrôle est donc superflu.

Si le massif de fondation devait être encastré dans un terrain de la catégorie IV b du tableau V, avec $C_t = 4$ kg/cm³ et $C_b = 5$ kg/cm³, les calculs donneraient une profondeur nécessaire $t = 190$ cm. Ces chiffres montrent l'influence des conditions du terrain sur les dimensions des massifs de fondation. Ils prouvent aussi combien cette méthode de calcul s'adapte à ces conditions.

Deuxième exemple

Il s'agit d'examiner si un massif de fondation sans semelle serait plus économique que le massif représenté sur la fig. 10.

Pour le massif avec semelle, les poids sont les suivants:
 Massif de béton 2,2 (17² · 7,2 + 10² · 9) = 6600 kg
 Terre rapportée 1875 dm³ · 1,5 = 2800 kg
 Support = 1500 kg

Poids total = 10900 kg

$$M_b = 11\ 000 \left(\frac{170}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{11\ 000}{170 \cdot 10 \cdot 0,01}} \right) = 864\ 000 \text{ cmkg}$$

M_s selon fig 10 = 635 468 cmkg

$M + M_b = 1499\ 468$ cmkg

Puisque $\frac{M_s}{M_b} = 0,736$, ce massif à semelle ne peut supporter

qu'un moment M_k de $\frac{1,50}{1,07} \cdot 10^6 = 1,4 \cdot 10^6$ cmkg.

Si ce massif était exécuté sans semelle, avec une base de 100 × 100 cm, il serait implanté entièrement dans un terrain non remué avec $C_t = 9,6$ kg/cm³ et $C_b = 10$ kg/cm³. En intro-

duisant en première approximation $t = 168$ cm, c'est-à-dire la même profondeur que dans le cas de la fig. 10, le poids du béton sera de 10² · 16,8 · 2,2 = 3700 kg et l'on aura par conséquent $G = 3700 + 1500 = 5200$ kg. D'où:

$$M_b = 5200 \left[\frac{100}{2} - 0,47 \left(\sqrt{\frac{5200}{100 \cdot 10 \cdot 0,1}} \right) \right] = 186\ 000 \text{ cmkg}$$

$$M_s = \frac{100 \cdot 168^3}{36} \cdot 9,6 \cdot 0,01 = 1\ 265\ 000 \text{ cmkg}$$

$M_b + M_s = 1\ 451\ 000$ cmkg

$\frac{M_s}{M_b} > 1$. Il n'est donc pas nécessaire de prévoir un supplément de sécurité selon la fig. 16.

Ce calcul montre que, dans ce cas, un massif de fondation sans semelle résisterait tout aussi bien que le massif à semelle de la fig. 10, même avec une profondeur t de 165 cm seulement. Les quantités de béton sont au rapport de 1,65 : 2,98. Le massif sans semelle exige non seulement moins de béton (— 1,3 m³ = 45 %), mais sa construction est aussi beaucoup plus facile et plus économique. Même si les conditions sont particulièrement favorables (valeurs élevées de C) pour le massif sans semelle, cet exemple montre néanmoins nettement combien l'utilisation de la résistance naturelle du terrain présente d'avantages techniques et économiques.

En revanche, si un massif de stabilité analogue devait être implanté dans un terrain avec $C_t = 2$ kg/cm³ et $C_b = 2,8$ kg/cm³, le massif sans semelle devrait alors avoir une profondeur d'environ

$$t = \sqrt{\frac{36 \cdot 1\ 385\ 000}{100 \cdot 2 \cdot 2,7 \cdot 0,01}} = 267 \text{ cm [voir formule (6)]}$$

soit une longueur totale d'environ 267 + 23 = 290 cm, ce qui compliquerait et renchérirait la fouille. Dans un pareil

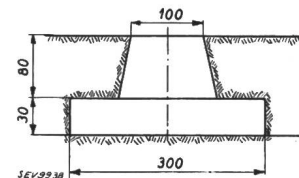


Fig. 23. Type de fondation pour terrains à faible coefficient de compressibilité. Croquis pour l'exemple d'application

cas, un massif aménagé par exemple comme l'indique la fig. 23 serait plus rationnel. On aurait en effet:

Volume de béton ~ 3,5 m³, poids ~ 7 800 kg
 Volume de la charge de terre ~ 6,35 m³, poids ~ 9 500 kg
 Poids du support ~ 1 500 kg

Poids G total ~ 18 800 kg

$$M_b = 18\ 800 \left(\frac{300}{2} - 0,47 \sqrt{\frac{18\ 800}{300 \cdot 2 \cdot \frac{1,1}{2} \cdot 0,01}} \right)$$

= 2 130 000 cmkg.

M_s est négligeable par rapport à M_b . Ce massif de fondation supporte $M_k = \frac{2\ 130\ 000}{1,5} = 1\ 420\ 000$ cmkg. Il faudrait en outre

vérifier la résistance propre de la semelle. Du point de vue économique, l'avantage ne réside que dans une plus grande facilité de construction, à cause de la faible profondeur de la fouille.

Les fondations massives qui présentent d'autres formes que celles que nous venons d'examiner (base rectangulaire) peuvent se calculer d'une façon analogue à l'aide des formules du tableau IV. Ces autres formes n'étant utilisées que fort rarement, nous avons renoncé à indiquer des méthodes permettant des calculs plus rapides.

