

LA HOUILLE BLANCHE

Revue générale des Forces Hydro-Electriques
et de leurs applications

4^e Année. — Décembre 1905. — N^o 12

*La Houille noire a fait l'Industrie moderne
la Houille blanche la transformera.*

Calcul des Parois des Souterrains tubulaires à Section circulaire

CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

Les parois des souterrains tubulaires à section circulaire peuvent être calculées par des formules analogues à celles que nous avons établies pour les conduites forcées de grand diamètre, lorsque nous avons recherché les efforts moléculaires dus aux déformations transversales de la section, sous l'action du poids de l'eau et du poids propre des parois (1).

Les tunnels tubulaires traversant des terrains aquifères se trouvent, en effet, soumis à des pressions d'eau s'exerçant de l'extérieur vers l'intérieur, c'est-à-dire en sens contraire de ce que l'on observe dans les conduites forcées ; les effets du poids du liquide contenu sont donc remplacés par ceux de la poussée de l'eau. Il y a lieu de tenir compte également des surcharges des terres, lorsque l'on traverse des couches qui n'ont pas une consistance suffisante pour se soutenir par elles-mêmes.

Dans le cas des tunnels de dérivation pour usines hydrauliques, qui nous intéresse plus spécialement ici, les pressions d'eau intérieures agissent en sens contraire des forces précédentes et les parois ne sont soumises qu'à la différence des efforts extérieurs et intérieurs.

Lorsque l'ouvrage est en charge, la section étant entièrement remplie d'eau, l'action du poids de l'eau compense même exactement celle de la poussée, mais on doit calculer les parois de ces tunnels pour les plus grandes fatigues qu'elles peuvent avoir à supporter, soit que l'ouvrage soit en charge, soit que l'ouvrage soit vide et soumis seulement aux pressions extérieures, ce qui correspondra généralement aux plus grandes fatigues des parois.

C'est donc cette dernière hypothèse qui sera envisagée dans les calculs qui vont suivre, et nous nous bornerons à indiquer les formules auxquelles nous avons été conduits par une méthode de calculs analogue à celle que nous avons employée pour les conduites forcées.

Ces formules nous fourniront une justification assez inattendue de dispositions pratiques adoptées pour des raisons toutes différentes, dans les tunnels à grande section, tels que ceux que l'on a construits, pour la traversée sous des

fleuves (1). Et nous verrons quelles sont les indications générales qu'elles nous donneront, en étudiant sommairement les divers types de revêtement qui peuvent être employés : fonte, acier laminé, maçonnerie, béton armé.

Lorsque l'on traverse des couches de terrain assez consistantes pour s'opposer, dans une certaine mesure, aux déformations transversales de l'ouvrage, les fatigues dans les parois sont certainement atténuées par les réactions du terrain environnant sur le revêtement. Mais elles ne sont pas annulées, et l'on est conduit à penser qu'elles conserveront une valeur notable, dans le cas des revêtements métalliques, si l'on considère qu'avec le métal, des déformations élastiques extrêmement petites et même pratiquement inappréciables correspondent généralement à des coefficients de travail élevés.

Ce sont ces déformations insensibles qui doivent être combattues par le portage du revêtement contre le terrain environnant, pour que cet appui soit efficace. Il sera donc préférable, dans les calculs, de n'en pas tenir compte, par mesure de sécurité.

La forme circulaire adoptée d'une manière presque générale pour les tunnels tubulaires en terrains aquifères, par suite des avantages pratiques qu'elle présente, nous apparaîtra, dès lors, comme étant également la meilleure, au point de vue théorique, lorsque l'on ne fait pas intervenir dans les calculs la résistance des couches de terrains traversées, résistance, d'ailleurs incertaine et généralement mal connue à l'avance.

Cela ressort de l'analyse sommaire suivante :

Étudions successivement les effets de la pression de l'eau et des charges de terres, suivant la forme adoptée pour la section de l'ouvrage.

La pression de l'eau s'exerce avec une intensité différente à la partie supérieure et à la partie inférieure du tunnel, mais on remarquera, qu'en chaque point de la paroi, cette pression se compose de deux éléments, dont l'un est constant et égal à la pression en haut du tube, et dont l'autre est variable et proportionnel à la profondeur du point considéré au-dessous du plan tangent supérieur.

Ce dernier facteur donne des flexions que nous calculerons dans le cas de la forme circulaire, mais qui existeraient également avec des sections ovalisées.

(1) Voir, sur ce sujet, la communication de M. BIRAULT, à la Société des Ingénieurs civils de France, Bulletin de juin 1905 : « Les tunnels tubulaires en terrains aquifères et la traversée sous la Seine des nouvelles lignes du métropolitain ».

(1) Voir *La Houille Blanche*, nos de novembre et décembre 1904, et janvier 1905.

Au contraire, le terme constant de la pression ne donnera avec la forme circulaire que des efforts de compression sans flexions.

Mais, dès que l'on s'écarte quelque peu de cette forme, il se produit dans les parois des moments de flexion considérable, comme le montre l'application de la formule de Bélanger pour des sections elliptiques à peine exécutées. Aussi, sans pousser plus loin cette analyse, on peut en conclure qu'au point de vue des effets de la pression de l'eau, la forme circulaire est bien pratiquement la plus convenable.

Reste la question des charges de terres. Elles sont trop difficiles à déterminer, *a priori*, avec certitude, pour qu'il soit possible de rechercher une forme théorique appropriée à la nature des terrains. Cette recherche serait, d'ailleurs, illusoire, puisque la nature des terres variera généralement sur la longueur de l'ouvrage. Avec des terres surchargeant le tunnel d'une manière symétrique, des formes ovalisées ou elliptiques à grand axe vertical seraient évidemment préférables au cercle. Mais on ne devra y recourir qu'avec circonspection, car les formes elliptiques sont si désavantageuses pour les pressions d'eau, que l'on risque de perdre de ce côté, et au-delà, tous les avantages recherchés pour la charge des terres. Il en serait surtout ainsi pour des ouvrages traversant des couches aquifères sans cohésion, n'opposant pas de résistance aux déformations des tubes, et cela d'autant plus que les parois seraient plus minces et, par suite, moins rigides.

