

SECTION INDUSTRIELLE

Considérations sur le calcul des poteaux en béton armé à section rectangulaire et à armatures symétriques pour lignes électriques aériennes

A la suite de l'article de M. E. Lods publié dans ces colonnes, les 25 juillet et 1^{er} août 1925, M. F. Campus nous a adressé une étude critique, que nous jugeons utile de faire connaître à nos lecteurs. Après avoir fait remarquer que la méthode de calcul préconisée par M. Lods est celle qui est adoptée d'une façon générale en France et à l'étranger, M. Campus formule un certain nombre d'objections relatives notamment aux valeurs élevées admises pour les contraintes dans l'application numérique et aux résultats de l'étude économique qui fait l'objet de la deuxième partie de l'article précité. A son tour, M. Lods, à qui nous avons communiqué les observations de M. Campus, reconnaît, dans une lettre que nous publions à la suite de l'étude de M. Campus, le bien-fondé de certaines de ces observations et formule des réserves pour d'autres; en particulier, il fait observer que les valeurs qu'il a adoptées pour les contraintes sont en accord avec les prescriptions de l'arrêté du 30 avril 1924, lesquelles sont différentes de celles des instructions du 20 octobre 1906 concernant les ouvrages en béton armé. Cette réponse de M. Lods ayant été soumise à M. Campus, celui-ci nous a informé que les observations qu'il formulait au sujet des contraintes provenaient de ce que jusqu'ici il n'avait pas eu connaissance des nouvelles prescriptions de l'arrêté du 30 avril 1924 concernant les pylônes. Toutefois, comme ces observations ne constituent qu'un des points de la discussion, nous avons cru utile, d'accord en cela avec les auteurs, de reproduire ci-dessous intégralement la correspondance échangée entre M. Campus et M. Lods.

Etude critique du mémoire de M. E. Lods (*)

I. Observations relatives au principe de la méthode. — 1. — Les éléments de nouveauté de la méthode exposée à la fin de la première partie (*) paraissent douteux. Le principe et les avantages des fonctions de α , sans dimensions, u , v , w_a et w_b sont connus et appliqués depuis longtemps en France et à l'étranger, pour la flexion plane simple des pièces en béton armé à section rectangulaire à armatures simples et à armatures symétriques. C'est ainsi que dans son « Cours de béton armé » (édition 1921), M. A. Mesnager

emploie les notions de section réduite $\frac{m\omega}{bH}$ (fonction v

de M. E. Lods) et de moment réduit $\frac{M}{bH^2R_b}$ (fonction

w_b ou w_a). Il reproduit aussi un abaque de M. Caquot donnant les valeurs de ces fonctions pour le calcul des pièces en béton armé à section rectangulaire et à armatures symétriques simplement fléchies, ou simultanément fléchies et comprimées, en fonction de $\frac{R'_a}{mR_b}$

(expression qui est l'inverse de la fonction u de

(*) E. Lods; Considérations sur le calcul des poteaux en béton armé à section rectangulaire et à armatures symétriques pour lignes électriques aériennes. *Revue générale de l'Electricité*, 25 juillet et 1 août 1925, t. XVIII, p. 153-163 et 193-205.

(1) *Loc. cit.*, p. 163.

M. Lods). J'ai étendu l'usage de fonctions de ce genre au calcul de toutes les pièces fléchies en béton armé, à section rectangulaire ou en T, quelles que soient les dispositions et l'importance relative des armatures, et tant pour les pièces simplement fléchies que simultanément comprimées ou tendues (1).

La nouveauté ne peut donc résider que dans la forme particulière des formules et tableaux, adéquats au problème spécial des poteaux, qui ne présente d'ailleurs aucun caractère particulièrement intéressant au point de vue de la technique du béton armé.

2. — M. E. Lods simplifie ses formules en supposant (2) la distance d de l'une quelconque des armatures à la face voisine égale au tiers de la distance de la fibre neutre à la face comprimée ($d = \frac{y}{3}$). Comme il ne s'attache pas à une disposition des armatures comprimées qui corresponde à cette hypothèse, il en résulte que ses formules ne sont qu'approximatives. Les méthodes

(1) Note sur le calcul organique des pièces fléchies en béton armé, avec tables numériques et graphiques. *Annales des Travaux publics de Belgique*, 1924, t. xxv, fascicules 1, 2 et 3.

Calcul des pièces en béton armé à sections rectangulaires soumises à la flexion plane simple ou composée. *Le Constructeur de Ciment armé*, Paris, 1924, numéros 59 à 63.

