

Zeitschrift: Technische Beilage zur Schweizerischen Post-, Zoll- & Telegraphen-Zeitung = Supplément technique du Journal suisse des postes, télégraphes et douanes

Band: 1 (1917)

Heft: 4

Artikel: Der Vergleich der Doppel- und Kuppelgestänge in technischer und wirtschaftlicher Beziehung

Autor: Pfenninger, J.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-873021>

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 13.01.2026

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

Der Vergleich der Doppel- und Kuppelgestänge in technischer und wirtschaftlicher Beziehung.

Von J. Pfenninger, Elektrotechniker, Sitten.

Beim Linienbau der schweizerischen Telegraphenverwaltung kommen folgende Gestängarten als Normalkonstruktionen zur Anwendung:

1. Einfache Stangen.
2. Kuppelstangen.
3. Doppel- oder Zwillingsgestänge.

Wir sehen davon ab, diese Holzmasten auf ihren absoluten Wert oder in Bezug auf die Vorschriften betreffend Schwachstromanlagen zu prüfen, sondern unsere Aufgabe soll darin bestehen, dieselben in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht miteinander zu vergleichen und die Vorteile und Nachteile derselben zu beleuchten.

Die bevorstehende Elektrifikation des schweizerischen Eisenbahnnetzes wird große Umbauten der bedeutendsten Telegraphen- und Telephonlinien zur Folge haben, weshalb es gerade jetzt von Wichtigkeit ist, die mit Kuppel- und Doppelstangen gemachten Erfahrungen zu erörtern. Der Unterhalt und die Erneuerung dieser Gestänge wird zu einem der größten Faktoren im Ausgabenbudget der Telegraphenverwaltung anwachsen, so daß die Entscheidung, welches der beiden zur Anwendung kommen soll, wohl zu erwägen ist, was wir mit nachstehendem beweisen werden.

I. Vergleiche in technischer Hinsicht.

Die Masten einer elektrischen Leitung werden auf Biegung und auf Knickung beansprucht. Letztere Beanspruchung fällt gegenüber der Biegungsbeanspruchung bei einfachen Stangen außer Betracht, da die Knickfestigkeit einer 8 m Stange einer Belastung von $40 \div 50$ 2 mm Drähten bei 40 m Spannweite vollauf genügt. Als Beispiel zitieren wir eine Linie in Montana Vermala mit einfachen 8 m Stangen und 42 Drähten mit Spannweiten von 40 Metern. Nach einem ergibigen Naßschneefall betrug der Schneearmung 700 Gramm pro Laufmeter, so daß jede Stange mit **1200 kg** auf Knickung beansprucht war und trotzdem beobachteten wir an keinem der Gestänge eine bleibende Deformation. Nach der von Euler angegebenen Formel Fig. 1 beträgt die Knickkraft für unsern Fall

$$P = 2 \pi^2 \frac{E J}{l^2}$$

wobei E = Elastizitätsmodul für Holz = 100000 kg/cm².

J = das kleinste Trägheitsmoment des Querschnittes in halber Höhe der Stange über der Erdoberfläche

$$\frac{\pi}{64} d^4 = \frac{\pi 14.5^4}{64} = 2170 \text{ cm}^4.$$

l = Länge der Stange vom Boden bis zum Angriffspunkt der Kraft = 600 cm

$$\text{folglich } P = 19,74 \frac{100000 \cdot 2170}{360000} = 11900 \text{ kg}$$

und bei vierfacher Sicherheit d. h. bei Beanspruchung des Holzes bis zur Elastizitätsgrenze

$$P = \frac{11900}{4} \sim 3000 \text{ kg.}$$

Unter der Voraussetzung, daß eine Abweichung des oberen Stangenendes stattfinden könnte, hat die Formel Fig. 2 Gültigkeit:

Fig. 2

$$P = \frac{\pi^2}{4} \frac{J E}{l^2} = \frac{11900}{8} \sim 1500 \text{ kg}$$

und bei vierfacher Sicherheit

$$= \frac{1500}{4} = 375 \text{ kg.}$$

Daß letztere Formel für Knickfestigkeit der Stangen nicht angewendet werden soll, hat der obzitierte praktische Fall gezeigt, da die Drähte das Abweichen des oberen Stangenendes verhindern.