Ces considérations théoriques justifient donc l'emploi presque général de la forme circulaire pour la section des tunnels tubulaires à revêtement métallique, indépendamment des avantages pratiques qu'elle présente pour les facilités d'exécution et la rapidité du montage.

Les calculs qui suivent sont donc faits pour la forme circulaire, en considérant le cas où l'ouvrage est vide et soumis extérieurement à des pressions d'eau et des surcharges de terres. On analyserait les effets des pressions intérieures de l'eau, quand l'ouvrage est en charge, comme nous l'avons indiqué pour les conduites forcées.

CALCUL DES PAROIS

Suivant que le poids de l'ouvrage au mètre courant est supérieur ou inférieur à la poussée de l'eau, l'appui du tube sur les terrains environnants s'effectue par la base ou par le sommet (1). Ce dernier cas est le plus fréquent avec les revêtements métalliques, la poussée étant alors supérieure au poids propre.

Dans chacun de ces cas, nous étudierons successivement les effets du poids des parois et de la pression de l'eau, et les effets des charges des terres.

PREMIER CAS. — LE POIDS DU TUBE PAR MÈTRE COURANT EST SUPÉRIEUR À LA POUSSÉE DE L'EAU.

1° *Action du poids propre des parois et de la pression de l'eau.* — Le poids du tube au mètre courant étant supérieur à la poussée de l'eau, l'appui sur les couches de ter-

rain sousjacentes s'effectue suivant une zone que nous admettrons égale à la demi-circonférence inférieure (région hachurée de la figure (1)). Les moments fléchissants dans les parois et les efforts de compression se déduisent des formules que nous avons établies pour les conduites forcées, avec les changements de signe correspondant au changement de sens des efforts dus à la pression de l'eau, qui agit de l'extérieur vers l'intérieur, pour les tunnels tubulaires.

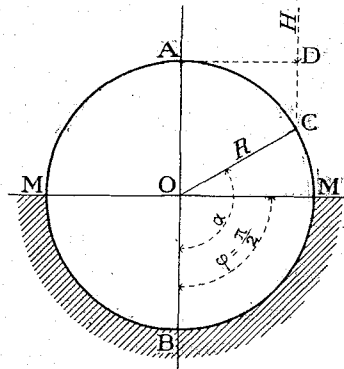


Fig. 1.

Soient : R le rayon moyen du tube, dont l'épaisseur est supposée faible par rapport au diamètre;

p le poids des parois, par mètre courant suivant la circonférence et par mètre courant de tube, c'est-à-dire le poids au mètre carré de revêtement;

H la hauteur d'eau correspondant à la pression, à la partie supérieure du tube. Dans le cas de la traversée sous un fleuve, cette hauteur n'est pas nécessairement égale à la profondeur du haut du tunnel au-dessous du plan des eaux du fleuve. Elle pourra être parfois moindre. C'est donc une valeur maxima que l'on adoptera toutes les fois que l'on n'aura pas de renseignements contraires précis, fournis par des sondages ou des travaux en terrains analogues ;

φ le demi-angle au centre de la région de parois appuyée contre le terrain. On a ici : $\varphi = \frac{\pi}{2}$;

δ poids du mètre cube d'eau, égal à 1000 kgs.

Un point quelconque C de la paroi sera défini par l'angle au centre α du rayon OC avec le rayon vertical inférieur OB . Au point C , la pression normale de l'eau est égale à $\delta(H + CD)$. Le terme δH , constant par tous les points de la circonférence, donne dans les parois des efforts de compression, sans flexions, dont l'intensité est $\delta R H$ par mètre courant de paroi.

Le terme variable $\delta \times CD$, ainsi que le poids p , donnent à la fois des efforts de compression et des flexions.

Les moments de flexion M , dus à l'ensemble de ces deux groupes de forces, seront donnés par la formule générale

$$M = \left(pR^2 - \frac{1}{2} \delta R^3 \right) Z,$$

dans laquelle Z est une fonction trigonométrique de l'angle α définissant la position du point considéré.

L'appui du tube s'effectuant suivant la demi-circonférence inférieure MBM , si nous admettons que le terrain exerce sur le tube des réactions élémentaires verticales de bas en haut, d'intensité constante par mètre courant horizontal, dans la zone transversale d'appui de chaque section, la fonction Z est la suivante :

Pour la partie supérieure MAM :

$$Z = \begin{cases} -\frac{1}{2 \sin \varphi} \left(\frac{\pi}{2} + \frac{3}{2} \sin \varphi \cos \varphi + \varphi \sin^2 \varphi \right) \\ \left(\pi - \alpha \right) \sin \alpha - \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sin^2 \varphi \right) \cos \alpha \end{cases} \quad (2)$$

(1) Ou pour parler d'une manière plus rigoureuse, c'est vers la base du tube, ou vers son sommet, que les réactions élémentaires du terrain sur le revêtement sont les plus fortes.

Pour la partie inférieure MBM :

$$Z' = Z + \frac{\pi}{2 \sin \varphi} (\sin \varphi - \sin \alpha)^2. \quad (2 \text{ bis})$$

Et comme $\varphi = \frac{\pi}{2}$, ces formules deviennent :

$$Z = (\pi - \alpha) \sin \alpha - 0,833 \cos \alpha - 1,178,$$

$$Z' = Z + 1,571 (1 - \sin \alpha)^2.$$

Et elles peuvent se traduire par la courbe de la figure 2, dont les ordonnées donnent les valeurs de Z , les arcs développés étant portés en abscisses.

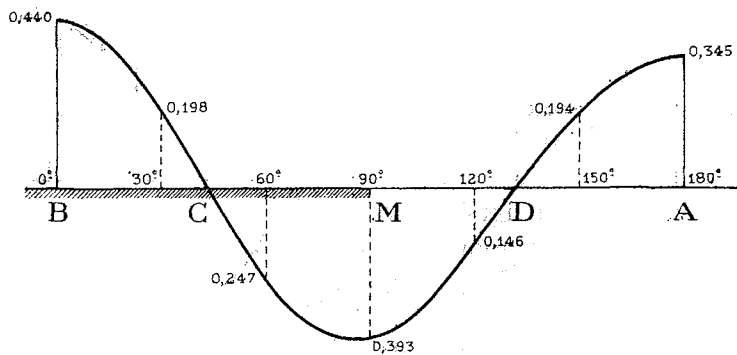


Fig. 2.