Pour des raisons d'ordre économique, les calculs des fondations massives seront généralement basés sur la plus forte inclinaison admissible à la charge maximum, soit $\text{tg } \alpha = 0,01$. Les formules indiquées permettent toutefois d'effectuer les calculs pour n'importe quelle inclinaison ou de suivre par les calculs l'augmentation de l'inclinaison à mesure que la charge s'accroît, pour un massif de fondation

de dimensions données, implanté dans un terrain dont on connaît les caractéristiques.

En pratique, lorsqu'il s'agit d'établir un projet de fondations pour un grand nombre de supports d'un type uniforme, on s'efforcera d'établir également un type uniforme de fondation, quitte à modifier la profondeur d'enfouissement si les conditions du terrain sont légèrement différentes. Mais, lorsque les conditions sont particulièrement défavorables, des raisons d'ordre technique et économique peuvent motiver le choix d'un type de fondation spécial¹⁾. Pour les projets de longues lignes électriques aériennes, il est donc recommandable d'examiner par des sondages les conditions du terrain aux endroits où seront implantés les supports, puis de déterminer en conséquence le genre et les dimensions des massifs de fondation.

Annexe

(Remarques concernant différentes questions)

Profondeur d'enfouissement pour tenir compte du danger de gel

Le danger de gel est relativement faible dans les graviers grossiers et fins, et l'argile pure; il est plus grand dans les terrains poreux avec sable, limon et marne, surtout lorsque l'on peut s'attendre à de l'eau de suintement ou même à des nappes d'eau souterraines. Toutefois, à part certains cas très particuliers, les massifs de fondation des supports de lignes électriques aériennes n'exigent pas de mesures spéciales de sécurité, telles que le remplacement des terres sujettes au danger du gel par du gravier et du sable, les drainages, etc. Tant que l'assise du massif est à une profondeur suffisante (100 à 150 cm), des dégâts par le gel ne sont pas à craindre.

Résistance des massifs de fondation à l'arrachement

Nous reproduisons ci-après une partie des résultats des essais publiés dans le Bulletin ASE 1925, No. 10 (tableaux VIII et IX).

Déplacement de poteaux en bois, en fonction de la traction exercée dans le sens de leur axe

Tableau VIII

No.	Profondeur d'implantation cm	Diamètre du poteau		Traction maximum atteinte Z_{max} (momentanée) kg	Z_{max} en permanence kg	Déplacement du poteau quand Z_{max} a été atteint cm
		au niveau du sol cm	à son extrémité intérieure cm			
1	170	19,8	22,5	1 650	1 450	45,3
2	153,5	20,8	24,0	1 250	1 100	5,5
3	157	18,3	23,0	1 200	1 100	60,5
4	155	20,0	20,8	650	550	20,6
5	155	20,1	21,2	700	550	26,6
6	153	20,4	23,5	1 200	1 000	19,28
7	153	18,9	23,5	1 400	1 250	51,9
8	146	19,5	23,0	1 050	900	49,0
9	150	19,4	22,1	1 000	850	12,25
10	170	21,3	28,0 ¹⁾	3 900	3 500	40,4
11	163	23,7	27,7 ²⁾	1 600	—	24,4
12	152	19,4	21,0	800	750	13,6
13	149	19,6	23,1	2 100	2 000	31,1
14	150	19,4	21,6	1 200	1 100	17,7
15	150	17,7	20,4	950	850	26,2
16	215	31,9	38,9 ³⁾	4 200	3 450	12,4
17	210	29,5	35,0 ⁴⁾	3 500	3 000	98,95
18	210	19,9 / 21,8 ⁵⁾	24,3 / 27,1	3 750	3 450	28,0

¹⁾ Diamètre à mi-profondeur d'implantation = 21,5 cm.

²⁾ Diamètre à mi-profondeur d'implantation = 24,6 cm.

³⁾ Diamètre à mi-profondeur d'implantation = 32,5 cm.

⁴⁾ Diamètre à mi-profondeur d'implantation = 30,0 cm.

⁵⁾ Poteau jumelé.

Compression du sol par des charges verticales

Malgré les innombrables dégâts, souvent considérables, survenus à des constructions dont les fondations étaient défectueuses, les caractéristiques des terrains, du point de vue physique et constructif, n'ont fait que depuis peu l'objet d'études vraiment sérieuses. Depuis quelques dizaines d'années, des laboratoires d'essais des terres ont été aménagés dans différents pays et les questions rentrant dans ce domaine ont été étudiées scientifiquement. Nous disposons maintenant d'une abondante littérature sur ce sujet (voir Bibliographie).

Vu l'extrême variété de la nature et de la composition des terrains, une stricte classification des genres de terrains et une délimitation précise de leurs propriétés physiques se heurtent à de très grandes difficultés. En théorie, ce but est toutefois largement atteint. C'est ainsi qu'un spécialiste dans ce domaine a pu déclarer que «les terrains ne doivent pas seulement être désignés par des mots, mais aussi par des chiffres, tout comme pour les matériaux de construction». En ce qui concerne notamment la compression du sol, ce même spécialiste a dit encore: «Contrairement à ce que prétendent les manuels et les prescriptions officielles, la compression admissible du terrain ne dépend pas seulement du genre des constructions, mais également de la grandeur de celles-ci. La résistance du sol et sa compression sont nettement plus considérables sous de grands ouvrages que sous des ouvrages plus petits²⁾». Cela est en étroit rapport avec la répartition des pressions dans le terrain.