Die Knickfestigkeit nach Formel Fig. 1 berechnet, wird ein zu günstiges und die nach Fig. 2 ein zu ungünstiges Resultat ergeben, so daß wir der Wirklichkeit am nächsten kommen, wenn wir aus beiden den Mittelwert ziehen, welches eine Knickfestigkeit von **1700 kg** ergibt.

Hieraus ist ersichtlich, daß die Beanspruchung auf Knickung in der geraden Linie ohne Einfluß auf die Gestänge blieb. Ein viel ungünstigeres Resultat hätten wir bei einer verankerten Winkelstange erhalten, da dieselbe je nach der Größe der Resultierenden des Drahtzuges und der Ausladung des Ankerdrahtes sehr stark auf Knickung beansprucht werden kann. Wir wollen hier auf dieses Gebiet nicht weiter eintreten, da die uns als Beispiel dienende Linie bei den Winkel gut verstrebte war und es bleibt uns nun zu untersuchen, ob die Drähte über ihre Elastizitätsgrenze hinaus beansprucht worden sind.

Dieselben sind unter der Annahme, daß die Beanspruchung auf Zug T_0 bei $-20^\circ \text{C } 1/5$ der Bruchfestigkeit, also $\frac{194}{5} = 39 \text{ kg}$ und dementsprechend der Durchhang d bei dieser Temperatur $\frac{a^2 p}{8 T_0} = \frac{1600 \times 0.028}{8 \times 39} = 14 \text{ cm}$ betragen soll, gespannt worden.

Folglich betrug deren Durchhang bei 0°C d. h. bei der während des Naßschneefalls herrschenden Temperatur 20 cm und die Zugbeanspruchung $T_0 = 27 \text{ kg}$. Ihre Berechnung erfolgt nach einer etwas komplizierten Gleichung vom 3. Grade, auf deren Wiedergabe wir hier verzichten können. Für den Schneearmung von 700 g und das Gesamtgewicht p' von 0.728 kg pro Laufmeter berechnet sich die Belastung T' pro Draht aus der Gleichung vom 3. Grade

$$T'^3 + \left(\frac{\frac{a^2 p'^2}{S}}{24 T_0'^2} - T_0'^3 \right) T'^2 = \frac{a^2 p'^2}{24 \frac{\xi}{S}}$$

zu **121 kg** und hieraus ergibt sich ein Durchhang $d = \frac{a^2 p'}{8 T'} = 120 \text{ cm}$

$$\left(\frac{\xi}{S} = \frac{\text{Dehnungskoeffizient}}{\text{Querschnitt}} \right)$$

Die Elastizitätsgrenze des 2 mm Bronzedrahtes liegt zwischen 130 \div 140 kg; dieselbe wurde also in unserm vorstehenden Falle nicht erreicht.

Die außergewöhnlich hohe Schneebelastung entstand unter folgenden Verhältnissen: Auf den Naßschneefall sank die Temperatur nachtsüber unter Null, worauf sich an den Drähten eine Eiskruste bildete, während am andern Morgen neuerdings Schneefall eintrat.

Diese Berechnung sowie die praktische Erfahrung lehren, daß die 2 mm Bronzedrähte bei 40 m Spannweite und vorstehender Regulierung selbst bei außergewöhnlich starker Schneebelastung nicht zerreißen, unter der Bedingung, daß dieselben nirgends einen Knoten oder eine Einkerbung, oder eine durch Löten geschwächte Stelle aufweisen.

Die Stangen waren folglich in der Längsrichtung nicht auf Biegung beansprucht und wir wollen nun berechnen, ob diese Linie dem Winddruck, 100 kg pro m^2 , senkrecht zu derselben Stand hält.