Le terme constant de la formule [1] est positif, car nous verrons qu'il est proportionnel à la différence entre le poids propre et la poussée ; le signe des moments est donc celui de la fonction Z . Avec les conventions de signes adoptées, pour le sens des moments, les valeurs négatives de Z , portées au-dessus de l'axe des X sur la figure 2, correspondent aux moments de flexion qui tendent à aplatir le tube, les valeurs positives de Z correspondent aux régions renflées.

Si l'on porte les valeurs des moments, sur chaque point de la circonférence, et suivant les rayons, on obtient la courbe représentée fig. 3, l'épaisseur de la partie hachurée indiquant l'importance des flexions. Les moments négatifs (régions aplaties) ont été portés à l'intérieur du cercle, les moments positifs (régions renflées) à l'extérieur. Les points C, D, où la courbe coupe le cercle sont ceux pour lesquels les moments de flexion sont nuls. On voit qu'ils sont assez voisins des régions à 45 degrés, par rapport à l'horizontale.

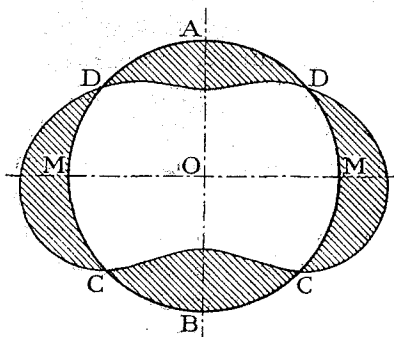


Fig. 3.

La plus grande valeur du moment a lieu au point inférieur B, où l'on a $Z = -0,440$, d'où :

$$M_B = -0,440 \left(pR^2 - \frac{1}{2} \delta R^3 \right)$$

Les valeurs de Z aux divers points de la circonférence ont été indiquées sur la courbe de la figure 2.

En divisant les moments fléchissants par le module de résistance de la section des parois, on obtient en chaque point le coefficient de travail dû aux flexions.

Il y a lieu d'y ajouter le travail dû aux efforts de compression, sous l'action du poids des parois et de la pression de l'eau (terme constant δH et terme variable $\delta \times CD$).

Ces efforts de compression varient en chaque point. Leur maximum a lieu à la partie inférieure du tube, leur minimum en haut. L'expression des efforts de compression totaux, en ces points, est la suivante :

Au sommet A :

$$Q_A = -\frac{1}{6} pR + \delta R \left[H + \frac{7}{12} R \right]; \quad (3)$$

A la base B :

$$Q_B = +\frac{1}{6} pR + \delta R \left[H + \frac{17}{12} R \right]. \quad (4)$$

Pratiquement, le premier terme, correspondant au poids propre des parois, est négligeable devant les deux autres. Et comme d'autre part la hauteur H peut varier entre certaines limites, et qu'elle n'est pas connue avec une grande précision, on pourra se borner à calculer l'effort de compression maximum, à la base du tube, par la formule pratique approchée :

$$Q = \delta R (H + 2R).$$

En additionnant algébriquement, en chaque point des parois, les coefficients de travail dus aux flexions et aux compressions générales, on obtient les valeurs maxima du travail total.

2° Action des charges de terre. — La façon dont les terres chargent le tube, surtout avec des couches imprégnées d'eau et sans consistance, est assez controversée.

A notre avis, la charge d'une terre imprégnée d'eau, dont chaque élément peut être considéré comme entouré de liquide, est proportionnelle à la densité apparente de ce terrain dans l'eau, c'est-à-dire à sa densité réelle au mètre cube diminuée de 1 000 kg. C'est d'ailleurs ce qui est généralement admis.

Si cette terre est très fluide, les charges sur le tube augmenteront avec sa profondeur, si, au contraire, elle a une certaine tenue, la profondeur du tube n'aura plus autant d'importance. Elle pourrait même n'en avoir plus du tout, si l'on suppose des terres d'une tenue suffisante pour que si l'on supprimait le tube, par la pensée, cela ne se traduise que par un éboulement partiel qui ne se propage pas en hauteur. Enfin, avec des terres encore plus compactes, les couches du toit se soutiennent par elles-mêmes sans donner aucune surcharge sur le tube. Ces simples considérations suffisent pour montrer combien il est difficile de faire des hypothèses précises sur la charge éventuelle des terres sur les parois d'un tunnel tubulaire projeté, même avec des résultats de sondages et l'expérience de travaux analogues.

Supposons cependant que les données caractéristiques des terres que l'on va traverser soient bien connues, densité, angle de glissement, etc. Il faudra en déduire la valeur vraie des pressions élémentaires exercées sur les parois du tube. Cela ne peut se faire que par des calculs laborieux. Aussi devra-t-on se contenter, dans la pratique, de méthodes approchées d'une précision suffisante, ou donnant, en tous cas, des résultats par excès.

Au contraire, le terme constant de la pression ne donnera avec la forme circulaire que des efforts de compression sans flexions.

Mais, dès que l'on s'écarte quelque peu de cette forme, il se produit dans les parois des moments de flexion considérable, comme le montre l'application de la formule de Bélanger pour des sections elliptiques à peine exécutées. Aussi, sans pousser plus loin cette analyse, on peut en conclure qu'au point de vue des effets de la pression de l'eau, la forme circulaire est bien pratiquement la plus convenable.