(2) *Loc. cit.*, p. 153.

antérieurement citées sont rigoureuses. Je ne méconnaissais pas la commodité que peut présenter l'usage de l'hypothèse simplificatrice pour les avant-projets ; elle est d'ailleurs utilisée depuis longtemps par de nombreux auteurs. J'y ai eu recours aussi dans un des articles auquel je fais allusion plus haut. J'ai montré dans « Le Constructeur de Ciment armé », numéro 63, que cette hypothèse produit des erreurs systématiques qui sont généralement de l'ordre de quelques centièmes, mais peuvent dépasser sensiblement 10 centièmes.

Le degré d'exactitude est un élément important à connaître pour l'emploi d'une méthode approximative, surtout lorsque l'on admet, comme le fait M. Lods, des contraintes pratiques R'_a et R_b très élevées, point qui fait l'objet d'une observation ultérieure.

II. Observations relatives à l'exemple numérique d'application (1). — 3. — Les contraintes pratiques R'_a et R_b paraissent très élevées. Elles sont supérieures aux taux admis par le règlement et la circulaire ministériels français de 1906. D'après l'article 7 de ce règlement, la contrainte R'_a ne peut dépasser la moitié de la limite apparente d'élasticité. Pour des pièces soumises à des efforts alternés ou à des chocs, la proportion est réduite à 0,40. Dans le cas des poteaux, on peut estimer qu'il faut, par prudence, adopter le taux réduit, afin de tenir compte d'un état vibratoire possible ainsi que des alternances égales de sollicitation qui sont à prévoir et qui imposent l'armature symétrique. En toute hypothèse, on obtiendrait ainsi une valeur inférieure au tiers de la limite de rupture, que M. Lods considère à tort comme donnant un coefficient de sécurité égal à 3. La circulaire recommande d'ailleurs de ne pas dépasser pour la contrainte pratique de l'armature tendue, R'_a , la valeur de 1 200 kg : cm², taux qui est aussi considéré comme maximum par la plupart des règlements étrangers. Pour la contrainte pratique R_b du béton à la compression, l'article 4 du règlement prescrit les 0,28 de la résistance à l'écrasement après 90 jours, soit 57 kg : cm², au lieu de 68 kg : cm².

Les taux élevés choisis par M. Lods pourraient à la rigueur être acceptés si tous les éléments de la sollicitation étaient pris en considération. Mais, outre qu'on ne peut tenir compte dans le calcul d'un état vibratoire possible et des fatigues d'alternance, on néglige aussi de tenir compte des efforts de compression dus aux poids du poteau et de la ligne éventuellement couverte de givre ; de plus, l'estimation des moments fléchissants n'est pas absolument correcte, comme le fait remarquer M. Lods (2) ; enfin, la méthode de calcul n'est qu'approximative. De tels éléments d'erreur sont souvent inhérents aux méthodes dites pratiques, mais les praticiens ont l'habitude d'y porter remède empiriquement par un choix prudent des coefficients numériques.

Pour le rapport m entre le module d'élasticité du métal de l'armature et celui du béton, la valeur 15 paraît préférable à la valeur 10 adoptée par M. Lods, qui cons-

tate d'ailleurs lui-même en fin d'étude que cette valeur égale à 15 est favorable à l'économie. Elle correspond aux indications de la circulaire ministérielle, d'après les dimensions relatives du poteau et des barres d'armature.

4. — Relevons encore quelques points de détail, qui présentent cependant un certain intérêt. Il résulte du tableau II (1), dans lequel sont résumés les résultats du calcul de M. Lods, que la distance des armatures aux faces extérieures du poteau varie sur toute la hauteur. Comme le diamètre des armatures principales est de 24 mm, et celui des étriers, qui sont évidemment placés à l'extérieur des armatures principales, de 5 mm, le recouvrement du métal à la partie supérieure du poteau atteint le minimum de 15 mm prévu par l'article 16 du règlement. Au niveau du sol (à 10 m sous le sommet) il est égal à 30 mm. La raison de cette variation n'est pas très apparente : peut-être provient-elle de ce que le pied est plus exposé à des détériorations capables de dénuder les armatures. L'efficacité d'un revêtement de 30 mm ne paraît guère plus certaine sous ce rapport que celle d'un revêtement de 15 mm, qui semble d'ailleurs insuffisant pour le sommet, soumis aux intempéries et susceptible de se couvrir de neige. Les constructeurs adoptent le plus souvent un recouvrement constant sur toute la hauteur de la pièce, compris entre 20 et 30 mm. Pour de grandes hauteurs, il en résulte une meilleure utilisation du métal au pied. La question n'est pas de grande importance, mais il faut noter cependant qu'il n'y a pas de raison de faire varier la valeur de d , variation qui entraîne des conséquences dans l'étude économique, ainsi que je le montre plus loin.