Das Widerstandsmoment der 8 m Stange, welche auf Biegung beansprucht wird beträgt $\sim 0.1 d^3 = 0.1 \times 17^3 = 491 \text{ cm}^3$ und die Biegungsfestigkeit $= Wb \times Kb$ (Kb für Tannenholz $= 480 \text{ kg}$) $= 491 \times 480 = 235\,680 \text{ cm/kg}$ und bei vierfacher Sicherheit, d. h. bis zur

$$\text{Elastizitätsgrenze des Holzes} = \frac{235,680}{4} = 58\,920 \text{ cm/kg.}$$

Der Winddruck auf die Drähte beträgt

$$42 \times 40 \times 0.002 \times 70 \text{ kg} = 235 \text{ kg}$$

während derselbe auf die Stange selbst

$$6.7 \times \frac{0.12 + 0.17}{2} \times 70 \text{ kg} = 68 \text{ kg} \text{ nebst demjenigen}$$

auf die Eisenkonstruktion $\sim 70 \text{ kg}$ beträgt.

Letztere Kraft greift in einem Abstand von 340 cm und erstere von 600 cm an. Somit beträgt die Beanspruchung auf Biegung:

$$340 \text{ cm} \times 70 \text{ kg} = 23\,800 \text{ cm/kg}$$

$$600 \text{ cm} \times 235 \text{ kg} = 141\,000 \text{ "}$$

$$\text{Total } 164\,800 \text{ cm/kg}$$

(Gemäß Art. 29 der Schwachstromvorschriften ist für die Belastung der Stangen mindestens vierfache Sicherheit anzunehmen.)

Unser Gestänge ist also in dieser Beziehung viel zu schwach, dasselbe muß verstärkt werden. Hiefür haben wir die Wahl zwischen Kuppel- oder Doppelgestänge und unsere Aufgabe besteht nun darin, zu bestimmen, welche Anordnung die vorteilhaftere ist.

Zur Ergänzung sei noch mitgeteilt, daß die genannte Linie von Westen nach Osten verläuft und deshalb nie senkrecht vom Winddruck getroffen wird, da die starken Winde in dieser Gegend gleiche Richtung haben.

In der Längsrichtung der Linie haben Kuppel- und Doppelgestänge dasselbe Widerstandsmoment, nämlich das doppelte einer einfachen Stange. In dieser Hinsicht dürfen also auf Gestängen der zuerst genannten Art nicht mehr als die doppelte Drähtezahl einer einfachen Stange angebracht werden.

Die Obertelegraphendirektion hat den famosen Art. 33 der Vorschriften betreffend Schwachstromanlagen „Sämtliche eisernen und **hölzernen** Tragwerke sollen von Anfang an für ihre maximale Drähtezahl, d. h. für Vollbelastung berechnet werden“, so interpretiert, daß nur jede 10. Stange (Arretierstange), jede Winkelstange, überhaupt jeder einseitig belastete Stützpunkt den Anforderungen gemäß Art. 29, Ziff. 1 der Vorschriften entsprechen sollen, wodurch vermieden wird, daß bei jedem Stützpunkt der größern Telephon- und Telegraphenstränge ein Holzgerüst erstellt werden muß! Nun ist uns aber unbegreiflich, warum die Traversen 50/50/5 mm durch solche von 60/60/6 mm als Normalkonstruktionen ersetzt wurden (Zeichnung B1 2525). Es ist unlogisch, wenn einenteils die Gestänge nicht berechnet werden sollen und anderenteils die Eisenkonstruktionen verstärkt werden, weil sie den Berechnungen gemäß den Vorschriften Art. 29 I a nicht entsprechen; denn auf praktische Erfahrungen ist bei dieser Anordnung kaum abgestellt worden. Noch nie haben wir beobachtet, daß in der geraden Linie eine Traverse 50/50/5 mm verdreht oder ein Isolatorenstift abgebogen worden wäre. Nach dem starken Naßschneefall im Mai 1914 haben wir ein Teilstück der in Mitleidenschaft genommenen interurbanen Linie Sitten-Siders begangen und dabei konstatiert, daß zwei Isolatorenstifte einer Abonnementenschleife von 1.5 mm Draht bei der Abzweigstange verbogen wurden, während alle übrigen mit 3 und 5 mm Bronzedraht belasteten, in der geraden Linie nicht die geringste Biegung aufwiesen.