Nous ne nous occuperons ici que des questions ayant directement trait à notre sujet, notamment des points suivants:

«**Compression admissible du sol.**» Dans leur ouvrage que nous venons de citer, Kögler et Scheidig estiment que cette notion est périmée, bien qu'elle figure encore dans la plupart des manuels et des prescriptions officielles. «Ce qui importe, ce n'est pas la grandeur de la compression, mais la déformation qui en résulte.» «Toute compression est admissible, à condition qu'elle ne produise pas de tassement ou autre déformation dangereuse pour la construction.» Cette définition concorde parfaitement avec les principes que nous avons exposés dans le présent travail. Si nous avons cependant indiqué, dans le tableau III, des chiffres pour la «charge admissible» du terrain, nous ne l'avons fait que pour des charges verticales (poids), qui ne peuvent provoquer que des tassements, sans grande importance dans le cas des massifs de fondation de dimensions usuelles.

Coefficients de compressibilité du terrain. Les coefficients de compressibilité du fond et surtout des parois de la fouille ayant une importance primordiale pour le calcul des déplacements des massifs de fondation par suite des modifications des moments des efforts agissant sur le support, nous donnerons encore quelques explications au sujet de ces coefficients:






















Ainsi que nous l'avons dit au chapitre III b, la méthode de calcul que nous préconisons est basée sur l'hypothèse que le massif de fondation est entouré d'un milieu élastique, qu'il est en quelque sorte encadré de ressorts. Si l'on connaît l'élasticité de ces ressorts, on a ainsi les données essentielles qui permettent de traiter parfaitement ce problème par le calcul. Or, les coefficients de compressibilité du terrain ont une signification analogue à celle des modules d'élasticité. Si l'on admet que le terrain est élastique, ils indiquent quelle est la pression nécessaire en kg/cm² pour provoquer un affaissement de 1 cm. Comme dans tous les calculs où il s'agit de la grandeur des déformations élastiques et où il est nécessaire de connaître le module d'élasticité des matériaux en cause, de même le calcul de la déformation du terrain qui se produit lors du déplacement d'un massif de fondation, exige une connaissance suffisamment précise des coefficients de compressibilité de ce terrain. La signifi-

¹⁾ Consulter par exemple: Kleinlogel, Zur Frage der Berechnung von Mastgründungen grosser Abmessungen unter schwierigen Bodenverhältnissen. Travail de recherches, édition VDI 1927.

²⁾ Baugrund und Bauwerk, par Franz Kögler et Alfred Scheidig, du Laboratoire d'essais des terres de la Bergakademie de Freiberg (Saxe). Editeurs W. Ernst & Sohn, Berlin 1938.

Résistance à l'arrachement de divers socles en béton

Tableau IX

No.	Nature du terrain	Grandeur et forme du socle	«Limite de proportionnalité»		«Limite d'écoulement»		Traction maximum atteinte		Diamètre supérieur du cône de terre déplacée ¹⁾ cm
			Z kg	Déplacement mm	Z kg	Déplacement mm	kg	Déplacement mm	
1	Gravier avec beaucoup de sable fin		400	0	1600	11,5	2200	47	~
2	idem		1000	0	2200	6,5	2550	19	140
3	idem		1200	0	2200	2,0	2600	8	105
4	idem		1200	0,5	2500	6,0	2500	6,0	120
5	idem		1500	0,6	3000	7,0	3600	41	130
6	Humus compact avec peu de sable et d'argile		6000	3,5	6000	3,5	8000	39	220
7	idem		700	0,5	1700	6,5	1950	36	170
8	idem		1000	1,0	2100	14,0	2200	44,5	120
9	idem		1000	0,5	2100	8,5	2300	17,0	170
10	idem		800	0,5	2000	17,0	2100	45	170
11	idem		600	0,5	1600	7,0	1700	23,0	110
12	idem		750	0,5	1600	8,5	2000	61,0	70
13	Argile pure, compacte		1550	0,5	2500	3,5	2700	9,0	140
14	idem		2000	0,5	3500	2,0	3700	4,0	200
15	idem		1300	0,5	2000	14,0	2050	36,5	130
16	idem		1400	0,7	2000	3,0	2200	6,5	145
17	Gravier avec beaucoup de sable		1400	0,5	2000	3,7	3000	36,7	²⁾
18	idem		1400	1,5	2000	8,0	3000	47	²⁾
19	idem		600	1,0	1000	2,5	1300	20	80
20	idem		4200 ³⁾	1,1	—	—	—	—	—
21	idem		400	0,5	750	3,0	1250	31	70

¹⁾ Le «diamètre supérieur du cône de terre déplacée» n'indique qu'approximativement jusqu'à quelle étendue la surface du sol est entraînée par le déplacement du socle. Dès que la «limite d'écoulement» était dépassée, l'adhérence entre le socle et le terrain était généralement supprimée, de sorte que la terre n'était qu'en faible partie entraînée complètement hors de la fouille.

²⁾ Socle damé de Hunziker & Cie. $t = 130$ cm, $G \approx 300$ kg.

