

I

RÈGLEMENT DU 10 MAI 1927

DU

MINISTÈRE DES TRAVAUX PUBLICS

POUR LE

CALCUL ET LES ÉPREUVES

DES PONTS MÉTALLIQUES

ÉCOLE SPÉCIALE DES TRAVAUX PUBLICS
DU BATIMENT ET DE L'INDUSTRIE

M. LÉON EYROLLES, C. ✱, I., Ingénieur-Directeur

RÈGLEMENT DU 10 MAI 1927

du Ministère des Travaux Publics

POUR LE

CALCUL ET LES ÉPREUVES
DES PONTS MÉTALLIQUES

SUIVI DE

NOTES POUR SON APPLICATION

par M. BOLL

Ancien élève des Arts et Métiers
Ingénieur spécialiste en constructions métalliques

PARIS

ÉCOLE SPÉCIALE DES TRAVAUX PUBLICS
Rue Du Sommerard, Rue Thénard et Boulevard Saint-Germain

1931

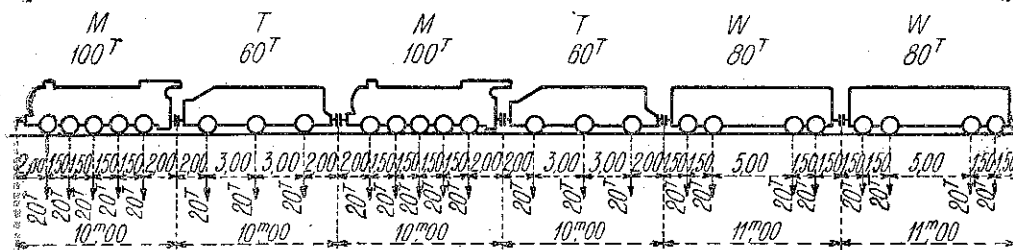
PROPRIÉTÉ DU DIRECTEUR DE L'ÉCOLE
Tous droits réservés

CHAPITRE PREMIER

PONTS-RAILS SUPPORTANT DES VOIES FERRÉES DE LARGEUR NORMALE

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
§ 1^{er}. — <i>Bases des calculs de stabilité</i>	
ARTICLE PREMIER. — Charge permanente. — On introduira dans les calculs la charge permanente effective, et il en sera justifié.	ARTICLE PREMIER. — Pour les ouvrages de types courants, on pourra évaluer la charge permanente soit d'après l'exemple d'ouvrages existants, soit à l'aide de tableaux numériques, de formules expérimentales ou d'abaques. Ce mode de justification sera également admis dans les avant-projets sommaires qui ne comportent pas d'avant-métré détaillé. Suivant l'usage, la charge permanente pourra être supposée à répartition uniforme, à moins qu'il n'en puisse résulter d'erreur sensible par défaut sur les efforts à calculer.
ART. 2. — Surcharges. — La surcharge à introduire dans les calculs sera constituée par un train-type, composé de deux machines avec tenders, placées en tête et suivies de wagons chargés. Les dimensions et les poids des machines, des tenders et des wagons sont indiqués sur le tableau et la figure ci-après *.	ART. 2. — * La locomotive, le tender et le wagon chargé dont on a formé le train-type diffèrent sensiblement des véhicules actuellement en service sur les chemins de fer français. Il a paru utile de réserver une certaine marge d'avenir. Les auteurs des projets sont autorisés, dans le but de rendre leurs calculs plus faciles, ou plus clairs, à remplacer le train-type par une surcharge virtuelle à répartition continue qui soit au moins aussi défavorable que le train-type lui-même.

RÈGLEMENT		COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES	
DÉSIGNATION	MACHINE	TENDER	WAGON CHARGÉ 2 boggies
Longueur totale	10 mètres	10 mètres	11 mètres
Nombre d'essieux	5	3	4
Ecartement de deux essieux consécutifs.	1 m 50	3 mètres	1 m 50
Distance d'un tampon à l'essieu voisin.	2 mètres	2 mètres	1 m. 50
Charge par essieu.....	20 tonnes	20 tonnes	20 tonnes
Poids total	100 tonnes	60 tonnes	80 tonnes
Poids moyen par mètre de longueur...	10 tonnes	6 tonnes	7 t 270



Pour les ponts à double voie on envisagera l'hypothèse de deux trains-types marchant côte à côte dans le même sens.

La position, la longueur et la composition des convois formés avec le train-type seront choisies, dans chaque cas, de manière à réaliser les efforts maxima dans les différents éléments de l'ouvrage. Dans certains cas on devra envisager la simple traction. On exclura toutefois l'hypothèse de coupures dans les convois; mais, le cas échéant, on recherchera si l'intercalation de wagons vides n'est pas susceptible de produire des efforts plus considérables qu'un convoi sans coupure ne comprenant que des wagons chargés. Les wagons vides seront supposés dans ce cas peser 1.250 kilos au mètre courant.

Il y aura lieu de substituer aux élé-

RÈGLEMENT		COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES	
ments constitutifs du train-type les machines, tender et wagons en service, ou à envisager dans un avenir prochain, sur le réseau auquel appartiendra l'ouvrage à construire, dans le cas où il résulterait de cette substitution, une aggravation des efforts supportés par les différentes parties de l'ouvrage. On tiendra compte des effets dynamiques dus aux chocs des surcharges et à la rapidité de leur intervention en majorant les poids des essieux du train-type adopté dans les calculs. Le coefficient de majoration applicable à une pièce de tablier, à une poutre, ou à une travée de poutre, sera donné par la formule : $I + \alpha + \beta = I + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{I + 4 \frac{P}{S}}$ dans laquelle L représente la longueur exprimée en mètres, de cette pièce de tablier, de cette poutre ou cette travée de poutre; P le total des charges permanentes qu'elle supporte, y compris son poids propre; S le poids maximum des surcharges qu'elle peut être appelée à supporter au total **. ART. 3. — Pression du vent. — On admettra que la pression maxima du vent sur une surface verticale peut s'élever à 250 kilos par mètre carré, mais que la pression maxima compatible avec la circulation des trains est limitée à 150 kilos par mètre carré *. On assimilera le matériel roulant du en arrière du plan vertical formé par les parties évidées d'une poutre, est égale à la pression qui s'exerce en avant multipliée par le rapport des vides à la surface totale de ces mêmes parties, en élévation **. On assimilera le matériel roulant du chemin de fer à un écran rectangulaire plein de 3 mètres de hauteur dont le côté inférieur serait situé à 0 m. 50 au-dessus du rail. La longueur de cet écran est déter-		** Quand il s'agira d'une pièce de tablier la charge P et la charge S qui lui sont applicables se détermineront d'après la règle courante qui suppose les longerons discontinus et simplement appuyés sur les pièces de pont. Quand il s'agira des poutres maîtresses d'un pont d'une seule travée, c'est-à-dire compris tout entier entre ses deux appuis, la longueur L sera la distance entre appuis, la charge P sera le poids total de l'ouvrage et la surcharge S sera le total des essieux pouvant se trouver simultanément sur son tablier. Le coefficient de majoration obtenu avec ces valeurs s'appliquera à tous les éléments desdites poutres maîtresses. Quand il s'agira des poutres maîtresses d'un pont divisé en plusieurs travées par une série d'appuis intermédiaires, on appliquera la même règle à chacune des travées, considérée comme si elle était seule. ART. 3. — * Les pressions maxima du vent, inscrites dans le Règlement, ont été largement évaluées; elles tiennent compte implicitement des majorations dues aux rafales. On pourra cependant s'en écarter en plus ou en moins, dans certaines circonstances exceptionnelles, et il devra alors en être justifié. ** Un tablier de pont sera habituellement considéré comme une poutre pleine, au moins dans la hauteur comprise entre le niveau des rails et le dessous des longerons, ou des pièces de contreventement. *** Ces circonstances exceptionnelles peuvent se rencontrer, notamment pour les piles et pylônes métalliques.	