5. — M. Lods détermine le diamètre maximum des barres et s'en tient à ce calibre. Ce choix n'est pas favorable à l'économie et à la légèreté (je reviendrai sur ce point dans la critique de l'étude économique). Il est pratiquement établi qu'un grand nombre d'armatures de diamètre modéré assure une répartition plus uniforme des fatigues et augmente la charge de rupture.

6. — Un autre point discutable réside dans les suppléments de longueur donnés aux barres par rapport au calcul théorique pour assurer leur pleine efficacité à partir du point où elle est nécessaire. M. Lods ne compte que sur l'adhérence et calcule ces suppléments de longueur égaux à 1,25 m ; dans la réalité, il adopte même davantage. Au point de vue de l'économie, de la légèreté et de la facilité de pose, il paraît préférable d'employer le système courant des crochets d'extrémités. Théoriquement, l'application de la formule élémentaire de l'adhérence par laquelle l'auteur calcule les suppléments minima de longueur est sujette à caution. Il ne faut pas perdre de vue que le calcul des efforts d'adhérence dépend des différences d'efforts normaux

(1) *Loc. cit.*, p. 157-163.

(2) *Loc. cit.*, note au bas de la page 157.

(1) *Loc. cit.*, p. 157.

dans des sections voisines et non de leurs valeurs absolues et que leur répartition et tout le mécanisme du phénomène sont mal connus. Les crochets d'extrémités constituent des ancrages dont les avantages sont incontestés.

III. Observations relatives à l'étude de l'économie et de la légèreté des poteaux. — 7. — La représentation graphique employée par M. Lods en vue de la discussion de la variation des fonctions et de l'étude des minima est très ingénieuse au point de vue mathématique. Au point de vue pratique, elle présente l'inconvénient de ne montrer les variations des éléments constructifs que par l'intermédiaire de plusieurs fonctions auxiliaires; en d'autres termes, de n'être pas assez directe. Un plus grand inconvénient réside dans le fait que les résultats numériques dépendent de l'appréciation du point de contact de la tangente à une courbe tracée à partir d'un point donné. Les erreurs peuvent être grandes, car la courbe, tracée par points et à l'aide de gabarits, n'est pas théoriquement exacte. Le tracé de la tangente, à l'estime, n'est pas rigoureusement précis. D'autre part, la courbe relative à l'étude de la variation du prix en fonction de la hauteur et correspondant au cas où $t_b = R_b$ (fig. 4) (1) présente une partie peu inclinée sur l'axe des ordonnées, suivie d'une partie peu inclinée sur l'axe des abscisses. Pour certaines valeurs de $\frac{mB}{A}$ très petites ou très grandes, le point de contact de la tangente est difficile à situer avec précision. Sur les courbes de la figure 5 (2) il devient pratiquement impossible de distinguer les points de contact de certaines tangentes.

Tant pour l'étude des variations des fonctions que pour la détermination numérique des minima, il me paraît préférable de représenter par des abaques cartésiens les équations obtenues en égalant à zéro les dérivées des fonctions P (3). C'est le procédé que j'ai adopté dans deux études, l'une, « Etude de l'économie des pièces simplement fléchies en béton armé » (4) et l'autre, « Nouvelle étude sur le calcul économique du béton armé (flexion composée) », qui a été publiée le 1^{er} novembre 1925 dans la même revue. Ces deux mémoires envisagent tous les cas de flexion des pièces usuelles quelconques.

En résumé, l'intérêt théorique de la représentation graphique imaginée par M. Lods est très appréciable, mais sa commodité pratique est moins certaine.

8. — Il est regrettable que l'application de ces graphiques à l'étude de l'économie des poteaux à armatures symétriques et la discussion qui en découle aient été complètement faussées par une erreur matérielle.

En partant de la formule du prix

$$P = A\omega + B_1 bH \quad (1),$$

M. Lods a étudié en réalité le cas des poteaux à armatures simples et non celui des poteaux à armatures symétriques, pour lesquels cette formule doit s'écrire :

$$P = 2A\omega + B_1 bH;$$

car, puisque l'armature est symétrique par définition, la section de l'armature comprimée n'est pas une constante, mais elle varie en même temps que la section de l'armature tendue, puisqu'elle lui est toujours égale.