³⁾ Essai interrompu, pour cause d'insuffisance du dispositif d'extraction.

cation de ces coefficients étant fréquemment mal interprétée, nous donnerons à ce sujet les précisions suivantes:

C'est Zimmermann qui a introduit pour la première fois la notion de «module d'élasticité» (Bettungsziffer) dans les calculs des superstructures de voies ferrées, en relation avec la théorie de la poutre sur appuis d'élasticité constante. Cette théorie est basée, notamment, sur l'hypothèse que le terrain est comprimé à chaque endroit proportionnellement à la pression qui y est appliquée. Pour diverses raisons, cette hypothèse n'est pratiquement réalisée que dans une mesure très restreinte. Nous ne pouvons toutefois pas nous étendre ici sur ce point. Les lecteurs que la question intéresse trouveront de plus amples renseignements dans divers ouvrages, notamment ceux de Kögler et Scheidig, ainsi

que de Loos (voir Bibliographie). Disons simplement que la grandeur des coefficients de compressibilité déterminée par des essais dépend, dans certaines conditions, des dimensions de la surface chargée, ainsi que de la répartition de la pression dans le sol, qui n'est pas toujours contrôlable et dépend elle-même de nombreux facteurs. Ces relations compliquées rendent plus difficile une définition strictement numérique de ces coefficients et une détermination expérimentale de ceux-ci. Selon Kögler et Scheidig, les coefficients de compressibilité du terrain ne peuvent d'ailleurs pas être considérés comme des propriétés physiques parfaitement définies du terrain et ne peuvent qu'être utilisés en tant que grandeurs numériques dans le cadre de la théorie de la poutre sur appuis d'élasticité constante. Ils jouent le rôle

des modules d'élasticité pour la zone d'élasticité de la compression du terrain. Les essais entrepris avec des fondations massives (voir entre autres Bulletin ASE 1924, Nos. 5 et 7, 1927, No. 6), de même que les résultats obtenus à l'aide de l'appareil à compression latérale de Kögler, confirment nettement cette élasticité du terrain, du moins dans de très étroites limites. L'appareil de Kögler (décrit dans l'ouvrage cité) est constitué par un cylindre de caoutchouc d'environ 1 m de long, qui est introduit dans un trou de forage, puis gonflé d'air sous une pression déterminée et ainsi pressé intimement contre la paroi du trou, dont la structure n'a été que très peu modifiée. Ce dispositif permet sans aucun doute d'obtenir des résultats relativement corrects, mais son emploi pratique se heurte à certaines difficultés, du fait que les fouilles pour les massifs de fondation des supports de lignes électriques aériennes sont passablement éloignées les unes des autres.

L'expérience prouve toutefois que les constatations que l'on peut faire, lors du fonçage des fouilles, en observant l'aspect du terrain et la résistance que celui-ci oppose aux outils, permettent d'estimer avec une exactitude suffisante les coefficients de compressibilité qu'il y aura lieu d'introduire dans les calculs. Lorsque l'on a opéré les calculs en se basant uniquement sur les chiffres indiqués au tableau V, il est recommandable de les rectifier au besoin d'après les résultats des sondages subséquents.

Si l'on représente graphiquement les déplacements constatés par un essai de charge des massifs de fondation (abscisses: $tg \alpha$), en fonction du moment des forces appliquées (ordonnées), les courbes ainsi obtenues sont analogues à celles du diagramme d'étrépage d'un métal: Après un bref accroissement, sensiblement rectiligne (zone d'élasticité), les courbes s'infléchissent progressivement (limite d'élasticité) et finissent par devenir presque horizontales (déformation plastique, zone d'écoulement). Il va de soi qu'il s'agit dans les deux cas de conditions complètement différentes. Il existe néanmoins une analogie en ce qui concerne les trois stades successifs. L'allure des courbes dans la zone d'élasticité n'est pas due uniquement à la réaction que le terrain oppose aux pressions, mais aussi au frottement entre le massif et le terrain adjacent. Le comportement du terrain est déterminé notamment par son indice de rigidité, qui est une caractéristique essentielle, indépendante de la forme de la construction, mais sur laquelle nous ne pouvons pas nous étendre ici, ainsi que par sa résistance au cisaillement, qui dépend du frottement interne et de la cohésion (adhérence des particules sous l'effet de l'attraction moléculaire). Lorsque la structure naturelle du terrain est dérangée, ces caractéristiques sont en bonne partie supprimées. La matière passe de l'état élastique à l'état plastique, par exemple dans le cas de terres défoncées ou remblayées, même si elles ont été ensuite damées. Cela prouve combien il est important de modifier aussi peu que possible, lors de l'aménagement de massifs de fondation, la structure du terrain lorsque celui-ci présente naturellement une bonne résistance. Quand il s'agit de massifs en gradins, dont la partie supérieure est entourée de terre rapportée, un tel dérangement de la structure du terrain est inévitable.