Reste la question des charges de terres. Elles sont trop difficiles à déterminer, *a priori*, avec certitude, pour qu'il soit possible de rechercher une forme théorique appropriée à la nature des terrains. Cette recherche serait, d'ailleurs, illusoire, puisque la nature des terres variera généralement sur la longueur de l'ouvrage. Avec des terres surchargeant le tunnel d'une manière symétrique, des formes ovalisées ou elliptiques à grand axe vertical seraient évidemment préférables au cercle. Mais on ne devra y recourir qu'avec circonspection, car les formes elliptiques sont si désavantageuses pour les pressions d'eau, que l'on risque de perdre de ce côté, et au-delà, tous les avantages recherchés pour la charge des terres. Il en serait surtout ainsi pour des ouvrages traversant des couches aquifères sans cohésion, n'opposant pas de résistance aux déformations des tubes, et cela d'autant plus que les parois seraient plus minces et, par suite, moins rigides.

Ces considérations théoriques justifient donc l'emploi presque général de la forme circulaire pour la section des tunnels tubulaires à revêtement métallique, indépendamment des avantages pratiques qu'elle présente pour les facilités d'exécution et la rapidité du montage.

Les calculs qui suivent sont donc faits pour la forme circulaire, en considérant le cas où l'ouvrage est vide et soumis extérieurement à des pressions d'eau et des surcharges de terres. On analyserait les effets des pressions intérieures de l'eau, quand l'ouvrage est en charge, comme nous l'avons indiqué pour les conduites forcées.

CALCUL DES PAROIS

Suivant que le poids de l'ouvrage au mètre courant est supérieur ou inférieur à la poussée de l'eau, l'appui du tube sur les terrains environnants s'effectue par la base ou par le sommet (1). Ce dernier cas est le plus fréquent avec les revêtements métalliques, la poussée étant alors supérieure au poids propre.

Dans chacun de ces cas, nous étudierons successivement les effets du poids des parois et de la pression de l'eau, et les effets des charges des terres.

PREMIER CAS. — LE POIDS DU TUBE PAR MÈTRE COURANT EST SUPÉRIEUR À LA POUSSÉE DE L'EAU.

1° Action du poids propre des parois et de la pression de l'eau. — Le poids du tube au mètre courant étant supérieur à la poussée de l'eau, l'appui sur les couches de ter-

rain sousjacentes s'effectue suivant une zone que nous admettrons égale à la demi-circonférence inférieure (région hachurée de la figure (1)). Les moments fléchissants dans les parois et les efforts de compression se déduisent des formules que nous avons établies pour les conduites forcées, avec les changements de signe correspondant au changement de sens des efforts dus à la pression de l'eau, qui agit de l'extérieur vers l'intérieur, pour les tunnels tubulaires.

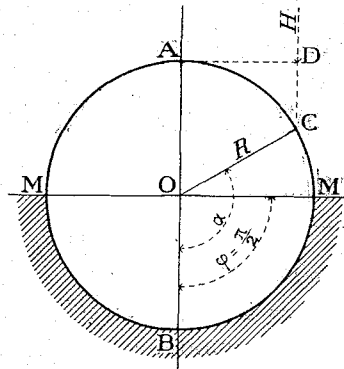


Fig. 1.

Soient : R le rayon moyen du tube, dont l'épaisseur est supposée faible par rapport au diamètre;

p le poids des parois, par mètre courant suivant la circonférence et par mètre courant de tube, c'est-à-dire le poids au mètre carré de revêtement;

H la hauteur d'eau correspondant à la pression, à la partie supérieure du tube. Dans le cas de la traversée sous un fleuve, cette hauteur n'est pas nécessairement égale à la profondeur du haut du tunnel au-dessous du plan des eaux du fleuve. Elle pourra être parfois moindre. C'est donc une valeur maxima que l'on adoptera toutes les fois que l'on n'aura pas de renseignements contraires précis, fournis par des sondages ou des travaux en terrains analogues ;

φ le demi-angle au centre de la région de parois appuyée contre le terrain. On a ici : $\varphi = \frac{\pi}{2}$;

δ poids du mètre cube d'eau, égal à 1000 kgs.

Un point quelconque C de la paroi sera défini par l'angle au centre α du rayon OC avec le rayon vertical inférieur OB . Au point C , la pression normale de l'eau est égale à $\delta(H + CD)$. Le terme δH , constant par tous les points de la circonférence, donne dans les parois des efforts de compression, sans flexions, dont l'intensité est δRH par mètre courant de paroi.

Le terme variable $\delta \times CD$, ainsi que le poids p , donnent à la fois des efforts de compression et des flexions.

Les moments de flexion M , dus à l'ensemble de ces deux groupes de forces, seront donnés par la formule générale

$$M = \left(pR^2 - \frac{1}{2} \delta R^3 \right) Z,$$

dans laquelle Z est une fonction trigonométrique de l'angle α définissant la position du point considéré.

L'appui du tube s'effectuant suivant la demi-circonférence inférieure MBM , si nous admettons que le terrain exerce sur le tube des réactions élémentaires verticales de bas en haut, d'intensité constante par mètre courant horizontal, dans la zone transversale d'appui de chaque section, la fonction Z est la suivante :

Pour la partie supérieure MAM :

$$Z = \left\{ \begin{array}{l} -\frac{1}{2 \sin \varphi} \left(\frac{\pi}{2} + \frac{3}{2} \sin \varphi \cos \varphi + \varphi \sin^2 \varphi \right) \\ \left(\pi - \alpha \right) \sin \alpha - \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sin^2 \varphi \right) \cos \alpha \end{array} \right\} \quad (2)$$

(1) Ou pour parler d'une manière plus rigoureuse, c'est vers la base du tube, ou vers son sommet, que les réactions élémentaires du terrain sur le revêtement sont les plus fortes.

Il y aura donc lieu de remplacer simplement Π par Π' dans les formules approximatives indiquées précédemment, pour tenir compte de l'action des charges de terres.

CAS PARTICULIER. — LE POIDS DU TUBE AU MÈTRE COURANT EST ÉGAL A LA POUSSÉE.

$$\text{La force ascensionnelle est } F = \frac{2\pi}{R} \left[-pR^2 + \frac{1}{2} \delta R^3 \right]$$

Si l'on a $F = 0$, c'est que $pR^2 = \frac{1}{2} \delta R^3$, le terme constant des formules (1) s'annule, et l'on a $M = 0$ pour tous les points de la circonférence.