J'avais été étonné, à la première lecture, de remarquer que si les conclusions de l'étude de M. Lods sont compatibles avec celles que j'ai énoncées pour les pièces à section rectangulaire à armatures simples, elles sont en contradiction avec celles relatives aux pièces de même section à armatures symétriques. Les valeurs particulières attribuées aux coefficients A et B_1 (qui seront discutées plus loin) ne pouvant justifier de pareilles différences, l'erreur du premier terme de la formule du prix était facile à découvrir. La même erreur entache la formule du poids (2).

9. — En commentant la formule du prix, M. Lods indique que A est le prix de l'unité de volume d'acier et B_1 , le prix de l'unité de volume de béton. Comme valeurs numériques de ces coefficients, l'auteur adopte :

86 fr pour 100 kg d'acier ;

263 fr pour le mètre cube de béton.

Dans un exemple d'application, il affecte le prix de l'acier d'un facteur 1,26, et le prix du béton d'un facteur 1,10. Ces valeurs appellent des observations d'une grande importance pour l'application pratique des formules d'économie.

Il est nécessaire de préciser très exactement de quelle manière il faut déterminer les prix bruts A et B_1 , au sujet de quoi M. Lods est peu explicite. Ils dépendent en effet d'un grand nombre de facteurs dont on peut omettre l'un ou l'autre à dessein ou par inadvertance. C'est ainsi que l'on peut distinguer entre le prix de revient technique et le prix de facture. Le second diffère de l'autre par les suppléments pour frais généraux et pour bénéfice, qui dépendent essentiellement des circonstances et s'expriment généralement en centièmes. Comme c'est le rapport $\frac{mB_1}{A}$ qui est caractéristique dans l'étude économique du béton armé, il est inutile de tenir compte de ces suppléments identiques pour les deux membres de la fraction. Il est donc permis de se servir des prix de revient que l'on peut appeler « techniques » et qui comprennent :

Pour le béton, les prix des constituants rendus à pied

(1) Loc. cit., p. 195.

(2) Loc. cit., p. 196.

(3) Loc. cit., p. 194.

(4) Revue universelle des Mines, 1^{er} et 15 décembre 1924, 5^e série, t. IV, nos 5 et 6, pages 242 à 261 et 325 à 339.

(1) Loc. cit., p. 194.

(2) Loc. cit., p. 198.

d'œuvre comprenant le prix d'achat et les frais de transport, de dépôt et de manutention; les frais de malaxage manuel ou mécanique; le transport du béton fait, sa mise en place et son damage, sans tenir compte provisoirement des coffrages, du démoulage et du finissage superficiel éventuel;

Pour les armatures, le prix des barres rendues à pied d'œuvre, les frais de mise à longueur, pliage, ligature et mise en place.

Ce sont des prix bruts, que je désignerai par B' et A' . Ces prix doivent être affectés de facteurs que je désignerai par β et α (α ne devant pas être confondu avec la fonction α de M. Lods, qui a une signification différente) de manière que les prix nets B_1 et A_1 s'expriment par $\beta B'$ et $\alpha A'$.

Le coefficient β est destiné principalement à exprimer les frais de coffrage, de démoulage et de finissage superficiel éventuel, pour autant qu'ils exercent une influence sur la partie variable du prix. Par exemple, pour une poutre de largeur constante, le coffrage du fond est sans influence, puisqu'il est le même quelle que soit la hauteur de la poutre (dans les limites de variation pratique). Au contraire, les coffrages des parois latérales exercent une influence sensible sur le prix net du béton. Par exemple, si la pièce a 30 cm de largeur, le prix des coffrages affecte un cube de béton moindre pour une hauteur variable quelconque que si la poutre a 50 cm de largeur; le prix net est plus élevé dans le premier cas que dans l'autre. En d'autres termes, si deux ouvrages sont confectionnés dans le même béton de prix brut B' , le prix net B_1 sera plus élevé pour celui qui se compose d'éléments minces, exigeant une surface de coffrage relativement grande pour un certain cube, que pour celui qui comporte de gros massifs, demandant moins de coffrage pour le même volume. Le facteur β est donc une fonction des dimensions de la pièce et des prix unitaires de coffrage, etc. Pour de plus amples détails, je renvoie aux études précitées.