Die Traversen 60/60/6 mm haben Berechtigung bei den Winkel-, Arretier- und einseitig belasteten Stangen, nicht aber in der geraden Linie.

Die Gewichtsdifferenz zwischen den zwei genannten Winkeleisen beträgt pro Meter 1.64 kg. Bei einer Linie

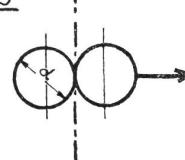
von 10 km Länge und Eisenkonstruktionen für $4 \times 7 = 28$ Isolatoren könnten zirka 2500 kg Eisen erspart werden. Wir machen dabei die Voraussetzung, daß 20% der Gestänge berechnet und verstärkt werden müssen und somit Traversen 60/60/6 mm erhalten.

Schon eine einfache Überlegung lehrt uns, daß die Zwillingsgestänge den Kuppelstangen in Bezug auf Winddruck senkrecht zur Linie im Vorteil sind. Dessenungeachtet wollen wir beide einer Betrachtung unterziehen, um zu sehen, welche Sicherheit dieselben für die eingangs angeführte Linie bieten würden.

Das Widerstandsmoment eines Kuppelgestänges bei loser Verbindung, wobei sich die Stangen bei Biegung gegenseitig verschieben können, beträgt

$$2 \frac{\pi d^3}{32} \text{ oder } \sim 0,2 d^3, \text{ d. h. das doppelte einer einfachen Stange und bei theoretisch vollkommener Verkuppelung } 2 \left(\frac{\pi d^4}{64} + \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{d^2}{4} \right) = \frac{\pi d^3}{32} + \frac{4 \pi d^3}{32} = 5 \frac{\pi d^3}{32} \text{ oder } \sim 0,5 d^3$$

Fig. 3



d. h. das fünffache einer einfachen Stange.

In Anbetracht der Schwächung des Holzes durch die Bolzen und der vorhandenen Möglichkeit einer Verschiebung der Stangen reduzieren wir das Widerstandsmoment auf das Mittel obiger Resultate und erhalten so für ein Kuppelgestänge das **3.5 fache** Widerstandsmoment einer einfachen Stange.

Dieselben würden also in unserm Falle in Bezug auf Winddruck genügen, da der Biegungsbeanspruchung von **164 460 cm/kg** ein Widerstandsmoment von $3.5 \times 491 \text{ cm}^3 \sim 1720 \text{ cm}^3$ und folglich eine Biegungsfestigkeit von $1720 \times \frac{480}{4} = 206\,400 \text{ cm/kg}$ entgegenstehen würde.

Die Doppelgestänge, wie sie gegenwärtig bei der Telegraphenverwaltung erstellt werden, sind statisch unbestimmt, d. h. sie können mit der angeordneten Verstärkung nicht genau berechnet werden. Fig. 4.

Fig. 4

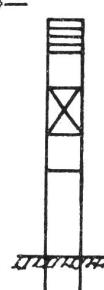


Fig. 5

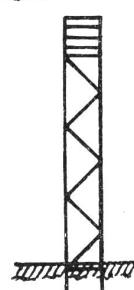
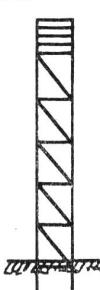


Fig. 6

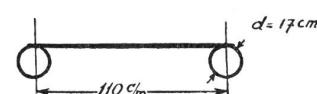


Bei einer Versteifung der zwei Stangen mittelst Strebenzug Fig. 5 und 6 würde das Widerstandsmoment

$$2 \left(\frac{\pi d^4}{64} + \frac{\pi d^2}{4} \times 55^2 \right) = 2 \left(\frac{4100 + 227 \times 3025}{63.5} \right) \sim 21\,760 \text{ cm}^3$$

63.4

Fig. 7



d. h. das $\frac{21\,760}{491} = 44$ fache einer einfachen Stange.