Les moments de flexion dus au poids propre des parois et à la pression de l'eau sont donc *nuls en tous les points*.

Et l'on voit, d'après les formules générales des moments, que ce n'est qu'une conséquence d'un théorème beaucoup plus général qui peut s'énoncer ainsi :

Les moments de flexion dus au poids propre des parois et à la pression de l'eau sont proportionnels à la force ascensionnelle.

Le terme de force ascensionnelle est pris ici dans un sens généralisé, c'est la différence entre la poussée et le poids propre du tube, mais sans acception de signe, c'est donc la valeur absolue de la composante des forces verticales agissant sur le tube, quel que soit le sens de cette force.

Le cas de l'équilibre parfait est bien théorique. Néanmoins cela peut se rencontrer, avec des épaisseurs courantes, dans les parois pour des revêtements maçonnés.

CONCLUSIONS PRATIQUES

Puisque les moments de flexion dus au poids des parois et à la pression de l'eau sont proportionnels à la force ascensionnelle, on en conclut qu'il y a intérêt à *donner de la masse au tube* lorsque la poussée surpasse le poids propre, ce qui est le cas général, avec les revêtements métalliques.

Plus on se rapproche de l'équilibre parfait, plus les flexions sont réduites, et avec des revêtements maçonnés on peut même arriver à les annuler. Il n'y aurait pas lieu d'en conclure cependant à la supériorité générale de ce dernier type de revêtement sur le premier, car cet avantage devient secondaire, s'il y a des charges de terres donnant des flexions importantes. C'est une question à examiner dans chaque cas, les qualités de résistance et d'élasticité des matériaux étant trop différentes, dans les deux types de revêtement, pour que l'on puisse formuler une règle générale.

Ces considérations théoriques nous donnent, cependant, une justification assez inattendue de l'habitude très générale que l'on a de garnir d'un remplissage en mortier de ciment le vide intérieur entre nervures des panneaux boulonnés, avec les revêtements en fonte. On alourdit ainsi notablement le poids des parois, et les flexions s'en trouvent réduites dans des proportions appréciables.

Pour nous en rendre compte, nous examinerons, à titre d'exemple, le cas du tunnel de Blakwall, sous la Tamise.

Le diamètre extérieur du revêtement en fonte est de 3,23 m.

Dans la partie de l'ouvrage où il est le plus robuste, l'épaisseur du métal est de 50 mm, la longueur des anneaux

est de 760 mm, et les nervures de boulonnage ont 300 mm. de profondeur, avec 76 mm d'épaisseur à la base et 50 mm au bord intérieur.

Le poids d'un anneau complet est de 16 765 kgs, et le poids p au mètre courant de circonférence, pour un mètre de longueur du tube (poids au mètre carré de revêtement), est $p = 850$ kgs environ.

On a rempli de béton de ciment les vides entre nervures, de manière à les recouvrir et à constituer une surface cylindrique continue que l'on a garnie de carreaux émaillés.

Le diamètre intérieur est ainsi réduit à 7,39 m., soit une épaisseur totale de paroi de 0,42 m, comptée à partir de la surface extérieure du revêtement en fonte.

Nous évaluerons approximativement le poids de ce remplissage à 650 kgs par mètre carré de revêtement, ce qui donne un poids total de parois :

$$p' = 850 + 650 = 1\,500 \text{ kg au mètre carré environ.}$$

Or, la force ascensionnelle est proportionnelle à :

$$-p + \frac{1}{2} \delta R,$$

soit ici :

$$-850 + \frac{1}{2} \times 1\,000 \times 4,115 = 1\,208 \text{ sans le remplissage,}$$

$$-1\,500 + \frac{1}{2} \times 1\,000 \times 4,115 = 588 \text{ avec le remplissage.}$$

Et le rapport des flexions dues au poids propre et au poids des parois, dans les deux cas est égal à : $\frac{588}{1\,208} = 0,46$.

La présence du remplissage a donc pour effet de réduire ces flexions de plus de moitié.

L'amélioration totale, pour l'ensemble des flexions dans les parois sera évidemment moindre, puisque cette réduction ne porte que sur les effets du poids des parois et de la pression de l'eau. Elle n'en demeure pas moins très notable.

Avec les revêtements métalliques en fonte, la question des *joints* boulonnés mérite également d'être examinée de près, car ce sont des points faibles dans les parois.

Les déformations transversales du tube peuvent fatiguer d'une façon anormale les joints longitudinaux. Les joints transversaux ne travaillent que si la stabilité générale de l'ouvrage, sous l'action des poussées, n'est pas assurée dans toutes ses parties par la prépondérance des charges verticales, ce qui est un cas exceptionnel.

L'on a généralement soin de décroiser les joints longitudinaux, dans les anneaux successifs du revêtement, pour les grands diamètres de souterrains, ce qui annule presque entièrement les déformations élastiques.

Quelques expériences ont été faites pour se rendre compte de l'importance pratique de ces déformations, et nous lisons dans l'ouvrage de M. Legouéz, ingénieur des Ponts et Chaussées, sur l'emploi du bouclier dans la construction des souterrains :

« Qu'au souterrain de l'Hudson, où divers accidents se produisirent, on construisit, pour étudier la question, un anneau que l'on monta d'abord à plat sur le sol, en lui donnant la forme d'un cercle parfait, puis on serra avec soin les boulons de joint.

« On redressa ensuite l'anneau avec une grue, de manière à le mettre debout, et l'on reconnut qu'il s'aplatissait de 76 mm. sous son propre poids.

« On recommença à la rivière de l'Est le même essai, avec deux anneaux dont les joints furent alternés. On ne put constater d'aplatissement. Au moyen d'une vis de serrage on appliqua sur le diamètre vertical une force de 7 tonnes. Le diamètre vertical se réduisit d'environ 13 mm, et des fissures se déclarèrent par des trous de boulons. Cet abaissement est certainement beaucoup moindre, mais il ne faut pas oublier que le diamètre n'était que de 3,10 m, tandis qu'il était de 5,49 m à l'Hudson, et que le revêtement de ce dernier souterrain était notoirement trop faible ».