Il faut supposer que M. Lods a tenu compte des frais de coffrage dans le prix élevé de 263 fr rapporté au mètre cube, qui constitue donc le prix net B_1 . Malgré cela, il paraît encore exagéré; il s'écarte beaucoup de ceux qu'envisagent presque tous les auteurs qui ont étudié l'économie de béton armé et il est supérieur au prix de revient net réel des régions telles que le sud-est, l'est et le nord de la France, la Sarre, la Belgique et l'Allemagne du sud-ouest, qui possèdent des cimenteries. D'après les cours des matériaux, il semble même élevé pour la région parisienne. Comme les prix unitaires dépendent essentiellement des conditions locales, tant pour le béton que pour l'acier, et que M. Lods n'analyse pas leurs éléments, il n'est pas possible d'exprimer un avis absolu. Mais il résulte de ce qui précède qu'il faut apporter beaucoup de discernement dans l'estimation des coefficients numériques et qu'il faut se garder de déduire d'exemples concrets des conclusions trop générales.

M. Lods affecte encore la valeur de B_1 d'un facteur

1,10 pour tenir compte de la substitution de la hauteur utile H' à la hauteur totale H de la section considérée. Il est commode d'englober ce supplément dans le coefficient β . Il n'entre en ligne de compte toutefois que lorsque l'on recherche la largeur la plus économique de pièces de hauteur donnée. Or, M. Lods l'emploie dans un exemple où l'on recherche la hauteur la plus économique d'une pièce de largeur donnée. Dans un tel cas, on adopte toujours pratiquement une valeur constante pour d , égale à $H - H'$, de manière à assurer un enrobage suffisant des barres. Il n'y a aucune raison de faire varier d proportionnellement à H' et c'est défavorable pour l'économie. On peut donc considérer le volume $b(H - H')$ de béton comme constant et il n'influe pas sur le minimum. Le prix net final de 290 francs par mètre cube auquel arrive ainsi M. Lods est donc exagéré. Cela favorise énormément les conclusions énoncées que les poteaux les plus économiques sont ceux ayant des sections de hauteur réduite, de manière que $t_b = R_b$, au détriment des minima pour $t'_a = R'_a$.

Le prix de 86 francs pour 100 kg d'acier peut être considéré comme convenable pour le prix de revient brut. Mais le coefficient $\alpha = 1,26$ est insuffisant; car il ne tient compte que du supplément d'armature résultant des excès du diagramme en gradins des moments résistants par rapport au diagramme continu des moments sollicitants. Observons ici, en nous référant au paragraphe 5 précédent, qu'il eût été favorable à l'économie de choisir des barres d'un diamètre inférieur à 24 mm. On aurait obtenu ainsi des gradins plus nombreux et moins saillants, donc un supplément inférieur à 0,26.

Le facteur α est une somme de termes telle que :

$$\alpha = 1 + \alpha' + \alpha'' + \alpha''' + \dots$$

Un premier terme α' provient de l'excès que présente la section réelle d'armature par rapport à la section théorique calculée. Un second terme α'' résulte des suppléments de longueur nécessaires pour l'ancrage des barres, par le moyen de crochets ou par adhérence; il a déjà été observé au paragraphe 6 que le dernier procédé est moins économique que l'autre, tout en n'étant certainement pas plus efficace. Ce supplément englobe celui dont M. Lods tient compte (0,26), puisque les suppléments de longueur résultant du diagramme en gradins participent à l'ancrage par adhérence. Un terme supplémentaire α''' est destiné à tenir compte des étriers. Leur section est à peu près inversement proportionnelle à H' , comme celle de l'armature principale, qui varie dans le même sens. Comme la longueur développée des étriers varie peu, leur volume est à peu près proportionnel à celui de l'armature principale. Il faut donc en tenir compte dans le prix variable des pièces et dans le minimum.

Dans le cas des poteaux étudiés, il n'y a pas d'autres termes supplémentaires à envisager, puisqu'il n'y a pas de barres relevées ou obliques, ni d'armatures de répartition, etc. Observons que α' et α'' affectent identique-

ment l'armature comprimée; α''' ne se rapporte par contre qu'à l'armature tendue.