Pour préciser encore mieux ce que nous venons de dire, nous nous rapporterons aux graphiques des figures 18 et 20, qui permettent de constater dans quelle grande mesure le frottement et la résistance des terres peuvent, dans certains cas, contribuer à la stabilité du massif de fondation. A partir du point d'intersection de la courbe calculée $M_b + M_s$ avec la courbe M_{eff} obtenue par les essais, non seulement les résistances de frottement sont surmontées en majeure partie, mais aussi la cohésion du terrain est fortement troublée. A partir de ce moment, la limite est atteinte au-delà de laquelle toute augmentation de charge, même insignifiante, provoque un accroissement relativement considérable du déplacement du massif et par conséquent de l'inclinaison du support (zone d'écoulement). Ainsi qu'il est dit dans les remarques se rapportant aux tableaux VI et VII, les coefficients de compressibilité du terrain diminuent rapidement et d'une manière incontrôlable dès que cette limite est atteinte. Les calculs basés sur des coefficients de compressibilité constants ne sont donc suffisamment sûrs que pour la zone de charge (ou de rotation) en dessous de la limite d'écoulement. Il est intéressant de constater que, selon les

résultats d'essais de charge de massifs de fondation, cette charge limite n'est atteinte qu'à une rotation du massif supérieure à $tg \alpha = 0,01$, et que, jusqu'à cette limite, le calcul basé sur des coefficients de compressibilité constants paraît être généralement admissible. A des rotations sensiblement plus grandes, la structure naturelle du terrain est de plus en plus dérangée et la cohésion supprimée. Dans ce domaine de charge (zone d'écoulement), il est impossible de calculer avec certitude, mais cela n'a guère d'importance, car une inclinaison du support qui dépasserait sensiblement $1/100$ serait inadmissible pour des raisons de sécurité et d'esthétique.

Influence de l'effort transversal résultant de la force appliquée au sommet du support

Dans la méthode de calcul que nous avons développée, nous partons de l'hypothèse que les efforts dus à la traction des conducteurs et à l'action du vent qui agissent sur le support exercent uniquement un couple sur le massif de fondation, à condition que le rapport entre la hauteur du point d'application de ces efforts au-dessus du sol et la profondeur du massif ne soit pas inférieur à 5 environ. En réalité, le massif de fondation est également soumis à un effort transversal qui dépend de la force appliquée au sommet du support. On pouvait admettre avec raison que les résistances de frottement entre le massif et le terrain adjacent sont

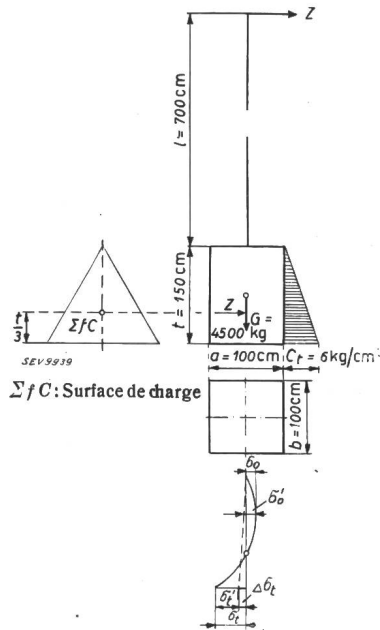


Fig. 24. Graphique pour l'examen de l'influence de l'effort transversal résultant de la force appliquée au sommet du support. Croquis illustrant l'exemple numérique.

suffisantes pour compenser cet effort transversal. Toutefois, pour prouver que le fait de négliger cet effort transversal n'influence guère le résultat final, même sans tenir compte des résistances de frottement, nous examinerons brièvement cette question dans l'exemple numérique suivant.

Conformément à la figure 24, on a, pour $tg \alpha = 0,01$,

$$M_b = 4500 \left(50 - 0,47 \cdot \sqrt{\frac{4500}{100 \cdot 6 \cdot 0,01}} \right) = 167\,000 \text{ cmkg}$$

$$M_s = \frac{100 \cdot 150^3 \cdot 6 \cdot 0,01}{36} = 562\,500 \text{ cmkg}$$

$$M_b + M_s = 729\,500 \text{ cmkg}$$

c'est-à-dire une traction admissible au sommet du support

$$Z = \frac{729\,500}{700 + \frac{2}{3} \cdot 150} = 912 \text{ kg.}$$

L'effort transversal correspondant à cette traction au sommet du support et équivalent à celle-ci est appliqué sur le massif au centre de gravité de la surface de charge (voir figure 24). Etant donné que nous avons admis que les coefficients de compressibilité du terrain augmentent proportionnellement à la profondeur de la fouille, ce centre de gravité se trouve à la hauteur $\frac{t}{3}$ au-dessus de l'assise du massif. Les pressions exercées sur le terrain ont l'allure indiquée sur la figure 24 et l'on a:

$$\sigma_t = C_t \cdot \frac{t}{3} \cdot \operatorname{tg} \alpha = 6 \cdot \frac{150}{3} \cdot 0,01 = 3,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_o = \frac{\sigma_t}{3} = 1,0 \text{ kg/cm}^2.$$

L'effort transversal Z provoque une pression supplémentaire sur le massif de fondation, qui est nulle au niveau du sol et atteint

$$\Delta \sigma_t = \frac{2 \cdot Z}{b \cdot t} = \frac{2 \cdot 912}{100 \cdot 150} = 0,12 \text{ kg/cm}^2 \text{ à la face inférieure}$$

du massif de fondation. On a par conséquent:

$$\sigma'_o = 1,0 + \frac{0,12}{3} = 1,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_t = 3,0 - 0,12 = 2,88 \text{ kg/cm}^2$$