Noch weniger als eine Verkuppelung kann die Verstärkung der Zwillingsgestänge als vollwertig gelten.

Wir nehmen auch hier das Mittel zwischen einem nur durch die Traversen (Isolatorenträger) und einem mit Streben-

zug verbundenen Doppelgestänge und erhalten somit ein Widerstandsmoment von $2 \times 491 + 21760 = 11370 \text{ cm}^3$
das ist das $\frac{11370}{491} = 23$ fache einer einfachen Stange.

Aus diesen Berechnungen geht hervor, daß die Zwillingsgestänge bei allen Winkelpunkten mit starker Belastung, wo immer die Verhältnisse es einigermaßen gestatten, vorzuziehen sind. Wir werden nachher bei den praktischen Ueberlegungen beweisen, daß hauptsächlich an diesen Stellen die Verwendung von Kuppelstangen sehr unrationell ist und wenn immer möglich vermieden werden soll.

Bei den Winkelstangen spielt überdies die Bodenbeschaffenheit eine bedeutende Rolle in Bezug auf die Standfestigkeit der Gestänge, was beim Linienbau von großer Wichtigkeit ist. In weichem Erdreich sollten die Winkelstangen mit starker Belastung auf Betonsockel gestellt werden; auch könnte die Frage aufgeworfen werden, ob die schwerfälligen Doppel-Kuppelgestänge nicht vorteilhaft durch einbetonierte Eisenmasten ersetzt werden sollten? Wir berühren hier ein Gebiet, welches nicht zu unserer Abhandlung gehört, da wir, wie eingehends bemerkt, nur Vergleiche zwischen den verschiedenen Gestängestypen ziehen wollen. Wir haben gesehen, daß die Doppelgestänge den Kuppelstangen in technischer Hinsicht überlegen sind und wir wollen nun an Hand praktischer Erfahrung untersuchen, wie sie sich von der finanziellen Seite aus beleuchtet, d. h. in wirtschaftlicher Richtung zu einander verhalten.

(Schluß folgt.)

La crise des bois. — Prévoyance et économie.

(Par A. Pillonel, Adjoint du 1^{er} arr.)

(Suite.) Des socles de la seconde catégorie.

Les socles de cette sorte sont ceux, suivant ce qui a été dit dans le précédent article, dont la partie destinée à être enterrée est en béton et la partie supérieure en fer. Cette espèce de socles est aussi représentée par plusieurs spécimens que je vais brièvement décrire.

Fig. 5.

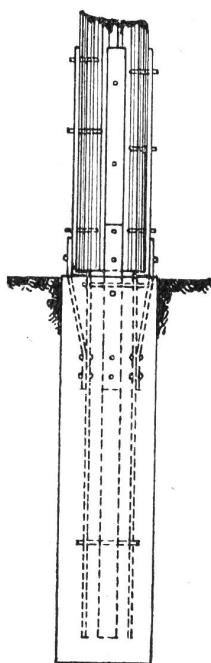


Fig. 6.

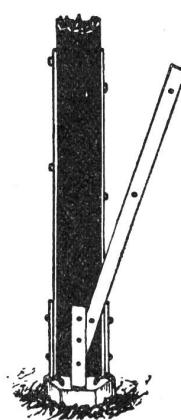
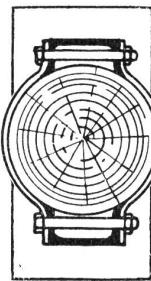


Fig. 7.