De ces expériences, il résulte que les revêtements métalliques sont assez défavorables, ce qui tient surtout à l'élasticité des joints longitudinaux et que ces déformations transversales sont importantes, si les joints longitudinaux ne sont pas alternés. Ils constituent alors des génératrices continues et affaiblies.

Il est vrai que l'élasticité des joints permet des déformations importantes sans grandes fatigues des panneaux et du boulonnage, et l'on pourrait se demander si le tube n'acquiesce pas ainsi une certaine souplesse qui lui permettrait de se déformer en quelque sorte à la demande des terrains environnants. Comme ces déformations sont limitées et très faibles, cela ne serait pas nécessairement fâcheux. S'il en résultait une répartition meilleure des réactions du terrain sur les panneaux du revêtement, et un portage plus égal des terres autour du tube, cette souplesse du tube pourrait même être avantageuse.

Mais la nature des terrains traversés varie suivant la longueur de l'ouvrage, et sur la seule hauteur du tube on peut rencontrer des couches très variables. Il suffit de remarquer que les anneaux du revêtement sont solidaires les uns des autres, par le boulonnage des joints transversaux, pour constater qu'il n'y a aucun avantage à ce qu'ils soient déformables, puisque la déformation qui conviendrait le mieux pour un anneau ne serait pas la même que celle qui convient à l'anneau voisin.

Enfin, la souplesse ne peut être obtenue que par un serrage imparfait des boulons de joint, ce qui aurait des inconvénients au point de vue de l'étanchéité. Et même si ce serrage s'effectue en plusieurs fois, de manière à laisser les petites déformations se produire, il aura toujours, au cours du montage, une fatigue initiale dans les joints qui ne permettrait pas de déformations ultérieures sensibles sans fatigues anormales des boulons et des nervures.

L'alternance des joints longitudinaux dans les anneaux successifs réduit considérablement les fatigues dans les joints, qui se trouvent renforcés par la rigidité des panneaux voisins. Et l'on peut alors ne pas se préoccuper des fatigues dans le boulonnage, en calculant la résistance des panneaux, de manière à ce que chaque anneau travaille à un coefficient admissible, sous l'action des flexions correspondant à une longueur du tube égale à celle de deux anneaux du revêtement. Si l'on ne décroise pas les joints longitudinaux, on risque d'avoir des coefficients de travail très élevés dans le boulonnage des joints, les nervures, et les matières plastiques qui sont parfois interposées pour assurer l'étanchéité, et la butée des terres maintient seule l'équilibre de l'ensemble des panneaux composant la section.

Indépendamment des considérations pratiques qui font

rechercher le plus possible l'indéformabilité des sections de l'ouvrage pour la rigidité propre des parois, c'est donc avec raison que l'on s'efforce de l'obtenir.

DIFFÉRENTS TYPES DE REVÊTEMENTS

REVÊTEMENT EN FONTE.

Il n'y a rien de particulier à noter sur les avantages bien connus du revêtement en fonte : facilité d'exécution des panneaux, rapidité et sécurité du montage, facilité relative pour obtenir l'étanchéité avec des pressions d'eau assez fortes ; déblais réduits au minimum grâce à la faible épaisseur des parois.

Par contre, ce revêtement est coûteux dans les pays où la fonte n'est pas à très bas prix, par suite des tonnages élevés de métal auxquels on arrive et, d'autre part, les joints sont des points faibles dont l'élasticité peut rendre le revêtement déformable, si l'on ne décroise pas les joints longitudinaux des anneaux successifs.

L'on interpose fréquemment dans les joints des matières plastiques assurant l'étanchéité : feuilles de plomb, plaques de bois créosoté, mastics divers. Les fatigues produites par les flexions, dans le boulonnage des joints, sont, par suite, atténuées dans une certaine mesure, mais la matière interposée dans les joints peut être alors comprimée à des coefficients d'autant plus élevés que ces compressions varient dans l'épaisseur du joint, leur valeur maxima ayant lieu vers un des bords.

Il est vrai que des matières comprimées dans l'épaisseur d'un joint ont des qualités de résistance toutes spéciales, ainsi que cela résulte des expériences qui ont été faites sur le mortier des joints maçonnés.

C'est ce qu'on a désigné sous le nom de résistance à l'enlèvement, pour indiquer que l'adhérence des surfaces en contact donne des frottements latéraux, sous l'action de la pression, qui enlacent en quelque sorte la matière comprimée, en l'empêchant de fuir latéralement, lui communiquant ainsi des propriétés nouvelles, par ce phénomène analogue au frettage.

Malgré tout, les flexions peuvent fatiguer les joints et leurs boulons. Ces derniers, étant composés de matières de choix, fer ou acier doux, c'est plutôt les nervures qui seraient exposées à se rompre. Aussi est-ce une bonne précaution de les armer de petites nervures perpendiculaires, de forme triangulaire, qui les relient au corps de la plaque, à intervalles rapprochés.

Avec l'acier moulé au lieu de la fonte, on pourrait réduire les épaisseurs et, par suite, le tonnage, tout en bénéficiant des avantages d'une résistance supérieure, et de l'absence de fragilité de l'acier, ce qui peut éviter des ruptures dans le cas de chocs accidentels ou d'efforts anormaux, notamment en cours de montage. Mais le prix plus élevé de l'acier moulé ne permet pas de réaliser une économie, malgré la réduction de tonnage qui en résulte. Comme d'autre part les joints boulonnés, qui sont des points faibles dans les parois, sont toujours constitués d'une manière analogue dans les deux cas, le remplacement de la fonte par l'acier moulé ne paraît pas donner d'avantages en rapport avec l'augmentation du prix du revêtement.

REVÊTEMENT EN FER OU EN ACIER LAMINÉ.

Ce type de revêtement convient bien pour les petits ouvrages.

Il en existe peu d'exemples pour de grands diamètres; cependant, on l'a tenté à Berlin, pour un tunnel sous la Sprée, et les résultats ont été, paraît-il, satisfaisants, au point de vue de la résistance aux pressions extérieures, et de l'étanchéité.