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
minée dans chaque cas de manière à réaliser les efforts maxima. Lorsqu'il s'agira de vérifier l'équilibre statique de l'ensemble du tablier, ainsi que celui des piles métalliques, s'il y a lieu, on envisagera l'hypothèse d'un train uniquement composé de wagons vides, pesant 1.250 kilos au mètre, courant et couvrant toute la longueur de l'ouvrage. La direction la plus défavorable du vent est supposée perpendiculaire à l'axe du chemin de fer, sauf circonstances exceptionnelles ***. ART. 4. — Effets de la température. Influences diverses. — Toutes les fois que l'ossature d'un ouvrage métallique ne pourra se contracter ou se dilater librement, il sera tenu compte de l'influence des changements de température sur ses conditions de stabilité*. Quand les efforts supportés par les éléments d'un pont métallique en service pourront être aggravés par une cause différente de celles énoncées précédemment, il appartiendra aux ingénieurs de discerner cette cause, d'en apprécier le rôle et l'importance, et de la faire intervenir dans les calculs de stabilité. Si cette cause se rattache à la surcharge, ses effets seront ajoutés à ceux dus au poids de la dite surcharge. Il en sera de même pour le vent**. ART. 5. — Montage des ponts. Lance-ment. Manœuvre des ponts mobiles. — Toutes les fois que les opérations de montage et de mise en place d'un pont, prescrites ou prévues dans le projet, seront susceptibles de déterminer dans certains éléments des efforts supérieurs à ceux qu'ils auraient à supporter dans l'ouvrage en service, on devra établir des calculs de résistance justificatifs à ce sujet.	ART. 4. — * Il conviendra de justifier la valeur admise dans les calculs pour l'écart maximum de température par rapport à la moyenne. En général, sous le climat de la France, on peut tabler sur un écart de $+ 27^{\circ}$ qui, pour l'acier et la fonte employés dans la construction des ponts, correspond sensiblement à une dilatation ou à une contraction linéaire de $+0,0003$, soit trois dixièmes de millimètre par mètre. ** La prescription du Règlement, relative aux influences diverses, vise principalement les ouvrages exécutés dans des conditions exceptionnelles : ponts courbes, défaut d'invariabilité dans la direction horizontale ou la direction verticale d'appuis sur piles ou culées que le calcul théorique suppose absolument fixes, etc. Dans le calcul d'un pont biais, ou d'un pont portant une voie en courbe, on tiendra compte de la dissymétrie des surcharges, etc. ART. 5. — * Il sera toutefois loisible aux Ingénieurs de confier cette tâche à l'entrepreneur par une clause du Cahier des Charges, laissant toute latitude à celui-ci pour le choix d'un procédé de montage, ou bien le chargeant des études en vue d'un procédé déterminé. C'est alors à l'entrepreneur qu'il incombera de formuler, avec calculs de stabilité à l'appui, s'il est nécessaire, ses propositions pour le montage et la mise en

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
Il en sera ainsi notamment quand la mise en place devra s'opérer par lancement*. Cette prescription vise, d'une manière générale, toutes les circonstances anormales ou temporaires qui seraient de nature à modifier dans un sens défavorable les conditions de stabilité du pont, en dehors du service normal. Elle s'applique en particulier à la manœuvre des ponts mobiles, pendant laquelle le passage des trains est suspendu. § 2. — Conduite des calculs ART. 6. — Equilibre statique. Equilibre élastique. — Il sera justifié de la stabilité du pont, au point de vue de l'équilibre statique, toutes les fois que les causes extérieures agissant sur lui paraîtront susceptibles de provoquer un déplacement anormal de l'ensemble ou d'une partie de l'ouvrage par translation ou rotation*. En ce qui touche l'équilibre élastique, on calculera les efforts subis par les divers éléments de l'ossature métallique, et l'on s'assurera que la fatigue, correspondant pour chacun à l'effort maxima qu'il aurait à supporter, ne dépasse pas la limite de sécurité dont il sera parlé dans les articles 11 et suivants. Les calculs seront effectués conformément aux principes et par les procédés de la résistance des matériaux**. ART. 7. — Section brute et section nette. — Le calcul de la fatigue du métal sera basé sur la section nette de chaque pièce, obtenue en retranchant de la section brute les vides tels que trous de rivets et de boulons.	place, et de les soumettre à l'acceptation des Ingénieurs. ART. 6. — * Les clauses extérieures visées dans cet article sont celles énumérées dans les articles 1, 2, 3 et 4 et, mais seulement en ce qui touche la manœuvre des ponts mobiles, dans l'article 5. Les ingénieurs indiqueront le coefficient de sécurité qu'ils auront jugé convenable d'admettre. Pour les ponts fixes, ce coefficient devra, autant que possible, n'être pas inférieur à 1,5, mais des circonstances particulières pourront justifier, le cas échéant, un relèvement notable de ce minimum. ** Aucune méthode particulière, numérique ou graphique, n'est prescrite ou recommandée. Les Ingénieurs ont toute latitude pour procéder comme ils le jugeront convenable. Si toutefois la marche suivie comportait une innovation sur les errements consacrés par la pratique, ils auraient à justifier que leur méthode offre toute garantie au point de vue de l'exactitude et de la précision des résultats. ART. 7. — Dans les projets sommaires, il sera loisible aux Ingénieurs de baser le calcul de la fatigue sur la section brute, sans déduction des vides, à la condition de multiplier le résultat obtenu par un coefficient de majoration convenable.

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
ART. 8. — Fatigue du métal. — On calculera pour chaque pièce, ou section de l'ossature métallique, les efforts <i>principaux</i> dus aux causes énumérées dans les articles 1^{er}, 2, 3, et, le cas échéant, dans l'article 4. S'il y a lieu d'appliquer les prescriptions de l'article 5, les calculs correspondants seront faits à part. S'il s'agit des barres de triangulation des poutres principales, on calculera en outre obligatoirement les suppléments d'efforts qui pourraient résulter pour elles de dispositions imparfaites consenties pour des raisons quelconques, telles notamment que le défaut de symétrie des barres par rapport au plan moyen de la poutre et l'excentricité des efforts qui en résulte*. Quant aux suppléments d'efforts dus à la rigidité des attaques de ces barres sur les membrures, ou à défaut de convergence des axes des pièces dans le plan moyen des poutres, il sera loisible, à défaut de calcul direct et si l'on ne s'est pas écarté des dispositions ordinaires de la pratique, d'en tenir compte en frappant les efforts principaux d'une majoration de 1/10^e**. En ce qui concerne les pièces des tabliers, on devra, dans leur calcul, tenir compte des encastrements partiels qui sont susceptibles de se produire à leurs extrémités***. Après avoir opéré ces diverses déterminations, on calculera, conformément aux principes de la Résistance des Matériaux, les valeurs de la fatigue du métal, que l'on exprimera en kilogrammes par millimètre carré. On fera usage des notations suivantes, pour un même élément d'ouvrage et un même genre de fatigue : <i>c</i> désignera la fatigue sous la charge permanente (art. 1^{er}); <i>d</i> désignera la fatigue sous surcharge majorée (art. 2); <i>v</i> désignera la fatigue sous l'action du vent à 150 kilos (art. 3);	ART. 8. — * Pour l'évaluation des efforts secondaires dus à l'excentricité, on pourra admettre que le moment de flexion maximum <i>M</i> dû à une force <i>F</i>, d'excentricité <i>b</i>, est donné par les formules suivantes : 1° Pièces comprimées : $M = \frac{Fb}{\cos x + \delta \frac{\sin x}{x}};$ 2° Pièces tendues : $M = \frac{Fb}{1 + \delta \frac{\tanh x}{x}}.$ Dans ces formules, on a : $x = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{F}{EI}},$ <i>l</i> désignant la longueur de la pièce et <i>I</i> son moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion. Quand à δ, c'est un coefficient dépendant des conditions de liaison et de rigidité de la pièce considérée et des pièces qui lui transmettent la force <i>F</i>. Il peut varier de zéro (cas d'articulations simples) à l'infini (cas d'encastrements parfaits). Faute de déterminations plus exactes, on pourra se contenter d'apprécier si les conditions dans lesquelles se trouvent les attaches équivalent soit à un encastrement parfait, soit à un demi-encastrement, au sens où l'on entend ces expressions dans l'application des règles relatives au flambement des pièces comprimées. Dans le premier cas se rangeront les attaches symétriques, avec âmes simples, ou doubles, ou celles pour lesquelles on aurait prévu des organes spéciaux de raidissement des âmes. On supposera alors δ très grand, et en conséquence <i>M</i> sera négligeable (tant que <i>F</i> restera inférieur à la charge critique de flambement). Dans le second cas pourront se ranger