Socle Kastler. Ce support, fabriqué à Zurich, est constitué par un pied en béton armé de quatre fers longitudinaux suivant le dessin n° 5 ci-contre. Trois des armatures sont fixes et montent à une hauteur de 70 centimètres autour du poteau. La quatrième est sectionnée en deux parties pour permettre l'introduction du poteau; la partie inférieure émerge du béton de 15 centimètres, la partie supérieure est mobile: elle est assujettie, une fois le poteau en place, d'une part à ce dernier et d'autre part

à l'armature inférieure. La figure n° 6 montre mieux que beaucoup d'explications la manière dont le fer mobile se monte ou se démonte.

Le socle se fabrique en dix grandeurs différentes.

Pour un poteau de 8 mètres de longueur, ayant un diamètre de 18 centimètres à la base, la hauteur bétonnée du socle est de 140 centimètres, son poids 210 kg., son prix, avant la guerre, de 22 francs. Le socle en question contenant environ 35 kg. de fer, son prix est aujourd'hui assez élevé (50—55 fr.).

Les lecteurs auront déjà remarqué les inconvénients de ce socle. Le poteau doit avoir un diamètre correspondant exactement à celui du pied en béton. Ce fait oblige souvent à tailler les poteaux lorsqu'ils sont irrégulièrement ronds. En outre les tirefonds qui pénètrent dans le poteau travaillent au cisaillement. L'emploi de colliers au lieu de tirefonds est exclu, sinon le poteau viendrait en contact avec le massif en béton.

La solidité du socle Kastler n'est pas très élevée et des poteaux montés sur des supports de ce nom ont été renversés par des tempêtes. Le socle Kastler a été très en vogue il y a quelques années.

Socle Gubler. Ce socle se compose de deux forts fers L noyés dans un massif de béton sur une partie de leur longueur. (Voir fig. n° 7.) Ce pied, pas plus que ceux de la même espèce, ne permet d'introduire entre les deux fers que des poteaux d'un diamètre donné. Toutefois sa construction est déjà plus solide que celle du socle Kastler et la présence de deux fers seulement permet au moins d'utiliser plus facilement les poteaux de section elliptique. L'emploi de deux seuls fers oblige par contre de recourir à de gros profils, si l'on veut obtenir un module de résistance suffisant dans le sens de la ligne. Ainsi pour le poteau de 8 mètres, il faut déjà employer un fer L n° 10, dont le poids par mètre est 8 kg. 6. Il a été constaté que les grands fers L qui traversent le massif relativement étroit de béton provoquent par les variations de température des forces de cisaillement longitudinal qui décollent le béton des grandes surfaces des fers.

Socle Murray. Ce support, utilisé en Angleterre surtout, ressemble au socle Kastler. Il est cependant d'une solidité plus grande, les quatre armatures étant formées de fers profilés en L plus forts; mais le remplacement du poteau est très pénible, car aucun des montants n'est démontable. C'est un grave défaut qui nous dispensera de nous arrêter plus longuement à ce type.

Socle Boisset. Le socle Boisset, dont il est donné ci-dessous un dessin (fig. 8) est d'origine française. L'ossature métallique est constituée par quatre fers L reliés par des colliers de fer plat. Le massif en béton est quadrangulaire dans le sol et cylindrique au-dessus du sol. Les quatre montants extérieurs sont mobiles. Le poteau repose sur la pointe centrale du massif. Celui-ci est creux jusqu'à une certaine hauteur. L'encastrement du poteau est très court et les efforts développés dans les colliers et dans les tirefonds sont très élevés. Le poteau doit être bien rond et de la grandeur exacte du socle. Le socle Boisset, plus compliqué que celui de Kastler, présente donc d'une manière générale les mêmes inconvénients que ce dernier.