Il est d'ailleurs possible, avec le fer ou l'acier laminé, de réaliser des sections de panneaux d'une résistance et d'une rigidité comparables à celles des revêtements en fonte, et avec une économie sur le tonnage qui compense le prix plus élevé des matières.

Le diamètre extérieur du tunnel sous la Sprée est de 4 m.; le revêtement est en fer, et ne pèse que 1 800 kgs au mètre courant, ce qui est peu, pour un tel diamètre. Le revêtement est constitué par des anneaux de 650 mm. de longueur, formés de panneaux en tôle de 10 mm d'épaisseur, dont les nervures ont 100 mm de hauteur et 10 mm d'épaisseur également.

Comme un tel revêtement serait très déformable, on en augmente la rigidité par l'interposition, dans les joints transversaux, d'une tôle de 15 mm d'épaisseur, qui déborde de 50 mm vers l'extérieur, et est en retrait de 15 mm du côté intérieur du joint. Ce vide intérieur est rempli ensuite de ciment, pour assurer l'étanchéité. Les joints de cette tôle circulaire de renforcement sont alternés avec les joints longitudinaux des panneaux voisins. Une injection de mortier de ciment, au travers du revêtement, assure le portage contre les terrains environnants.

Malgré tout, cela paraît bien flexible, et les joints sont toujours des régions affaiblies du revêtement.

Nous pensons que pour des ouvrages de cette importance une disposition meilleure consisterait à raidir chaque anneau du revêtement par une armature en tôles et cornières disposée en son milieu (fig. 5).

Cette armature ferait corps avec les panneaux, auxquels elle serait rivée par tronçons de même longueur. Après le montage de chaque anneau, on relierait par des assemblages rigides les extrémités des tronçons de cette armature, qui formerait alors un cercle continu assurant l'indéformabilité de l'anneau.

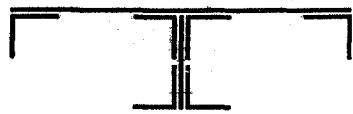


Fig. 5.

La tôle des panneaux serait bordée de cornières sur tout son pourtour, pour le boulonnage des panneaux entre eux. L'étanchéité serait complétée par l'interposition de feuilles de plomb ou de bois créosoté dans les joints. Des équerres et goussets assureraient l'indéformabilité des angles. Tous les fers seraient ensuite enrobés, vers l'intérieur, dans un remplissage en mortier de ciment, recouvrant de quelques centimètres les bords intérieurs des joints, et l'on exécuterait par-dessus une chape intérieure continue.

L'épaisseur totale des parois est à peine supérieure à celle du revêtement correspondant en fonte et, avec un tonnage moitié moindre, on réalise aisément des sections de parois ayant sensiblement même moment d'inertie. Comme le travail dû aux compressions générales est toujours très faible, il reste encore, avec l'acier doux, une marge de sécu-

rité bien plus grande qu'avec la fonte pour la résistance aux efforts de flexion.

REVÊTEMENT MAÇONNÉ.

Tout a été dit sur les avantages réciproques des revêtements en fonte et en maçonnerie. Ce dernier se prête mieux à l'exécution de sections à courbures variables, de forme quelconque, et il est très économique dans certaines circonstances, mais il voit ses avantages diminuer à mesure que les pressions extérieures, et surtout les pressions d'eau, augmentent.

On peut compléter l'étanchéité par une chape intermédiaire construite dans l'épaisseur des maçonneries.

Néanmoins cette chape est d'une exécution délicate et son efficacité est, par suite, contestable. Pour de fortes pressions, l'étanchéité est assurément plus facile à obtenir avec le revêtement métallique.

Il n'y a d'indécision que pour juger à quel moment le revêtement métallique devient plus avantageux que le revêtement maçonné, ce qui ne peut être tranché, dans chaque cas, que par une étude comparative complète, où entrent trop d'éléments variables pour qu'on puisse formuler une règle générale.

Notons, à l'avantage du revêtement maçonné, qu'il est continu, sans régions affaiblies, comme le sont les joints boulonnés des revêtements en fonte, et qu'il donne plus de masse aux ouvrages, ce qui peut être intéressant dans certains cas, comme nous l'avons vu.

REVÊTEMENT EN BÉTON ARMÉ.

Indépendamment des avantages généraux du béton armé, qui le font préférer aux constructions métalliques dans bien des circonstances, et au premier rang desquels il faut évidemment placer l'économie qui en résulte, son emploi paraît présenter des avantages particuliers pour la construction des tunnels tubulaires.

En effet, on peut réaliser avec le béton armé des parois relativement minces, résistantes et rigides, et s'affranchir, en outre, de la sujétion des joints et des inconvénients qu'ils présentent au point de vue de la résistance.

On arrive ainsi à constituer des parois monolithes, présentant une résistance continue dans les deux sens, longitudinalement et transversalement, et sous des épaisseurs assez réduites pour que le cube des déblais ne soit pas sensiblement augmenté par rapport à celui du revêtement métallique, infiniment plus coûteux.

Avec le béton armé, il devient facile, en outre, en cours d'exécution, de proportionner la résistance du tube aux pressions extérieures qu'il supporte, suivant la nature des couches de terrains traversées.

Dans les régions du souterrain où l'on reconnaît que les pressions sont plus fortes que ce qu'on avait prévu, on renforcera les parois par une augmentation du dosage en ciment et par des armatures plus robustes. Si l'on trouve, au contraire, des couches de terrains compactes, non aquifères, on réduit les épaisseurs et l'on diminue la section des armatures dans cette partie du tunnel.

Ces modifications n'entraînent aucune sujétion de construction, tandis que le même résultat ne serait obtenu, avec le revêtement métallique, que par un grand nombre de

panneaux de types différents, dont les proportions devraient être déterminées à l'avance et pourraient, par suite, ne pas correspondre aux quantités nécessaires. Avec le béton armé il devient, en somme, possible de construire le tube exactement à la demande des terrains. C'est donc, assurément, une solution rationnelle et économique, et dont les avantages doivent être mis en balance, dans chaque cas, avec les difficultés d'exécution plus grandes qui peuvent en résulter.