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
<i>w</i> désignera la fatigue sous l'action du vent à 250 kilos (art. 3); <i>t</i> désignera la fatigue sous l'action de la température (art. 4).	toutes les attaches faites, au moyen de deux rangées de rivets au moins, d'un seul côté d'une âme simple, sans organes spéciaux de raidissement. On pourra prendre alors pour le coefficient δ la valeur $\frac{3\pi}{4} = 2,3$ environ. ** La majoration de 1/10^e indiquée par l'alinéa ci-contre n'est pas fixée impérativement. Quand des mesures spéciales auront été adoptées pour atténuer ce genre d'efforts secondaires, par exemple en réduisant la largeur en élévation des pièces de triangulation, on pourra proposer une majoration moindre, en en justifiant le bien-fondé. Par contre, il pourra être nécessaire d'adopter une majoration plus grande dans certains cas. *** Les pièces d'un tablier sont presque toujours assemblées à leurs extrémités d'une manière rigide avec d'autres pièces et il en résulte des moments d'encastrement souvent importants. Sans recourir à des calculs complexes, on peut, dans les circonstances ordinaires, appliquer les règles ci-après qui sont assez courantes. On calcule le moment fléchissant maximum qui se produirait dans la pièce si elle était simplement appuyée à ses deux extrémités et on admet que le moment réel d'encastrement atteint au moins 20 % et au plus 50 % de ce moment maximum. A chacune de ces hypothèses extrêmes correspondent des évaluations différentes pour les moments fléchissants réels, et on retient les plus forts résultats. C'est la première hypothèse qui intervient pour les sections de la région médiane de la pièce; c'est la seconde qui est à prendre en considération pour les régions des extrémités et en particulier pour les attaches. (Voir ci-après art. 10.)
ART. 9. — Pièces comprimées. — Toute pièce comprimée fera l'objet d'une vérification complémentaire destinée à justifier qu'elle n'est pas exposée à flamber.	ART. 9. — Aucun choix n'est imposé aux Ingénieurs en ce qui concerne la méthode à employer. Cependant, voici quelques indications pouvant leur être utiles :

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
	Soit l la longueur de la pièce comprimée; r son rayon de giration minimum; E le coefficient d'élasticité longitudinale du métal; N sa limite d'élasticité; R sa limite de rupture à la compression; R_1 sa limite de fatigue admissible (article 11 ci-après; ces quatre dernières quantités étant exprimées en kilogrammes par millimètre carré. La fatigue critique d'Euler, exprimée avec les mêmes unités, sera donnée par la formule : $C = m \pi^2 E \frac{r^2}{l^2}.$ dans laquelle m est un coefficient numérique dépendant du mode de fixation de la pièce à ses deux extrémités, et dont voici quelques valeurs courantes : $m = 1$ pour une pièce articulée à ses deux extrémités; $m = 4$ pour une pièce parfaitement encastrée à ses deux extrémités; $m = 2$ pour une pièce demi-encastrée à ses deux extrémités; $m = 2$ pour une pièce articulée à une extrémité et parfaitement encastrée à l'autre; $m = 1/4$ pour une pièce encastrée à une extrémité et libre à l'autre (mât). Ceci posé, la fatigue à la compression simple $\frac{F}{S}$, calculée en tenant compte de la section brute S, devra satisfaire aux conditions suivantes : A. Lorsqu'on se référera à la théorie d'Euler, il y aura lieu de distinguer trois cas : 1° Si $C < N$, l'inégalité à vérifier est : $\frac{S}{F} \leq C \times \frac{R_1}{R};$

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
	2° Si $N < C < 3R - 2N$, l'inégalité à vérifier est : $\frac{F}{S} \leq \frac{C + 2N}{3} \times \frac{R_1}{R};$ 3° Si $3R - 2N < C$, l'inégalité à vérifier se réduit à $\frac{F}{S} \leq R_1$. (Elle se trouvera toujours satisfaite si la pièce est convenablement calculée d'autre part; autrement dit, on admet qu'il n'y a alors aucune tendance à rupture prématurée par flambement.) B. Lorsqu'on se référera à la formule dite de Rankine, l'inégalité à vérifier sera, pour toutes les valeurs de C : $\frac{F}{S} \left(1 + \frac{N}{C} \right) \leq R_1.$
ART. 10. — Assemblages. — On calculera les efforts maxima auxquels seront soumis les assemblages mutuels des éléments de pont. On en déduira, pour les rivets, ou boulons, la fatigue au cisaillement, ou à l'extension (arrachement des têtes ou des écrous).	ART. 10. — Les dispositions à donner aux assemblages relèvent plutôt de la technique des constructions que de la théorie. Néanmoins, l'attention des Ingénieurs doit être appelée sur la nécessité d'apporter les plus grands soins à ce que les assemblages ne constituent pas des points faibles, et de soigner particulièrement les attaches des pièces du tablier, où l'on a reconnu souvent une plus grande fréquence dans la rupture ou le relâchement des rivets. Il est nécessaire d'étudier ces derniers assemblages en tenant compte des moments d'encastrement qui se produisent aux extrémités de ces pièces. (Voir commentaire de l'article 8 ci-dessus.)
§ 3. — <i>Justification de la stabilité</i>	
ART. 11. — Conditions de stabilité. — L'ouvrage sera considéré comme stable, au point de vue de l'équilibre élastique, d'une construction sans exception au ou de la fatigue du métal, si les valeurs des fatigues envisagées aux articles 8 et 10 satisfont aux conditions qu'expriment les inégalités suivantes : [1] $c + d + t \leq R_1;$	ART. 11. — La stricte application d'une règle uniforme à tous les éléments d'une construction sans exception aucune ne serait pas à l'abri de toute critique. Il doit être entendu que les Ingénieurs pourront se tenir au-dessous des limites de sécurité réglementaires pour certaines pièces de la construction et

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
[2] $c+d+t+v \leq R_2$; [3] $c+t+w \leq R_2$. Les lettres R_1 et R_2 désignent les limites de sécurité, ou les limites de fatigue admissibles; ces limites dépendent: 1° de la nature et de la qualité du métal employé; 2° du genre de fatigue envisagé: extension, compression, glissement ou cisaillement. Les plus usuelles d'entre elles sont définies aux articles 12 à 17 ci-après.	qu'ils devront être d'autant plus prudents qu'il s'agira de pièces plus essentielles pour la sécurité, ou de pièces dont le calcul manque de précision. Par contre, dans le cas où les Ingénieurs parviendraient, soit par des recherches théoriques plus approfondies, soit par des constatations expérimentales probantes, à fournir une évaluation plus approchée des efforts réels supportés par les éléments d'un pont dans les circonstances les plus défavorables, il ne leur serait pas interdit de proposer des limites de sécurité plus élevées que celles inscrites dans le Règlement; en justifiant que leurs propositions réservent une marge de sécurité convenable. Une grande réserve est recommandée en ce qui touche l'aggravation de fatigue dans les assemblages à rivets. Il pourrait être opportun, le cas échéant, de renforcer ces assemblages, sans en faire autant pour les pièces elles-mêmes qu'ils réunissent. Aucune limite de sécurité n'est imposée pour les opérations de montage et de mise en place des ponts (art. 5). Il appartiendra aux Ingénieurs et aux Constructeurs de formuler des propositions à cet égard. Mais il doit être entendu qu'en aucun cas on ne pourra dépasser la limite d'élasticité du métal.
ART. 12. — Acier laminé ou moulé. — Les limites de sécurité seront les suivantes: 1° Extension ou compression : $R_1 = 13$ kg, $R_2 = 14$ kg; 2° Glissement ou cisaillement : $R_1 = 10$ kg, $R_2 = 11$ kg.	ART. 12.
ART. 13. — Rivets. — Les limites de sécurité seront les suivantes: 1° Cisaillement: $R_1 = 9$ kg, $R_2 = 10$ kg; 2° Extension ou arrachement des têtes: $R_1 = R_2 = 2$ kg.	ART. 13. — Quand un constructeur pourra justifier que tous les rivets d'un assemblage seront exécutés au moyen de riveuses mécaniques agissant par pression, les limites de sécurité pourront être relevées, sans autre justification, de 1 kilo en ce qui concerne la fatigue au cisaillement et de 0 kg 5 en ce qui concerne la fatigue à l'extension des rivets. Le calcul de la fatigue des rivets sera

RÈGLEMENT

COMMENTAIRES EXPLICATIFS
INSTRUCTIONS FACULTATIVES

ART. 14. — **Fonte.** — Les limites de sécurité seront les suivantes:

1° Compression : $R_1 = 7$ kg, $R_2 = 8$ kg;

2° Extension dans les pièces fléchies : $R_1 = R_2 = 1$ kg 50.

On n'emploiera pas la fonte pour la confection des pièces soumises à des efforts d'extension simple.

ART. 15. — **Qualité des métaux visés par les articles 12, 13 et 14.** — Les qualités des métaux visés par les articles 12, 13 et 14 sont celles définies et prescrites dans le Cahier des Charges général du Ministère des Travaux publics pour la construction des ponts (1).

ART. 16. — **Autres métaux.** — Toutes les fois que les Ingénieurs auront prévu l'emploi dans la construction d'un pont, de métaux autres que ceux visés dans les articles 12, 13, 14 et 15, ils devront formuler, en ce qui touche les limites de

envisagé, s'il y a lieu, pour justifier de la stabilité des assemblages.