Le fait de négliger l'effort transversal donne donc lieu à une erreur qui atteint

$$\text{pour } \sigma_o = \frac{0,04 \cdot 100}{1,0} = + 4,0 \%$$

$$\text{pour } \sigma_t = \frac{0,12 \cdot 100}{2,88} = - 4,17 \%$$

Si le rapport $\frac{l}{t}$ dépasse $\frac{7}{1,5}$, comme cela est généralement le cas, l'erreur est d'autant plus faible. On peut donc pratiquement négliger l'effort transversal, d'autant plus qu'il n'a aucune influence quelconque sur l'inclinaison du support, puisqu'il agit au centre de gravité de la surface de charge. Théoriquement, il provoquerait tout au plus un déplacement parallèle insignifiant du massif, d'ailleurs compensé par les résistances de frottement.

Résistance propre des massifs de fondation

Les massifs de fondation doivent être considérés comme faisant partie intégrante du support. Ils doivent donc présenter la même sécurité que les autres parties du support contre la rupture par les efforts maxima auxquels ils peuvent être soumis et doivent être calculés et dimensionnés en conséquence. Cela s'entend notamment pour les massifs de forme spéciale, tels que les massifs en gradins, sollicités à la flexion, dont la partie inférieure est encastrée plus ou moins rigidement dans du terrain compact, tandis que la partie supérieure se trouve dans de la terre rapportée. Il en est de même pour les massifs en forme de plaque fortement sollicités à la traction et à la pression, pour les plaques d'ancrage, etc. Cette question particulière a été étudiée en détail par Stötzner et Hajnal-Kónyi (voir Bibliographie).

Bibliographie

1. *Ullmann*. Ueber den Einfluss der Einspannung im Erdreich auf die Stabilität der Wände. Beton und Eisen 1909, Nr. 1.
2. *H. Fröhlich*. Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. Verlag: Wilh. Ernst und Sohn, Berlin (1. Auflage 1915) 3. Auflage 1936.
3. *G. Sulzberger*. Die Fundierung von Freileitungstragwerken und ihre Berechnung. Bulletin SEV 1922, Nr. 10; 1925, Nr. 10; 1927, Nr. 6.
4. *G. Sulzberger*. Bericht über die Erprobung von Freileitungstragwerken in Gösgen. Bulletin SEV 1924, Nrn. 5 und 7.
5. *A.-G. Motor*. Ein neues Verfahren für die Fundierung von Tragwerken für Freileitungen. Bulletin SEV 1919, Nr. 9.
6. *W. L. Andree*. Zur Berechnung von Mastfundamenten. Eisenbau 1920, Nr. 12.
7. *H. Dörr*. Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich. Verlag: Wilh. Ernst und Sohn, Berlin 1922.
8. *H. Dörr*. Von den Füßen der Leitungsmaste. Bautechnik 1924, Nrn. 5...7.
9. *Commission technique du Syndicat professionnel des Producteurs et Distributeurs d'Énergie électrique*, Paris (*H. Antranikian*). Calcul mécanique des lignes aériennes. Revue générale d'Électricité, vol. IX (1921), Nos. 11 et 16.
10. *O. Stötzner*. Fundamentsberechnung von Masten. ETZ 1924, Heft 19.
11. *O. Stötzner*. Die Berechnung abgestufter Blockfundamente für Freileitungsmaste. Der Stahlbau 1932, Heft 19.
12. *A. Kleinlogel*. Zur Frage der Berechnung von Mastgründungen grosser Abmessungen unter schwierigen Bodenverhältnissen. VDI-Forschungsheft Nr. 295 (1927), VDI-Verlag.
13. *A. Kleinlogel*. Maste und Mastgründungen. Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Aufl., Bd. IX, 1. Teil, Kap. 2, 1934. Verlag: Wilh. Ernst und Sohn, Berlin.
14. *Th. Müller*. Vorschlag zur Berechnung von Mastfundamenten. ETZ 1929, Nr. 45.
15. *Th. Müller*. Ueber Pfähle im Freileitungsbau. Bautechnik 1932, Nr. 54.
16. *F. Knepler*. Bemessung von Blockfundamenten von Leitungsmasten mit Rücksicht auf deren Standfestigkeit. E. u. M. 1930, Nr. 27.
17. *K. Stöckinger*. Die Hochspannungsfreileitungen. Verlag: Jul. Springer, Berlin 1931.
18. *W. Dietrich*. 50-kV-Freileitung Guttannen-Innertkirchen. Schweiz. Bauztg., Bd. 97 (1931), Nr. 25.
19. *Hajnal-Kónyi*. Zur Frage der Berechnung abgestufter Blockfundamente. Der Stahlbau 1932, Nr. 25.
20. *M. Süberkrüb*. Die Gründung von Masten für Freileitungen und für Bahnfahr- und Speiseleitungen. Verlag: Jul. Springer, Berlin 1932.
21. *W. Rier*. Mast-Bauarten und -Gründungen. ETZ 1936, S. 1384.
22. *K. Girkmann und E. Königshofer*. Die Hochspannungsfreileitungen. Verlag: Julius Springer, Wien 1938.
23. *Roux*. Fondations à ancrage Malone pour supports de lignes électriques. Electricien 1938, No. 1687.
24. *Bürklin*. Berechnung von Mastgründungen (besonders grosse, abgestufte). ETZ 1940, Nr. 50. — Auch: Beton und Eisen 1940, Nrn. 13 und 17.
25. *E. Sariban*. Fondations pour supports de lignes aériennes pour distribution d'énergie électrique à haute tension. Conférence Internationale des Grands Réseaux Electriques (CIGRE) 1933, Rapp. No. 35.
26. *R. Demogue*. Etablissement d'un projet de pylône*). Annales PT 1936, Nos. 6 et 7.
27. *Märkisches Elektrizitätswerk*. Hochspannungs-Leitungsbau unter besonderer Berücksichtigung der Gründungen. Elektrizitätswirtschaft 1936, Nr. 19.
28. *F. Klaus*. Neuartige Gründung von Freileitungsmasten in wenig tragfähigem Boden. ETZ 1937, Nr. 13.
29. *P. Perlick*. Wirtschaftliche Gründungen für Hochspannungsleitungen. VDE-Fachberichte 1937.
30. *E. Gigli*. Un nouveau type de massif pour pylônes de lignes électriques aériennes. Conférence Internationale des Grands Réseaux Electriques (CIGRE) 1937.
31. *M. K. Süberkrüb*. Gründung von Masten entsprechend der zulässigen Bodenbeanspruchung. AEG-Mitteilungen 1938, Nr. 2*).
32. *K. Kohler*. Die Erddruckverteilung an Freileitungs-Einspannfundamenten in natürlich gelagertem Boden und ihre Auswirkung auf die Standsicherheit. Dtsch. Wasserwirtschaft 1939, Nrn. 1...3.
33. *E. Sariban*. Etude comparative de divers types de fondations pour pylônes de lignes à haute tension. Conférence Internationale des Grands Réseaux Electriques (CIGRE) 1939, Rapp. No. 234.