Dans la formule

$$P = 2A\omega + B_1 b H',$$

il faut donc introduire la valeur de A calculée d'après l'expression

$$A = \alpha A' = \left(1 + \alpha' + \alpha'' + \frac{\alpha'''}{2} \right) A'.$$

Les termes partiels et le coefficient total varient d'une section à l'autre; pour une pièce telle qu'un poteau de ligne électrique aérienne, on peut cependant apprécier aisément un coefficient moyen. L'estimation doit se faire d'après la pratique courante des chantiers ou des bureaux d'études; la rigueur théorique est exclue de problèmes aussi complexes que ceux de l'économie du béton armé. Les résultats obtenus en déterminant convenablement les divers éléments sont satisfaisants. L'estime que pour les poteaux qui nous occupent, α doit être voisin de 1,40 à 1,50. Le premier terme de la formule du prix doit donc recevoir un coefficient numérique global voisin de 3 au lieu de 1,26. Cette rectification est de nature à modifier les conclusions de la discussion de M. Lods, même si l'on conserve la valeur 290 adoptée pour B_1 , et davantage encore si on la réduit, comme il paraît convenable.

Réponse de M. E. Lods aux observations de M. Campus

La critique de M. F. Campus au sujet de mon étude précitée m'apparaît nécessaire pour la placer à son juste niveau. Je me propose de reprendre ici les observations qui précèdent en me permettant de formuler certaines réserves sur quelques-unes d'entre elles.

1 et 2. — Je croyais avoir imaginé un procédé de calcul nouveau, alors que d'autres personnes, plus autorisées, m'avaient devancé, employant des méthodes plus exactes et plus générales.

3. — M. F. Campus discute longuement les nombres employés par moi. Or, mon but était de faire connaître une méthode que je croyais nouvelle; je n'ai pas voulu imposer de nombres.

Au sujet de la prétendue exagération des contraintes, je constate que l'arrêté ministériel du 30 avril 1924, déterminant les conditions techniques auxquelles doivent satisfaire les distributions d'énergie électrique (¹), fixe à 3 (article 6) le coefficient de sécurité des installations (sauf pour un certain nombre d'exceptions), ce

(¹) Circulaire et arrêté déterminant les conditions techniques auxquelles doivent satisfaire les distributions d'énergie électrique. *Revue générale de l'Electricité*, 19 et 26 juillet 1924, t. XVI, p. 125-136 et 171-183.

10. — En partant de formules exactes et de prix unitaires normaux, l'étude de l'économie des poteaux à section rectangulaire et à armatures symétriques doit aboutir aux conclusions suivantes :

1° Il y a intérêt à réduire la largeur autant que possible. (Il paraît préférable pour la facilité de la confection de conserver la largeur constante sur toute la hauteur, au moins pour les poteaux de petite ou moyenne hauteur, plutôt que de la faire varier comme l'envisage M. Lods; les opinions peuvent différer sur ce point);

2° Il y a avantage à employer des sections de grande hauteur relative, de manière que $t'_a = R'_a$ et $t_b \leq R_b$.

Ces conclusions sont opposées à celles qui résultent de l'étude de la légèreté des poteaux pleins. Mais il faut observer que les conditions $t'_a = R'_a$ et $t_b \leq R_b$ font remonter l'axe neutre, ce qui permet d'éviter largement les poteaux sans empiéter sur la partie théoriquement active du béton. Il en résulte une réduction importante du volume et du prix du béton, ce qui renforce encore les conclusions relatives à l'économie et tempère celles qui ont trait à la légèreté des poteaux. S'ils étaient construits de la sorte, leur aspect se rapprocherait de celui des chevalets en bois, composés de deux poteaux inclinés réunis au sommet et entretoisés par des croisillons.

F. CAMPUS,

Ingénieur des constructions civiles et électricien, Directeur technique des Travaux publics, Chemins de fer et Postes, Télégraphes et Téléphones de la Sarre.

qui justifie l'emploi de contraintes élevées. Cet arrêté définit aussi d'une manière précise ce qu'il faut entendre par coefficient de sécurité : « Les calculs justificatifs font ressortir le coefficient de sécurité de tous les éléments, c'est-à-dire le rapport entre l'effort correspondant à la charge de rupture et l'effort le plus grand auquel chaque élément peut être soumis ». Il ne s'agit donc pas d'un coefficient de sécurité résultant des essais.