Il ne sera demandé aucune justification pour les rivets dont la présence ne résulte que de l'application des règles usuelles des constructions. Tel est le cas pour les rivets destinés au serrage des paquets de tôle, ou rivets de bordure.

ART. 14. — La fonte doit être, en principe, prohibée pour les pièces travaillant à l'extension; mais dans certaines pièces épaisses, telles que les balanciers des appareils d'appui, on pourra envisager des efforts d'extension par flexion dans les limites indiquées ci-contre.

ART. 15.

ART. 16. — * En général, la justification des limites de sécurité proposées consistera dans l'énonciation des conditions prescrites par le Cahier des Charges, en ce qui touche la limite d'élasticité, la limite de rupture, l'allon-

(1) Le tableau suivant, extrait du Cahier des Charges général du Ministère des Travaux publics du 29 octobre 1913, indique les conditions minima de résistance et d'allongement auxquelles doivent satisfaire les aciers laminés.

L'allongement de rupture est mesuré sur une longueur entre repères déterminée par la formule : $L = \sqrt{66,67 S}$, où la lettre S désigne la section de l'éprouvette.

DÉSIGNATION DES MATIÈRES	CHARGE EN KILOGRAMMES PAR mm ² de la section primitive		ALLONGEMENT DE RUPTURE mesuré entre repères
	à la limite d'élasticité	à la rupture	
Aciers laminés, tôles unies, plats et barres rondes, carrées ou profilées.....	24	42	25 p. 100
Rivets	20	38	28 p. 100

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
sécurité, à admettre des propositions sur lesquelles l'Administration statuera*. Il en sera ainsi notamment pour la mise en œuvre d'aciers forgés, d'aciers à grande résistance, de câbles en fils d'aciers, de chaînes, etc. ART. 17. — Pièces spéciales. — En dehors des éléments de la charpente métallique, particulièrement visés par les articles 11, 12, 13, 14, 15 et 16, les ponts comportent souvent des pièces spéciales: articulations, galets, rotules, sabots, balanciers, ancrages, organes de mécanisme, etc. Il appartiendra aux Ingénieurs ou aux constructeurs d'arrêter suivant les règles de l'art les dimensions à attribuer à ces pièces en raison des efforts à leur faire supporter*. Toutes les fois qu'elles seront exposées à l'usure par frottement ou friction, il en sera tenu compte dans la détermination des épaisseurs; des clauses particulières pourront être insérées dans le Cahier des Charges du projet, en ce qui touche la dureté épidermique du métal dans les surfaces frottantes, et le dressage plus ou moins parfait de ces surfaces**.	gement de rupture, le cas échéant, la fragilité. A titre de pure indication, on pourra, prendre, en général, comme limite de sécurité, la moitié de la limite d'élasticité; mais à la condition formelle que cette dernière ne dépasse pas les deux tiers de la limite de rupture du métal. Les métaux ne satisfaisant pas à cette dernière condition doivent, en principe, être écartés des constructions. ART. 17. — * Il a été jugé impossible de formuler aucune règle précise pour les pièces spéciales en raison de la variété de leurs formes, et de la diversité des conditions de leur emploi. Elles sont d'ailleurs le plus souvent fabriquées avec des métaux présentant des qualités particulières (art. 16). On appelle l'attention des Ingénieurs sur ce fait que les limites de sécurité énoncées dans les articles précédents ne sont pas applicables <i>de plano</i> à ces pièces. On sait, par exemple, que, pour les chariots de dilatation des ponts, l'effort de compression rapporté à la section horizontale d'un galet cylindrique de roulement est parfois abaissé au-dessous du dixième de la limite de sécurité admise usuellement pour le métal acier ou fonte (art. 13 et 14). Pour les billes de roulements, que l'on emploie quelquefois dans les ponts tournants, la réduction est encore plus forte. ** En ce qui touche les articulations, la limite de sécurité à la compression sur la surface de contact de la cheville et du trou dépendra de la dureté du métal. Elle devra être telle que l'on n'ait pas à redouter l'ovalisation du trou et l'amaigrissement de la cheville, conséquence d'une usure progressive par friction.

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
§ 4. — <i>Epreuves des ponts</i>	
ART. 18. — Calcul des flèches. — On fournira à l'appui du projet d'exécution, le calcul des flèches sous l'action de la charge permanente et sous l'action de la surcharge réglementaire.	ART. 18. — Il suffira, en général, de calculer la flèche au milieu de chaque travée. Pour les ponts en arc, ainsi que pour les ouvrages très importants ou de types exceptionnels, il pourra être utile ou intéressant de calculer les flèches en d'autres points: reins des arcs, articulations de fermes dans les cantilevers, etc. Toutes les fois que l'on sera fixé d'avance sur la composition exacte du train devant servir aux essais, il conviendra de faire le calcul des flèches pour ce train, concurremment avec le train-type ou avec le train qui aura servi de base aux calculs de stabilité. Il ne sera demandé qu'un calcul <i>sommaire</i>, basé sur les résultats déjà obtenus pour le train-type. Le calcul de la flèche due à la charge permanente permettra, le cas échéant, de déterminer la cambrure ou contre-flèche à donner au pont, en vue de renseigner à cet égard le constructeur.
ART. 19. — Epreuves. — En principe tout pont doit être soumis à des épreuves avant sa mise en service. Si les exigences du trafic rendent nécessaires la mise en service, totale ou partielle, d'un ouvrage, avant qu'il ait été procédé aux épreuves, celles-ci devront avoir lieu ultérieurement dans le plus bref délai possible. Pourront être dispensés de ces épreuves: 1° Les ponts dont les poutres principales auront été entièrement confectionnées à l'atelier, avant d'être transportées à pied d'œuvre*; 2° Les ponts de moins de 25 mètres de portée, dont les poutres principales sont à âme pleine; 3° Les ponts de moins de 25 mètres de portée, faisant partie d'une série d'ouvrages de même type, exécutés par le même constructeur, lorsque le plus	ART. 19. — * Rentrent dans cette catégorie notamment les ponts dits à poutrelles enrobées, qui ne comportent généralement aucun assemblage.

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
grand d'entre eux aura subi des épreuves avec succès. Toutefois cette dispense des épreuves pourra être révoquée par l'Ingénieur des travaux, ou l'Ingénieur du contrôle. Dans tous les cas où les épreuves auront été ajournées, ou supprimées, il devra être procédé aussitôt après la mise en service de l'ouvrage à une ou plusieurs visites détaillées, dont il sera dressé procès-verbal, le service du contrôle étant appelé à les suivre. ART. 20. — Compositions des trains d'épreuve. — Les épreuves seront faites au moyen de trains formés de deux machines attelées en tête et de wagons chargés. Les poids des machines et wagons de ces trains d'épreuve se rapprocheront autant que possible de ceux des éléments du train-type employé dans les calculs de l'ouvrage. On aura recours tout au moins au matériel le plus lourd à mettre en service sur la ligne. Les longueurs des trains d'épreuve répondront aux règles ci-après : a) Pour les ponts à travées indépendantes, on formera un train unique dont la longueur sera déterminée de manière à pouvoir couvrir entièrement la plus grande des travées; b) Pour les ponts à travées solidaires, on formera d'abord un train dont la longueur sera celle de la plus grande des travées. Puis on formera un second train dont la longueur sera la somme des deux plus grandes travées consécutives; c) Pour les ponts en arc, on formera de même successivement deux trains dont l'un aura pour longueur la demi-portée, et le second la portée entière. ART. 21. — Exécution des épreuves dans le cas d'un pont à une seule voie, ou à voies indépendantes. — On fera circuler le ou les trains d'épreuve d'abord à la vitesse la plus réduite possible (celle d'un homme au pas), en se tenant prêt	ART. 20. ART. 21. — * Au nombre des circonstances pouvant motiver l'arrêt du train, il convient de ranger l'utilité de faire certaines observations ou lectures d'appareils, quand on ne disposera pas d'appareils enregistreurs.