Socle de l'administration des télégraphes suisses. Le socle que l'administration suisse des télégraphes a fait construire sur la nouvelle ligne internationale Bâle-Brigue est formé de quatre montants en fer L plongeant dans un massif de béton (voir fig. n° 9). L'une des quatre ferrures est sectionnée et rendue mobile pour la pose du poteau. Le massif de béton a 40 centimètres de côté et un mètre de hauteur. Son poids est donc de $0,4 \times 0,4 \times 1 \times 2200 = 352$ kg., la densité du béton valant approximativement 2,2 tonnes par m³. Les ferrures pèsent de leur côté 40 kg. de sorte que l'ensemble représente

l'énorme poids de 400 kg. environ. Aussi ce socle ne peut-il pas être fabriqué en atelier et doit-il être construit sur place. C'est là un désavantage considérable, car il faut amener tous les éléments du béton: le sable, le gravier, le ciment, l'eau propre à pied d'œuvre. Si l'on considère, en outre, que les quatre fers L doivent toujours être montés à égale distance, que par conséquent les dimensions du pied du poteau doivent toujours s'adapter exactement à l'espace réservé entre les montants, qu'enfin les boulons de fixation traversant le poteau l'affaiblissent aussi, on voit que ce socle est le plus lourd, le plus irrationnel, le plus malcommode, et avec ses 40 kg. de fer, le plus cher qui soit.

Fig. 8.

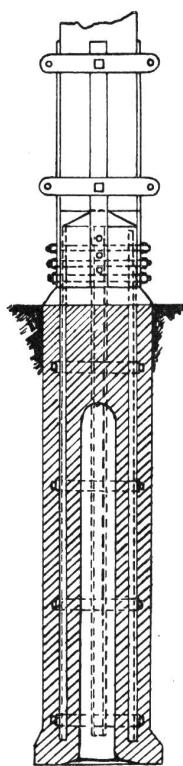
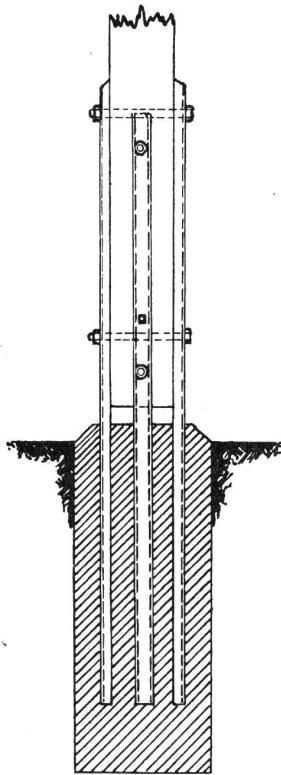
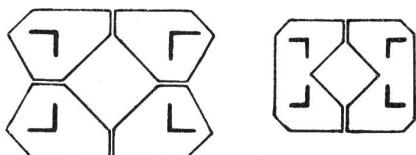


Fig. 9.



Socle de l'administration des télégraphes du Würtemberg. Le Würtemberg est, chacun le sait, le pays des bois, le pays de la Forêt-Noire. N'est-il pas significatif que l'administration de cet Etat ait créé un socle qu'elle a déjà fait poser par milliers depuis 10 ans? Les raisons indiquées par M. G. Ritter, ingénieur en chef à Stuttgart, dans le n° 14 de la „Schwachstromtechnik“ de l'année 1909 sont les mêmes que celles que j'ai énoncées dans le n° 2 du „Supplément technique“ du 3 octobre dernier. L'administration des télégraphes du Würtemberg a donc construit un socle qui cherche à répondre aux conditions de solidité, de légèreté et de construction que la pratique et l'économie exigent d'un pied de poteau en béton. Le socle württembergeois est formé de plusieurs parties (fig. n° 10) démontables, fabriquées en atelier, facilement trans-

Fig. 10.