C. BIRAULT,

Ingénieur des Arts et Manufactures.

Dispositifs de Sécurité pour Canalisations électriques

A HAUTE TENSION

Un des plus graves inconvénients des lignes aériennes à haute tension réside principalement dans l'éventualité d'une rupture pouvant amener les conducteurs à venir en contact avec les passants.

De telles ruptures, peu à craindre pour les canalisations principales de gros diamètre, sont plus fréquentes pour les dérivations de moindre puissance et, partant, de faibles sections.

Les filets de protection sont lourds, encombrants et onéreux. Leur emploi est forcément limité à une faible fraction de la ligne : croisements de routes ou de voies ferrées.

Un dispositif automatique de mise à la terre à placer sur chaque poteau, est, à cause du grand nombre d'appareils à installer, coûteux, d'un entretien difficile et, par suite, inefficace.

Dans son numéro de décembre 1904, *La Houille Blanche* a publié une note de M. L. NEU à l'Académie des Sciences, séance du 31 octobre, sur un dispositif de sécurité pour canalisations électriques à haute tension. Nous allons donner aujourd'hui quelques détails complémentaires sur les appareils qui permettent de réaliser les conditions de sécurité indiquées dans la dite note, et sur quelques expériences pratiques auxquelles ont été soumis ces appareils qui sont construits par la Société Industrielle des Téléphones.

Le dispositif employé consiste à munir la ligne, à son origine, d'un disjoncteur qui entre automatiquement en action si l'un des conducteurs vient à se rompre; bien appliqué et bien entretenu, il fait disparaître les chances d'accidents.

Nous allons indiquer ici l'application de ce système au cas du courant triphasé; de légères variantes en permettent l'emploi pour le monophasé ou le continu.

L'actionnement du disjoncteur peut être obtenu par deux procédés distincts, suivant que l'on désire avoir un seul de ces appareils à la station centrale ou un à l'origine de chaque branchement.

Dans le premier procédé, le disjoncteur D (fig. 1) est mis en action par un relais R, alimenté par le secondaire d'un transformateur T, dont le primaire est relié d'une part à un point neutre N de la distribution et, d'autre part, à la terre, cette dernière liaison étant faite soit directement, soit par l'intermédiaire d'un parafoudre P, à faible distance d'éclatement.

A l'extrémité de la ligne on réunit également le point neutre N' à la terre, directement ou par l'intermédiaire

d'une résistance ou d'une bobine de self-induction S et d'un parafoudre à faible distance d'éclatement.

Les deux points neutres de tête et d'extrémité de ligne sont ainsi sensiblement au même potentiel, tant que les trois fils sont intacts, quels que soient les débits respectifs des trois phases, car l'alternateur-générateur maintient à l'origine des tensions sensiblement égales sur les trois phases, et les pertes en ligne ne sont qu'une faible fraction de la tension totale.

Si l'un des fils casse (1 par exemple), il se produit immédiatement, entre les deux points neutres d'origine et d'extrémité de ligne, une différence élevée de potentiel; le relais entre en action et le disjoncteur s'ouvre.

Des essais faits à la Compagnie des Chemins de fer du Nord sur une ligne triphasée à 3500 volts, à la Station Centrale de Valenciennes, sur une ligne à 5000 volts et, tout récemment, à la Compagnie de l'Ouest-Lumière sur une ligne monophasée à 2800 volts, ont montré qu'il n'y a pratiquement aucune différence de temps entre l'instant de la rupture de la ligne et l'instant de l'ouverture du disjoncteur.

Le dispositif ci-dessus décrit, placé en tête de la ligne, présente de plus l'intérêt suivant :

Si l'isolement d'un des fils de ligne tombe à une faible valeur, il se produit, comme dans le cas précédent, une circulation de courant entre le défaut d'isolement et le point neutre de tête de ligne, le disjoncteur s'ouvre.

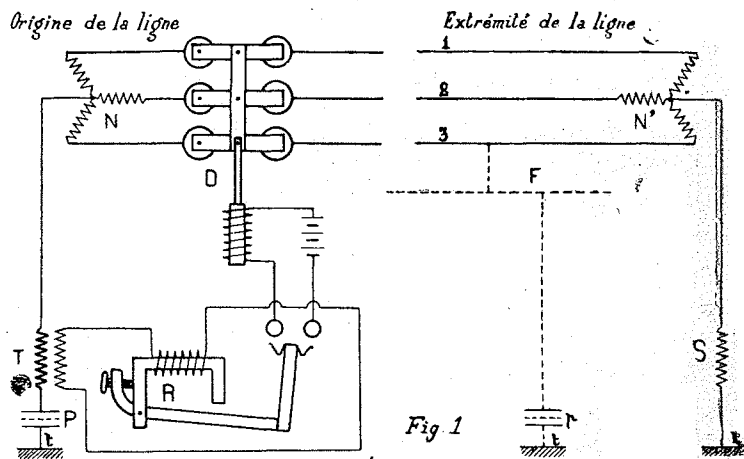


Fig 1

S'il se produit un contact accidentel entre un des conducteurs à haute tension et un fil téléphonique ou télégraphique F, muni, comme c'est toujours le cas, d'un parafoudre à faible distance d'éclatement p, l'ouverture du disjoncteur se produit encore instantanément, rendant ainsi le contact inoffensif.

Il en est de même lorsqu'il se produit un contact entre la canalisation à haute tension et la canalisation secondaire à basse tension, celle-ci étant également munie de parafoudres à faible distance d'éclatement.

Dans le deuxième procédé, on place en tête de chaque ligne, ou branchement, un disjoncteur automatique à maximum, d'un des types courants, et on le règle à la manière usuelle; par exemple, pour s'ouvrir au cas où l'intensité du courant qui parcourt le branchement atteindrait le double de la valeur normale maxima.

A l'extrémité de ce branchement, on installe un appareil que nous désignerons sous le nom de court-circuiteur; cet appareil (fig. 2) comprend essentiellement trois tiges isolées G, solidaires d'une même barre d'accouplement B, et portant chacune une pièce de contact C, qui peut venir