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
à réaliser l'arrêt à tout instant, si les circonstances l'exigeaient *. Ensuite on les fera passer à la vitesse de 20 kilomètres à l'heure, et enfin on les fera passer à la vitesse la plus grande que ces trains pourront prendre d'après leur composition d'une part, et d'autre part d'après la vitesse maxima autorisée sur la ligne, ou sur la partie de la ligne où se trouve l'ouvrage **. Toutefois cette dernière épreuve pourra être ajournée jusqu'à l'époque où la voie aux abords sera suffisamment consolidée. ART. 22. — Pont à double voie. — Pour les ponts portant deux voies, on opérera comme il est dit dans l'article précédent, d'abord sur une seule voie, puis sur les deux voies simultanément, les deux trains marchant côté à côté dans le même sens aux vitesses prescrites. ART. 23. — Ponts de types exceptionnels ou portant plus de deux voies. — Pour les ponts dont le type ne rentrera dans aucune des trois catégories visées à l'article 21 ou qui porteront plus de deux voies, les dispositions des épreuves de ces ouvrages seront réglées par une clause spéciale du projet. A défaut, elles seront arrêtées par l'Administration supérieure sur la proposition des Ingénieurs du contrôle, le concessionnaire ou l'entrepreneur entendu. ART. 24. — Mesure des flèches. — On mesurera, au cours des épreuves, la flèche maximum au milieu de chaque travée. Immédiatement après les épreuves de chaque pont, la partie métallique sera visitée dans tous ses détails. Pour les ponts à travées solidaires ou en arcs, les niveaux des points les plus bas des sections des poutres ou des arcs, au milieu de chaque travée et à ses extrémités seront repérés avant les épreuves à deux points fixés choisis de manière à permettre de constater, après les épreuves, et ensuite à une époque quel-	** A titre d'exemple de limitation de cette vitesse maxima, on peut citer le cas d'un pont situé à l'entrée d'un hall de gare terminus. ART. 22. ART. 23. — Les dispositions des épreuves seront déterminées par les Ingénieurs d'après les résultats des calculs de stabilité, de façon à réaliser les plus grands efforts dans les fermes maîtresses ou poutres principales. ART. 24. — Il est recommandé de faire usage, pour le mesurage des flèches, d'appareils enregistreurs chronométriques, qui fournissent le relevé graphique de la <i>ligne d'influence</i> des déplacements verticaux, et permettent de contrôler la vitesse des trains. Ces appareils peuvent servir, en outre, à mesurer, avant ou après les épreuves, les déplacements dus aux changements de température. Les relevés graphiques, ainsi obtenus pour le pont non surchargé, permettront, le cas échéant, de faire subir aux flèches mesurées pendant

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
conque, les déformations qui se seraient produites; on repérera par rapport aux mêmes points le dessus de chacun des appuis. Le procès-verbal des épreuves contiendra les renseignements nécessaires pour permettre de retrouver ultérieurement ces repères. A ce procès-verbal sera annexé un tableau comparatif des flèches calculées et des flèches observées. ART. 25. — Contrôle des épreuves. — Pour les ouvrages construits ou entretenus par des concessionnaires, ces épreuves seront faites en présence d'un Ingénieur chargé du contrôle; les procès-verbaux détaillés, dont elles devront être l'objet, seront soumis à l'Administration.	les épreuves les corrections nécessaires pour éliminer les effets de la température. Enfin, l'enregistrement des mouvements vibratoires de la charpente métallique permet d'apprécier la fatigue dynamique due au passage du train en vitesse, qui vient en augmentation de la fatigue statique calculée pour la surcharge au repos. ART. 25.
§ 5. — <i>Dispositions diverses</i>	
ART. 26. — Dispositions à prendre pour faciliter la visite et l'entretien. — On s'attachera à rendre faciles la visite, la peinture et la réparation des parties métalliques et on fera connaître, s'il y a lieu, dans les mémoires à l'appui des projets, les mesures prises à cet effet. ART. 27. — Distance au rail le plus voisin des pièces les plus rapprochées de la voie. — Lorsque la voie ne présente pas de dévers, les pièces de l'ouvrage métallique devront rester en dehors du gabarit ABCDEFGHJKLM tel qu'il est défini au croquis et au tableau ci-après. Si la voie présente du dévers, les lignes ABCD' restent fixes par rapport à l'axe vertical passant par le milieu du rail, et à l'axe horizontal passant par le sommet du rail bas; la partie EFGHJKLM du gabarit pivote autour du point O (sommet du rail adjacent)	ART. 26. — Les prescriptions de l'article 26 s'appliquent à la fois à la disposition des pièces métalliques et aux installations spéciales destinées à donner un accès facile aux différentes parties de la construction. On devra chercher à rendre les principales pièces accessibles sans échafaudages spéciaux, et sans qu'il soit nécessaire de circuler le long des poutres dans des conditions dangereuses. ART. 27. — Le contour fixé par l'article 27 a été déterminé en vue de réserver aux goussets, consoles, etc., un espace aussi grand que possible, sans que les ponts métalliques présentent au passage des trains des obstacles plus rapprochés de la voie que les autres ouvrages d'art; on devra, en outre, tenir compte, dans l'étude des projets, de la nécessité de ménager aux agents circulant à pied sur la voie les moyens de se garer d'une manière facile et sûre.

RÈGLEMENT

COMMENTAIRES EXPLICATIFS
INSTRUCTIONS FACULTATIVES

d'un angle correspondant au dévers, le mobile E glissant sur la droite fixe D D'.

TABLEAU NUMÉRIQUE DÉFINISSANT LE GABARIT

DÉSIGNATION DES SOMMETS	ABSCISSES — Distance à l'axe vertical O B	ORDONNÉES — Distance à l'axe horizontal SX passant par le sommet O du rail
Ligne brisée A B C D D'.		
Sommet B.....	0	+ 4 m 800
— C.....	+ 1 m 500	+ 4 m 050
— D.....	+ 1 m 500	+ 1 m 000
— D'.....	+ 0 m 900	+ 0
Ligne brisée E F G H J K L M O		
Sommet E.....	+ 1 m 128	+ 0 m 380
— F.....	+ 0 m 950	+ 0 m 380
— G.....	+ 0 m 950	+ 0 m 270
— H.....	+ 0 m 800	+ 0 m 270
— J.....	+ 0 m 560	+ 0 m 030
— K.....	+ 0 m 150	+ 0 m 030
— L.....	+ 0 m 150	— 0 m 020
— M.....	au contact du rail	— 0 m 020
— O.....	0	0

The figure is a technical cross-section of a bridge. It shows the profile of the bridge deck and the position of the mobile E. The drawing includes dimensions: 1m500, 750, 3m000, 4m800, 1m500, 1m128, 128, 950, 150, 800, 240, 560, 410, 150, 600, 900, 1m500, 1m128, 128, 950, 150, 800, 240, 560, 410, 150, 600, 900. The drawing is labeled 'Ave. de la voie'.

ART. 28. — **Limitation du poids du matériel roulant qui pourra circuler sur les ponts sans autorisation préalable.** — Ne pourra avoir lieu, sans une autorisation spéciale du Ministre des Travaux

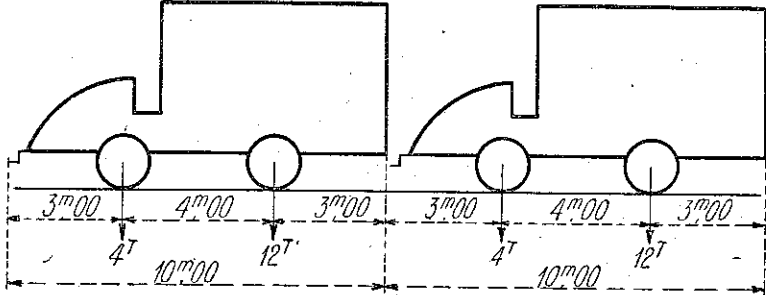
ART. 28.

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
S'il y a lieu d'intercaler des wagons vides dans le convoi, leur poids sera réduit à 750 kilos par mètre linéaire. Lorsqu'il s'agira d'un ouvrage à construire pour le passage d'un chemin de fer d'intérêt local, ou d'un tramway, les dérogations à autoriser, le cas échéant, par application de l'article 29 ci-dessus, en considération du trafic à prévoir, du mode de traction à employer, et du poids réel du matériel roulant, feront l'objet d'autorisations spéciales du Ministre des Travaux publics. (Art. 3). — La pression maxima du vent sur une surface verticale demeurera fixée à 250 kilos par mètre carré, mais on admettra que la pression maxima compatible avec la circulation des trains est limitée à 100 kilos par mètre carré. En conséquence, lorsqu'il s'agira de vérifier l'équilibre statique de l'ensemble du tablier, on admettra un convoi de wagons pesant 1.200 kilos au mètre linéaire. (Art. 27). — Le contour à l'intérieur duquel aucune pièce du pont ne devra faire saillie sera déterminé dans chaque cas, en tenant compte des minima de hauteur et de largeur autorisés pour les ouvrages d'art sur la ligne à laquelle appartiendra le pont à construire.	