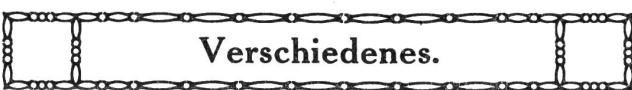


portables. Les montants sont des corniers noyés dans le béton. Le montage du socle permet l'intercalation de plaques de béton ou de grès entre les diverses parties du

massif et l'on peut de cette manière approprier la grandeur du socle à celle du poteau. Le socle est fabriqué en quatre dimensions. Les parties du massif d'un socle sont assemblées au moyen de colliers. Le poteau est en outre calé à l'encastrement au moyen de coins en bois dur. Dans les angles, une diagonale réunit les deux brides de l'encastrement. Les fonctionnaires trouveront d'ailleurs une description détaillée de ce socle dans les n° 14, 15 de la „Schwachstromtechnik“ de 1909. Le socle d'un poteau de 7 à 9 mètres pèse 285 kg. Son prix revenait avant la guerre à 17.75 M. Aujourd'hui sa construction serait beaucoup plus coûteuse car le plus petit numéro contient 28 kg. de fer, le n° 1b qu'on emploirait pour un poteau de 9 m. 46 kg. de métal. Le socle de l'administration württembergeoise s'adapte mieux que tous les modèles décrits ci-dessus aux divers diamètres des poteaux. Si sa fabrication se fait à l'usine, grâce à la division du massif le poids total du socle n'en est pas moins très élevé. Sans doute la manutention des socles de cette forme pendant leur transport est grandement facilitée puisque chaque partie ne pèse qu'environ 70 kg., mais le prix du transport est directement proportionnel au poids de l'ensemble. Enfin, ce socle doit être assemblé en terre par des étriers en fer qui forcément s'oxydent rapidement. L'entretien de ces pièces métalliques est fort coûteux, à moins qu'on les abandonne à elles-mêmes. Le socle württembergeois est néanmoins très intéressant par sa nouvelle conception et c'est à ce titre surtout que je l'ai cité dans cette revue.

(La suite au prochain numéro.)

ERRATA. Dans l'article du N° 3 du Supplément technique, à l'alinéa *Socle Böhlsterli*, lire: Les pièces sont boulonnées ensemble comme le montre la figure 4. Les inconvénients . . .



Die Automatik.

In einem von der Zeitschrift „Electricity“ veröffentlichten Artikel über das alte Thema vom britischen Conservatismus gegenüber der Anwendung rationeller Arbeitsmethoden (labour saving devices) wird Bezug genommen auf das automatische Fernsprechamt und wir werden gescholten, weil wir mit unserer üblichen britischen Vorsicht immer noch an einem System als an einem neuen Dinge herumprobieren, welches, sofern die Vereinigten Staaten in Betracht gezogen werden, bereits zwanzig Jahre alt ist. Man sagt uns, Amerika habe automatische Zentralen im Betrieb seit langen Jahren, und man erweckt in uns leicht den Eindruck, als ob fortschrittliche Telephon-Ingenieure die Automatik wirklich für das System par excellence in allen Umständen halten. Dies ist kaum der Fall. Für ungewöhnlich abgeschlossene Städte mag die Ueberlegenheit der Automatik vielleicht unbestritten sein; aber in Verhältnissen, wo der gebührenpflichtige Verbindungsleitungs- und Fernverkehr ebenso groß und sogar größer ist, als der eigentliche Lokalverkehr, da hat man noch allen Grund zur sorgfältigsten Prüfung der neuen Betriebsweise, bevor diese auf breiterer Grundlage eingeführt wird. Es gibt in Amerika für sich abgeschlossene und rasch zunehmende Städte, welche für den automatischen Betrieb außergewöhnlich günstige Verhältnisse aufweisen. Es darf jedoch nicht vergessen werden, daß die American Telegraph and Telephone Company, welche in Amerika den Betrieb von etwa $\frac{3}{4}$ des ungeheuren Gebietes in Händen hat, hauptsächlich mit Handämtern arbeitet und dies ist besonders der Fall in den großen Städten und in denjenigen besiedelten Gegenden, welche am ehesten mit europäischen Verhältnissen verglichen werden können. Anderseits ist der automatische Betrieb in unserem Lande einige Jahre versuchsweise angewendet worden. Große Städte, wie