Cet arrêté est en contradiction avec les instructions du 20 octobre 1906 sur l'emploi du béton armé qui limite la fatigue du béton à 0,28 de la résistance à la rupture (¹). La circulaire de la même date indique et rien

(¹) Signalons que la circulaire du 30 avril 1924, qui commente les prescriptions contenues dans l'arrêté de la même date, indique nettement que les instructions du 20 octobre 1906 concernant les constructions en béton armé n'ont pas à être appliquées aux pylônes en béton armé. On lit, en effet, dans le quatrième paragraphe des commentaires de l'article 6, au début de la page 128 du numéro du 19 juillet 1924 de la « Revue générale de l'Electricité », la phrase suivante : « Les dispositions des paragraphes 1^{er} et 2 (dont l'une prescrit de prendre un coefficient de sécurité égal à 3) ne distinguent pas des autres les ouvrages en béton armé auxquels elles sont applicables sans restriction, les instructions du 20 octobre 1906 pouvant, dans celles de leurs clauses où elles sont plus rigoureuses, être sans inconvénient amendées pour des pylônes construits en usine ». (Note de la Rédaction.)

de plus (art. 4) les résistances du béton sur lesquelles on peut compter d'après les expériences de la Commission du Ciment armé. Si de nouveaux ciments font leur apparition sur le marché, ce sont évidemment les instructions qu'il convient de leur appliquer et ainsi, même au point de vue du règlement de 1906, on ne peut pas me reprocher d'avoir employé des contraintes élevées.

En ce qui concerne le métal, pourquoi, dans le calcul des supports métalliques, serait-il permis de faire travailler l'acier à $\frac{42}{3} = 14 \text{ kg} : \text{mm}^2$, la même contrainte étant interdite dans le cas du ciment armé, où le métal est néanmoins parfaitement protégé? Quel règlement faut-il adopter? Il est difficile de résoudre la question sans parti pris. L'entrepreneur qui cherche à soumissionner à un prix faible appliquera l'arrêté de 1924, tandis que l'ingénieur chargé du contrôle lui opposera les instructions et même la circulaire de 1906 qui garantissent davantage la sécurité.

Or, diverses observations peuvent être faites :

1° Si l'on impose aux poteaux en ciment armé les conditions fixées dans la circulaire de 1906, pourquoi ne pas appliquer aux pylônes métalliques le règlement sur le calcul des ponts métalliques du 8 janvier 1915, par exemple?

2° Si l'on suppose que l'ingénieur du Contrôle puisse exiger l'application du règlement de 1906 pour les installations situées sur le domaine public, le peut-il encore pour celles qui traversent des propriétés privées? Dans le cas de la négative, les contraintes que j'emploie sont parfaitement justifiées. Il ne semble pas d'ailleurs que l'arrêté du 30 avril 1924 ait voulu créer de telles distinctions et le coefficient de sécurité 3 s'applique toujours, en somme, à des supports espacés, dans la campagne, et menaçant beaucoup moins la sécurité publique que des bâtiments ou des ponts, par exemple.

Certes le calcul ne tient pas compte de tous les éléments de la sollicitation. Mais le coefficient de sécurité imposé par le règlement n'est-il pas choisi pour combler cette lacune?

Examinons d'ailleurs quelques éléments de sollicitation secondaires envisagés par M. Campus :

1° *Etat vibratoire possible.* — S'agit-il des vibrations sonores provoquées par l'action du vent sur la ligne? Je doute que l'effet mécanique produit sur les poteaux soit considérable : ces vibrations n'ont pas une grande amplitude. S'agit-il d'oscillations du poteau de part et d'autre de sa position d'équilibre? Si ce phénomène se produit parfois pour les lignes de traction lors du passage d'un train, il est peu probable pour les lignes de transmission d'énergie.

2° *Efforts alternés.* — Les poteaux d'alignement ont à supporter des efforts alternés provenant des changements de direction du vent. Lorsque les conducteurs font entre eux un angle suffisamment grand les efforts ne sont pas alternés, mais simplement variables et je fais remarquer à M. Campus que les poteaux calculés

par moi sont suffisamment sollicités pour appartenir à la catégorie des poteaux d'angle, pour lesquels, bien que les efforts ne soient pas alternés, on emploie tous les jours des armatures symétriques pour deux raisons :

a) Si on utilisait des armatures différentes, on pourrait faire erreur, en dressant le poteau, sur l'orientation des armatures par rapport à l'effort;

b) Les poteaux d'angle étant fortement sollicités sont pesants et il est avantageux, pour les alléger, d'employer des armatures symétriques au lieu de supprimer ou de diminuer l'une des armatures.

3° *Évaluation incorrecte des moments fléchissants.* — Ma remarque du bas de la page 157 n'a pas pour but de préconiser l'emploi d'un mode incorrect d'évaluation des moments fléchissants et si je l'ai employé, sans le faire ressortir, dans les calculs, c'est parce que je n'avais pas de raison de choisir un armement plutôt qu'un autre conduisant à une position particulière de la résultante.