CHAPITRE III

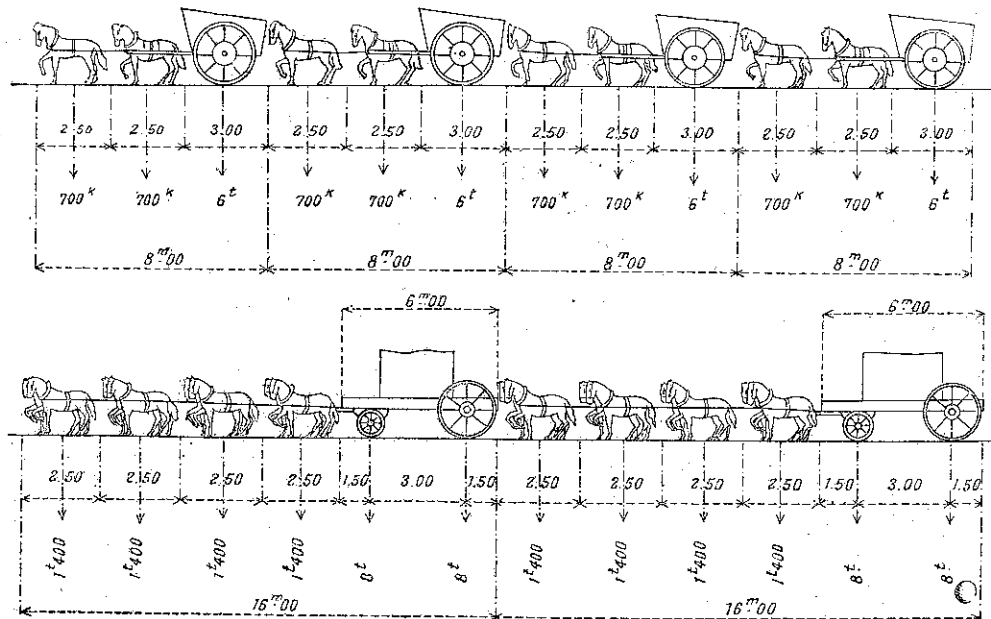
PONTES-ROUTES

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
ART. 32. — Dispositions générales. — Les dispositions du chapitre premier, relatives aux ponts-rails à voie normale, qui sont contenues dans les articles 1, 4, 5, 6, 7, 9, 10, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 23, 25, 26 et 30 sont applicables sans changement aux ponts-routes. Les autres articles sont supprimés ou modifiés comme il suit : ART. 33. — Surcharges. — (Art. 2). — Deux systèmes de surcharges seront envisagés : A. La chaussée pourra éventuellement supporter une surcharge uniforme atteignant par mètre carré le chiffre p donné par la formule : $p = 820 \text{ kg} - 4 L,$ dans laquelle L est la portée de la travée exprimée en mètres, ou par la formule : $p = 500 \text{ kg si } L > 80 \text{ m.}$ Les trottoirs pourront de même supporter une surcharge uniforme de 400 kilos par mètre carré. La longueur des zones chargées sera choisie dans chaque cas de manière à réaliser les efforts maxima dans les divers éléments de l'ouvrage. B. Sur la chaussée, on substituera à la surcharge ci-dessus des convois-types formés chacun de deux camions à deux essieux répondant aux caractéristiques ci-après :	ART. 32. ART. 33. — * En thèse générale, les deux systèmes de surcharge A et B sont à envisager successivement pour chacun des éléments de l'ouvrage. En fait, c'est le système A qui conditionnera ordinairement les dimensions des poutres maîtresses du pont, tandis que le système B conditionnera seul les dimensions des pièces du tablier. Le système B cessera d'être utile à envisager pour le calcul des poutres maîtresses, dès que la longueur de celles-ci dépassera 20 mètres, à moins de circonstances exceptionnelles. ** Sauf circonstances exceptionnelles, la surcharge uniformément répartie, applicable aux trottoirs, ne pourra pas être abaissée au-dessous de 300 kilos par mètre carré et le poids d'un camion ne devra pas être évalué à moins de 12 tonnes.

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
Poids total 16 tonnes Poids de l'essieu d'arrière... 12 — Poids de l'essieu d'avant... 4 — Longueur d'encombrement... 10 mètres Largeur d'encombrement... 2 m 50 Distance des essieux..... 4 mètres Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu... 1 m 70 Largeur de jante d'une roue. 0 m 30 On supposera circulant côte à côte et dans le même sens autant de convois-types que la largeur de la chaussée le permettra et on placera toujours ces convois dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré*.	
	
Le coefficient de majoration dynamique sera déterminé d'après la formule inscrite à l'article 2 ci-dessus. Le Ministère des Travaux publics se réserve le droit d'autoriser les dérogations à ce programme de surcharges, soit pour l'aggraver, comme dans le cas où il y aurait lieu de livrer passage à des véhicules exceptionnels, civils ou militaires, soit pour l'atténuer, lorsque la nature de la circulation et du service à assurer par l'ouvrage justifiera une pareille mesure**.	
ART. 34. — Pression du vent. — (Art. 3). — Les prescriptions de l'article 3 du chapitre premier sont applicables aux ponts-routes en ce qui touche <i>seulement</i> le vent exerçant la pression de 250 kilos	ART. 34.

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
par mètre carré de surface verticale, quand le pont ne supporte aucune surcharge, ni sur les trottoirs ni sur la chaussée. Dans les calculs relatifs aux effets produits par des surcharges, on admettra qu'il n'y a pas de vent.	
ART. 35. — Fatigue du métal. — (Art. 8). — L'article 8 ci-dessus est applicable aux ponts-routes, si ce n'est que la fatigue désignée par <i>v</i> (effet du vent à 150 kilos) n'a pas à être calculée.	ART. 35.
ART. 36. — Justification de la stabilité. Limite de la sécurité. — (Art. 11). — La formule [2] n'a plus ici d'application. Tout le reste de l'article 11 est applicable.	ART. 36.
ART. 37. — Épreuves. — (Art. 19, 20, 21, 22). — Chaque travée sera soumise à deux genres d'épreuves: l'une par poids mort, l'autre par poids roulant. Pour l'épreuve par poids mort, la surcharge sera uniformément de 400 kilos par mètre carré de tablier, sur les trottoirs et la chaussée: la surcharge de la chaussée pourra être constituée, en totalité ou en partie, par les véhicules devant servir à la seconde épreuve*. Pour l'épreuve par poids roulant, on emploiera, autant que faire se pourra, les véhicules les plus lourds, à traction de chevaux ou à traction mécanique, dont la circulation sur les routes est autorisée. Ils seront disposés en files, dont le nombre sera, <i>autant que possible</i>, égal au quotient de la largeur de la chaussée par le nombre 2,50. On tâchera de les rapprocher suffisamment dans chaque file pour que leur poids total, rapporté à la surface de la chaussée, atteigne en moyenne au moins 400 kilos par mètre carré, et se rapproche, autant qu'on le pourra, de la moyenne plus élevée correspondant au dispositif de surcharge introduit, dans le calcul des fermes maîtresses**. Pour les ponts à travées indépendantes et pour les ponts en arc, la longueur	ART. 37. — * Lorsqu'un pont comportera des travées identiques, l'épreuve par poids mort pourra n'être effectuée que sur des travées, ou des groupes de travées dissemblables. ** Lorsqu'on fera usage, pour les épreuves, de véhicules à traction mécanique, il sera toujours facile de connaître leurs poids avec une exactitude suffisante. Comme il pourrait n'en être pas de même pour les véhicules attelés, il paraît utile d'indiquer, ici, deux schémas de convois tirés par des chevaux. Le convoi formé de tombereaux de 6 tonnes à un essieu, trainés chacun par deux chevaux, en file, représente un poids par mètre courant d'à peu près 925 kilos. Le convoi formé de chariots de 16 tonnes à deux essieux, trainés chacun par huit chevaux sur deux files, représente un poids par mètre courant d'à peu près 1.350 kilos. On pourra également se servir, pour les épreuves, d'un véhicule de 11 tonnes à un seul essieu, trainé par cinq chevaux sur une seule file.

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
commune des files sera au moins égale à la plus grande portée. Pour les ponts à travées solidaires, avec poutres continues, cette longueur sera suffisante pour couvrir entièrement	



les deux plus grandes travées consécutives.

Dans le cas où il y aurait difficulté à réunir le nombre de véhicules nécessaires pour constituer toutes les files, on se bornerait à couvrir la chaussée sur la moitié de sa largeur, en maintenant sur l'autre moitié la surcharge par poids mort de 400 kilos par mètre carré.