*) Avec bibliographie détaillée.

34. E. Sariban. Butée et frottement des terres contre les massifs de fondations. Conférence Internationale des Grands Réseaux Electriques (CIGRE) 1939, No. 233.
35. K. Kohler. Bestimmung des Grenzfallspitzenzuges prismatischer Einspannfundamente von Freileitungen. ETZ 1940, Nr. 22.
36. C. Avril et M. Jaquet. Contribution à l'étude de l'unification des divers types d'ouvrages utilisés pour la construction des lignes de transport d'énergie à haute tension. Electricité 1942, No. 91.
37. K. Machens. Ueber die Eingrabetiefe von Ankerklötzen. Telegr., Fernsprech- und Funktechnik (TFT) 1942, Nr. 1.
38. A. Bürklin. Bemessung von Einblockgründungen von Freileitungsmasten. Elektrizitätswirtschaft 1943, Nr. 9.
39. H. Carpentier. Les fondations superficielles des pylônes de lignes aériennes de transmission d'énergie électrique*). Revue générale de l'Electricité 1943, No. 9.
40. Ch. Lavanchy. Etudes et Construction des lignes électriques aériennes, p. 547—616. J.-B. Baillièrre et fils, Paris 1932.
41. H. Fröhlich. Calcul des massifs de fondation pour pylônes. Traduction de H. Croutelle. Librairie Béranger, Paris 1923.
42. R. Norsa. Il calcolo del Conduttore (Nota sulle fondazioni), Elettrotecnica, 15+25 mai 1923, p. 303+327.
43. K. v. Terzaghi. Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Verlag: Fr. Deuticke, Wien 1925.
44. Kögler. Ueber Baugrund-Probebelastungen. Bautechnik 1931, Nr. 24.
45. W. Loos. Praktische Anwendung der Baugrunduntersuchungen bei Entwurf und Beurteilung von Erdbauten und Gründungen. Verlag: Julius Springer, Berlin 1935.
46. Krey. Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Verlag: Wilh. Ernst und Sohn, Berlin 1936 (5. Auflage).
47. F. Kögler und A. Scheidig. Baugrund und Bauwerk. Verlag: Wilh. Ernst und Sohn, Berlin. 2. Aufl., 1939.

*) Avec bibliographie détaillée.

Diskussion vor dem SEV über elektrisches Schweißen

vom 5. Mai 1943 in Basel

621.791.7

Am 5. Mai 1943 hielt der SEV im Rahmen der Schweizer Mustermesse Basel den ersten Teil der Schweisstagung ab. Die Referate erschienen im Jahrgang 1943 des Bulletin SEV. Wir lassen nun noch das Wesentliche aus der Diskussion folgen, bevor der Bericht über den zweiten Teil der Schweisstagung, der am 24. 5. 1945 in Zürich stattfinden wird, erscheint (siehe S. 332).

(Zum Vortrag «Beziehungen zwischen Schweißstrom, Schweisszeit, Energiekonsum, Elektrodenverbrauch und Schweisskosten», von R. Müller, Zürich-Genf, Bulletin SEV 1943, Nr. 19, S. 559...566.)

M. P. Misslin, Ingenieur der Maschinenfabrik Oerlikon, Zürich: Es dürfte vielleicht von Interesse sein, zu vernehmen, wie bei einer andern Firma im Grossmaschinenbau der prozentuale Anteil des Schweissnahtgutes im Verhältnis zum Gesamtgewicht ausfällt.