D'ailleurs, la résultante se trouvant en général au dessous du sommet, le fait de la remplacer par un effort dit « au sommet » donne aux moments fléchissants, et donc aux contraintes, des valeurs exagérées, ce qui est favorable à la sécurité.

4. — Il semble logique, comme le fait M. Campus, d'adopter tout le long du poteau la même épaisseur du revêtement sur les armatures.

5. — Je relève une contradiction, au moins apparente, dans la critique de M. Campus. Il prévoit un grand nombre d'armatures de diamètre modéré (?); ceci est opposé au fait de donner à la largeur b la plus petite valeur possible (paragraphe 10). Diminuons le diamètre des barres, leur nombre augmente, b augmente, ce qui a pour effet d'augmenter le prix par augmentation simultanée de la section de béton et de la section de métal.

6. — Les crochets d'extrémités des barres préconisés par lui ne paraissent pas utilisés dans la construction des poteaux pour lignes électriques. La main-d'œuvre est de la sorte moins importante et, de plus, on peut facilement, se rendre compte que les crochets pour lesquels le rayon est pris égal à 5 fois environ le diamètre de la barre (soit un encombrement égal à $6d$) ne trouveraient pas toujours leur place au voisinage des évidements, l'épaisseur restante de béton descendant souvent au-dessous de 8 cm.

7. — En ce qui concerne le manque de précision des graphiques de la deuxième partie, on peut remarquer que la précision n'est pas requise, d'abord parce qu'en général une fonction a des variations faibles au voisinage d'un maximum ou d'un minimum et, ensuite, parce que le problème du prix ne peut être résolu dans toute sa complexité.

Les graphiques sont avantageux en ce qu'ils sont établis immédiatement au moyen du tableau I de la

première partie de mon étude⁽¹⁾. Ils sont d'ailleurs bien suffisants pour la discussion générale que j'avais en vue.

Si, dans une réalisation pratique, le problème se posait d'une manière plus précise, il serait naturellement préférable de compléter les tableaux de la première partie avec une colonne des valeurs de $\frac{Bm}{A}$ dont la

correspondance avec les valeurs des autres variables serait telle que le prix ou le poids soit minimum.

Je suis confondu de la faute d'inattention qui s'est glissée dans la formule du prix de revient et qui a sa répercussion dans toute la deuxième partie de l'étude. Évidemment le procédé d'analyse est exact, mais les résultats pratiques sont faussés.

Observations finales de M. Campus.

Les progrès récents de la qualité des ciments entraîneront une augmentation progressive des contraintes; mais pour un matériel aussi dépendant des circonstances de confection que le béton, il importe d'être circonspect. Je voulais moins discuter les chiffres de M. E. Lods au point de vue absolu que mettre en évidence qu'il eût été préférable de justifier davantage les contraintes assez élevées utilisées dans l'exemple numérique d'application, afin d'éviter qu'un lecteur insuffisamment averti n'en retire des impressions erronées. La discussion a certainement atteint le résultat désiré.

La contradiction remarquée par M. E. Lods dans le paragraphe 5 est plus apparente que réelle. Je préconise des poteaux à section rectangulaire élancée, c'est-à-dire à base relativement étroite par rapport à la

8. — Je ne partage pas l'avis de M. F. Campus de donner au poteau une largeur constante sur toute la hauteur. Si cela peut paraître acceptable pour des poteaux peu sollicités qui comportent peu d'armatures à l'encastrement, cela me paraît impossible pour un poteau d'effort au sommet de 1500 kg, par exemple, pour lequel la largeur ne pourrait être inférieure à 40 cm pour que l'encastrement puisse recevoir toutes les barres avec un espacement convenable. De toute évidence, on augmenterait ainsi sensiblement le cube de béton au détriment du bon marché et de la légèreté.

E. Lods,
Ingénieur électricien.

hauteur. Par suite de l'augmentation de hauteur comparativement à une section voisine du carré, la section ω subit une réduction importante. Il en résulte la possibilité d'employer des barres d'un diamètre inférieur au diamètre maximum (paragraphe 5) sans exagérer leur nombre et en permettant de les disposer dans la largeur choisie. En même temps, les dimensions des crochets d'ancrage (paragraphe 6) sont réduites, ce qui facilite leur disposition dans l'épaisseur des membrures. Enfin, la largeur relativement faible de la section de base peut être conservée jusqu'au sommet (paragraphe 10) sans conséquences défavorables pour le prix et pour le poids; mais en procurant l'avantage d'une simplification des coffrages et de l'exécution, qui se répercute sur le prix.

F. CAMPUS.