Il sera procédé aux épreuves par poids mort de la manière suivante :

Pour les ponts à travées indépendantes, la surcharge sera étendue aussi uniformément que possible sur toute la largeur du tablier;

Pour les ponts à travées solidaires,

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
avec poutres continues, chaque travée sera d'abord éprouvée isolément comme il vient d'être dit, puis on chargera simultanément les deux travées contiguës à chaque pile, à l'exclusion de toutes les autres; Pour les ponts en arc, chaque travée sera chargée sur la moitié seulement de l'ouverture, puis sur la totalité de sa portée, puis sur l'autre moitié, et en dernier lieu dans la partie médiane. On procédera à l'épreuve par poids roulant en faisant circuler de bout en bout du pont, les files de véhicules, à une vitesse comprise entre 4 kilomètres et 8 kilomètres à l'heure. On fera passer, en outre, sur le pont un véhicule comprenant un essieu aussi lourd que possible avec maximum de 12 tonnes, à la vitesse autorisée pour la circulation sur route de ce véhicule. <i>Aggravation ou atténuation des épreuves.</i> — Toutes les fois que l'Administration aura autorisé, en vertu de l'article 33, l'introduction dans des calculs de stabilité de surcharges plus fortes ou plus faibles que les surcharges réglementaires, on relèvera, s'il est possible, ou l'on réduira dans la même proportion les surcharges d'épreuves, par poids mort ainsi que par poids roulant.	
ART. 38. — Mesures des flèches. — (Art. 24). — Les prescriptions de l'article 24 sont applicables aux ponts-routes, avec cette seule modification que le repérage des points bas de la partie métallique par rapport à deux points fixes ne sera obligatoire que pour les travées ayant une ouverture supérieure à 20 mètres.	ART. 38.
ART. 39. — Passage sur le pont des chargements exceptionnels. — (Art. 28). — Ne pourra avoir lieu qu'en vertu d'une autorisation spéciale délivrée par le Préfet, sur l'avis conforme de l'Ingénieur en chef, le passage, sur la chaussée du pont, de chargements notablement supérieurs à ceux adoptés dans les calculs de stabilité, soit au point de vue de la charge d'un essieu, soit en ce qui	ART. 39. — La prescription inscrite dans l'article 39 n'a pas pour objet de définir et de limiter les poids et dimensions des véhicules admis à circuler sur les routes. Son but est d'attirer l'attention des services sur la convenance de prendre des mesures en vue d'empêcher le passage sur un pont de véhicules plus lourds que ceux en vue desquels il a été calculé, si sa stabilité pouvait être com-

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
touche le poids total et l'empattement envisagés simultanément. L'autorisation pourra stipuler certaines conditions moyennant lesquelles le passage sera permis. Elle pourra s'appliquer à tous les véhicules d'un type et d'un poids déterminés, et être alors valable pour une durée non définie. Mais, dans ce dernier cas, l'effet de l'autorisation pourra être temporairement suspendu par décision de l'Ingénieur en chef. Elle sera, en outre, révocable à toute époque par le Préfet, sur la proposition de l'Ingénieur en chef. ART. 10. — Ponts mixtes. — Les dispositions relatives aux ponts-routes sont applicables aux ponts mixtes, qui livrent passage à une route et à une voie ferrée, sous la réserve de compléter la surcharge afférente aux zones du tablier réservées à la circulation routière (chaussée et trottoirs) par l'adjonction du train-type défini dans les chapitres I et II du Règlement (art. 2, 29 et 31). Pour les épreuves par poids mort et par poids roulant, on se conformera en ce qui touche la voie ferrée aux dispositions des chapitres I et II du Règlement, et en ce qui touche les zones affectées à la circulation routière à celles du Chapitre III. ART. 41. — Déroptions aux prescriptions du Règlement. — Le Ministre des Travaux publics se réserve d'apprécier les cas exceptionnels qui pourraient motiver des négociations quelconques aux prescriptions du présent Règlement.	promise de ce chef, alors même que ces véhicules seraient autorisés à circuler librement sur les portions courantes de route aboutissant à l'ouvrage. ART. 40. — On pourra envisager, dans le calcul d'un pont mixte, le cas d'un train couvrant le tablier de bout en bout et soumis à l'action d'un vent de 150 kilos, en laissant libres les trottoirs et les portions de chaussée non occupées par la voie. Mais il est peu vraisemblable que ce dispositif de surcharge puisse donner des résultats plus défavorables que celui de la surcharge complète, trains avec poids mort et voitures sur la partie du tablier réservée à la circulation routière, <i>sans vent</i>. Pendant les épreuves, la vitesse du train sera limitée au maximum autorisé à la traversée du pont. Cette vitesse pourra toutefois n'être réalisée que pendant les essais par poids mort de la chaussée. Il sera loisible aux Ingénieurs, par un motif de sécurité, de réduire, pendant l'épreuve par poids roulant, la vitesse du train à celle des véhicules circulant sur la chaussée, ou même de maintenir le train <i>immobile</i>. ART. 41.

CHAPITRE IV

PONTS-CANAUX

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
ART. 42. — Dispositions spéciales. — Les dispositions relatives aux ponts-routes sont applicables aux ponts-canaux, sauf les modifications ci-après : <i>Charge permanente.</i> — On calculera la charge permanente en relevant de 0 m. 30 le niveau de l'eau correspondant au mouillage normal. Cet exhaussement du niveau pourra être augmenté dans les cas exceptionnels où, pour une raison quelconque, il y aurait lieu de prévoir une variation plus importante dans le niveau du plan d'eau du bief. On ajoutera, en outre, 300 kilos par mètre carré au poids du trottoir, sur toute son étendue. <i>Surcharge.</i> — Aucune surcharge n'est à considérer dans les calculs *. <i>Pression du vent.</i> — On tablera exclusivement sur la pression maximum de 250 kilos par mètre carré de surface verticale, en admettant la présence de bateaux sur l'ouvrage. On ajoutera en conséquence à la surface exposée au vent du pont lui-même (hâche comprise) un rectangle plein de 1 m. 50 de hauteur au-dessus de la hâche, auquel on attribuera la même longueur qu'au pont. <i>Limites de sécurité.</i> — Etant donné qu'aucune surcharge d'épreuve n'intervient dans le calcul des ponts-canaux, les limites de sécurité seront celles R₁ et R₂ indiquées pour les ponts-rails (art. 12, 13 et 14); les premières se	ART. 42. — * Dans le cas où l'on aurait à prévoir l'organisation, le long du canal, d'un service de halage mécanique, avec tracteurs circulant sur le chemin de halage, il pourrait être opportun de tenir compte du passage de ces tracteurs sur la banquette de halage, mais seulement pour le calcul des éléments constitutifs des trottoirs. ** Pour les pièces qui, par leur position, seraient particulièrement exposées à l'oxydation, l'épaisseur indiquée par le calcul devra être augmentée en conséquence.

RÈGLEMENT	COMMENTAIRES EXPLICATIFS INSTRUCTIONS FACULTATIVES
rapportant au cas où il n'y a pas de vent, et les secondes au cas où le vent souffle à raison de 250 kilos de pression par mètre carré de surface verticale**. <i>Calcul des flèches.</i> — Dans le calcul des flèches, on se basera sur la charge permanente définie ci-dessus, avec redoublement du mouillage normal et chargement des trottoirs. <i>Epreuves.</i> — L'épreuve consistera dans la mesure des flèches, avant et après le remplissage de la bache au maximum de hauteur fixé précédemment, sans appliquer la charge de 300 kilos par mètre carré sur les trottoirs. Immédiatement après les épreuves, l'ouvrage sera visité dans toutes ses parties; en outre, on repérera à deux points fixes, avant l'épreuve, les niveaux des points les plus bas des sections des poutres au milieu de chaque travée et à ses extrémités, de manière à pouvoir, après la mise en charge et à une époque quelconque, mesurer les déformations qui se seraient produites. On repérera, par rapport aux mêmes points, le dessus de chacun des appuis. Le procès-verbal des épreuves contiendra les renseignements nécessaires pour permettre ultérieurement de retrouver ces repères. <i>Le Ministre des Travaux publics, André TARDIEU.</i>	

ANNEXE N° 2 A LA CIRCULAIRE DU 10 MAI 1927

MODIFICATION

EN CE QUI CONCERNE LES PONTS

DES

INSTRUCTIONS DU 20 OCTOBRE 1906

RELATIVES A L'EMPLOI DU BÉTON ARMÉ

Les articles 1 et 23 des Instructions du 20 octobre 1906 sont modifiés par la substitution des mots « Règlement du 10 mai 1927, relatif au calcul et aux épreuves des ponts métalliques », aux mots « Règlement du 29 août 1891 ».

La deuxième phrase de l'article 7 et l'article 8 cesseront d'être applicables aux ponts en béton armé. Ils seront remplacés, en ce qui concerne ces ouvrages, par les règles relatives aux majorations des surcharges prescrites dans le Règlement ci-dessus du 10 mai 1927, pour tenir compte de leurs effets dynamiques.