Bei dem grossen Generator, den die MFO 1931/32 für das Kraftwerk Beauharnois (Kanada) erstellte¹⁾ — ein Generator von 45 000 kVA, 25 Hz und 585 Tonnen Gewicht —, betrug der Anteil der Schweisskonstruktion 120 Tonnen. Er war weniger gross als beim Verbois-Generator, weil bei diesem der Radkranz geschweisst ist, während er beim Beauharnois-Generator aus Stahlgussringen zusammengesetzt wurde. Das Gewicht des Schweissnahtgutes betrug rund 1400 kg; das macht ungefähr 1,2% der geschweissten Konstruktion, also eine gute Annäherung an die 1,7%, die Herr Müller bei Verbois herausgefunden hat.

Es ist dabei zu bemerken, dass diese prozentualen Angaben natürlich nur statistischen Wert haben und keineswegs irgendwie für eine Kalkulation benützt werden dürfen; für statistische Zwecke sind sie sicher wertvoll.

Zu den Bewertungen, die Herr Müller bezüglich Gleichstrom und Wechselstrom macht, ist darauf hinzuweisen, dass doch jede dieser Techniken ein spezielles Anwendungsgebiet hat. Alles kann mit Wechselstrom nicht geschweisst werden; da und dort hat der Gleichstrom entscheidende Vorteile. Es muss dem einzelnen Betrieb überlassen werden, selber zu beurteilen, welche Schweissart für seine Zwecke am besten ist.

M. Revaclier, ingénieur-conseil, Genève: Le conférencier, M. Müller, nous a montré des diagrammes qui supposent une utilisation d'électrodes jusqu'à 8 mm. Or, en réalité, dans la pratique et dans les ateliers, on a beaucoup de peine à faire admettre par les soudeurs des électrodes de ce diamètre. J'aurais voulu demander au conférencier et à ces Messieurs les producteurs d'électrodes, quelles sont les règles qu'il faut prévoir pour l'admission d'électrodes de gros diamètre et quel est, lorsqu'il s'agit de faire une soudure en angle — comme la plupart des cas dans les soudures qui viennent de

nous être montrées — le nombre minimum de couches qu'il faut pour obtenir une soudure parfaite, en fonction de la section totale de la soudure, qui dépend à son tour naturellement des épaisseurs des pièces à joindre. Sur cette base il pourrait alors être déterminé dans quel cas les électrodes de gros diamètre pourraient être utilisées.

Je voudrais donc préciser ma question: quelles sont les règles qu'on doit admettre comme minimum de couches dans les soudures électriques?

Vorsitzender: Je remercie M. Revaclier. Il va sans dire qu'à sa question — très indiquée à poser — il est très difficile de répondre. La solution dépend entièrement des conditions, qui varient de cas en cas. Mais quand même, je crois que M. Müller va pouvoir répondre.

R. Müller, Ingenieur der S. A. des Ateliers de Sécheron, Genf, Referent: Um vorerst einmal abzuklären, wie grosse Schweisslagen man mit einer Elektrode in eine Eckfuge einfüllen kann, habe ich in die sieben Eckfugen der Fig. 1 die Schweissnahtdicken a eingezeichnet, die sich ergeben, wenn man mit verschiedenen aufeinanderfolgenden Elektrodennummern je mit einer ganzen Elektrode eine 20 cm lange Naht schweisst.

Die Dicke einer einlagigen Schweissung hängt aber nicht nur vom Elektrodendurchmesser ab, sondern in erster Linie von der Schweissnahtlänge. Bei einer 40 cm langen Schweissnaht würde der Schweissquerschnitt nur halb so gross, und die Schweissnahtdicke nur das $1:\sqrt{2}$ fache.

Je nach der Schweisspraxis und der Elektrodenart kann eine Kehlnaht konkav oder konvex ausfallen. Nach VSM ist aber für die Berechnung immer die kleinste Nahtdicke a massgebend, weshalb man am zweckmässigsten ebene Nähte erzeugt, weil so das Schweissgut am besten ausgenützt wird.

Da diese Ausführungen im Anhang an mein Referat über Schweisskostenberechnungen erfolgen, möchte ich die Gelegenheit benützen und als Beispiel die Selbstkosten der vorliegenden Schweissnähte berechnen.

Ich nehme an, dass die Schweissnähte 1 m lang seien und in einem Grossbetriebe ausgeführt wurden, wo im 6-Minuten-spiel gearbeitet wird; ferner werde vorausgesetzt, dass der Betrieb die Elektroden mit dem max. Rabatt bekommt, dem Schweizer einen Stundenlohn von Fr. 1.70 bezahlt und für die kWh 8 Rp. ausgibt (Vorkriegspreise).

Nachdem man die Schweissnahtgewichte ausgerechnet hat, ist also Fig. 7²⁾ zu verwenden, wo für jeden Elektrodendurchmesser die Selbstkosten pro kg Schweissgut direkt abgelesen werden können. Diese Werte sind mit den Schweissnahtgewichten zu multiplizieren und ergeben dann die Schweisskosten für die Naht.

¹⁾ Bull. SEV 1939, Nr. 18, S. 539, Fig. 3.

²⁾ Bull. SEV 1943, Nr. 19, S. 563.