Le Ministre des Travaux publics,

André TARDIEU.

REVISION DU RÈGLEMENT DU 8 JANVIER 1915

RELATIF AUX PONTS MÉTALLIQUES

ET

MODIFICATION DES INSTRUCTIONS DU 20 OCTOBRE 1906

RELATIVES A L'EMPLOI DU BÉTON ARMÉ

RAPPORT DE LA COMMISSION (*Extraits*)JUSTIFICATION DU NOUVEAU PROJET DE RÈGLEMENT
SUR LES PONTS MÉTALLIQUES

La Commission ne croit pas avoir besoin de s'arrêter sur les articles du Règlement de 1915, qui ont été conservés sans changement, ou qui n'ont fait l'objet que de modifications de style dans l'intérêt de la clarté, ou encore comme conséquence de modifications expliquées à d'autres articles. Mais elle doit donner certains éclaircissements sur plusieurs points particulièrement importants.

Prise en compte des effets dynamiques des surcharges mobiles. — La Commission qui a été appelée à élaborer le Règlement de 1915 (Président, M. Mocquery; Rapporteur, Jean Résal) avait pris pour l'un de ses objectifs principaux l'introduction de la notion des effets dynamiques des surcharges mobiles. Elle considérait comme un fait d'expérience incontestable qu'un train, ou convoi, en marche sur un pont, impose aux éléments de ce pont des fatigues supérieures à celles qu'imposerait le même train, ou le même convoi au repos. Elle déclarait dans son Rapport que l'enregistrement, à l'aide d'appareils automatiques, des mouvements vibratoires dus au passage des trains en vitesse a permis de faire certaines mesures de l'accroissement dynamique de la fatigue. Elle indiquait d'autre part qu'il a été reconnu que cette majoration dynamique pouvait atteindre 70 p. 100 pour les longerons et entretoises sous rails; qu'elle diminue rapidement au fur et à mesure qu'augmente la portée de la poutre considérée et qu'elle devient presque négligeable pour les grandes ouvertures. C'est là, disait-elle, un fait établi par la théorie et vérifié par l'observation.

On trouve même dans le Rapport de cette Commission une indication plus précise. Si l'on désigne par c la fatigue due à la charge permanente, d celle due aux surcharges mobiles, elle proposait de multiplier d par un coefficient de majoration $(1 + \alpha)$ donné par la formule linéaire :

$$1 + \alpha = 1,733 - 0,3067 \frac{c}{d},$$

avec un correctif destiné à ne jamais avoir : $1 + \alpha < 1$.

Il convient de faire remarquer que c , d et par suite α se rapportaient à un élément quelconque de la construction, et qu'ils variaient même, pour un élément déterminé, avec la section étudiée et avec le genre même de fatigue étudiée (traction, compression, cisaillement).

Etant données des prémisses si nettes, comment cette Commission avait-elle abouti à garder le silence complet sur cette question des majorations dynamiques dans le texte qu'elle avait élaboré et qui est devenu le Règlement du 8 janvier 1915? Pourquoi, au lieu de mettre en évidence un multiplicateur tel que $(1 + \alpha)$, c'est-à-dire supérieur à l'unité, pour les fatigues d dues aux surcharges, avait-elle pris le parti inverse, consistant à diminuer la fatigue c , due aux charges permanentes, dont on ne prenait que les 4 ou 6 dixièmes suivant les cas? C'était sans doute en partie pour ne pas heurter de front des habitudes anciennes et pour ne pas faire apparaître dans les calculs des taux de fatigue notablement plus grands que ceux qui étaient en usage, et qui n'avaient pas jusque-là dépassé 8 kilos pour l'acier laminé courant. Pourtant le Rapport de la Commission était très net sur la limite admissible pour le taux de fatigue, qu'elle fixe à plusieurs reprises à 13 kilos pour l'acier laminé. D'autre part, il n'est pas douteux qu'il lui semblait juste de relever les taux de fatigue calculés, dans la mesure où l'on introduisait dans les calculs des éléments nouveaux, négligés jusqu'alors, savoir : l'effet dynamique des surcharges.

Il n'entre certes pas dans l'idée de la Commission actuelle de critiquer l'œuvre de sa devancière, dont les initiatives ont eu des résultats heureux. Mais il lui fallait bien entrer dans quelques explications à ce sujet pour faire comprendre l'origine véritable des doléances des constructeurs de ponts métalliques. Pour ceux-ci les majorations dynamiques jouent, quoique d'une manière implicite, et il n'est pas facile de discerner si le relèvement des taux de fatigue calculés en tient toujours compte d'une manière suffisante et équitable. Les ponts en béton armé ont continué à en être affranchis complètement.

Le système imaginé en 1915 avait d'ailleurs, en dehors de ses obscurités, quelques autres défauts. La vérification des nombreuses inégalités posées à l'article 11 du Règlement paraissait compliquée et déroutait les bureaux d'étude, à tort ou à raison du reste, et des doléances s'étaient fait jour même de la part de quelques Ingénieurs des Ponts et Chaussées. Mais la complication véritable n'était pas tant dans l'exécution matérielle d'une vérification déterminée que dans l'emploi d'un argument incessamment variable $\frac{c}{d}$ en passant d'une vérification à une autre.

Aussi la Commission actuelle, après avoir cherché à amender tout simplement l'application des idées qui avaient prévalu en 1915, a-t-elle été amenée à reprendre complètement la discussion relative à l'établissement d'un coefficient de majoration convenable et à chercher parmi les causes très variées qui entrent en jeu, pour aggraver ou pour atténuer les effets dynamiques des surcharges, celles qui apparaissent comme vraiment prépondérantes et qui, faute de mieux, ont seules à être retenues. Elle a consacré à cette analyse d'assez longues discussions et d'assez longues recherches qu'il serait oiseux de rappeler ici. Il suffit d'indiquer pour quelles raisons elle a finalement renoncé à avoir recours à l'argument $\frac{c}{d}$, énergiquement combattu par les intéressés, constructeurs et représentants des Réseaux de chemins de fer, ainsi que par quelques-uns des membres de la Commission.

Quand on recherche l'explication du choix qui avait été fait de $\frac{c}{d}$ pour synthétiser les effets dynamiques des surcharges, on ne trouve guère qu'un certain parallélisme de fait, entre cet argument et la portée des ponts, ou des poutres. Résal se contentait de dire que le rapport $\frac{c}{d}$ varie dans les ponts-rails à peu près proportionnellement à l'ouverture et qu'il est par suite logique de faire varier le facteur de majoration $(1 + \alpha)$ depuis la valeur maxima 1,73 applicable aux petites poutres,

pour lesquelles $\frac{c}{d}$ est voisin de zéro, jusqu'à une valeur voisine de l'unité, applicable aux poutres de grande portée, et par suite massives, pour lesquelles le rapport $\frac{c}{d}$ devient grand.

Mais si l'on ne se contente pas de cette indication assez vague, et si l'on se demande pourquoi une pièce déterminée, soumise à des efforts variables, entre une limite inférieure c et une limite supérieure $c + d$, est moins exposée qu'une pièce semblable, initialement sans tension et soumise aux mêmes variations d'efforts, on ne trouve véritablement aucune explication satisfaisante. A valeur égale du choc, valeur représentée en somme par l'écart d des efforts extrêmes, il semblerait qu'au contraire c'est la pièce la moins fatiguée dans la situation initiale, qui doit être la plus apte à résister. Dans le cours des oscillations consécutives au choc, la tension initiale, supposée constante, n'accomplit, il est vrai, aucun travail; mais dans le cours de la première demi-oscillation, elle accomplit forcément un travail de même signe que la tension surajoutée (c et d étant de même nature et de même signe par hypothèse) et par suite la première elongation, ainsi que les efforts élastiques doivent s'en trouver augmentés.

On a parfois dit que l'on trouvait dans l'emploi de l'argument $\frac{c}{d}$ un moyen pratique et pour ainsi dire automatique d'être plus rigoureux pour les pièces soumises à des efforts alternés, car pour ces pièces c se trouve très petit, sinon nul, et on leur applique le coefficient de majoration maximum. Ce résultat est évidemment intéressant. Mais on peut faire remarquer qu'il serait logique alors de substituer au rapport $\frac{c}{d}$ des efforts extrêmes d'un même signe, le rapport $\frac{d'}{d}$ des efforts extrêmes de signe contraire.

On a pu dire encore que certaines expériences, celles de Wochler, sur l'effet des efforts variables conduisent à limiter les taux de fatigue admissibles en fonction du rapport des efforts extrêmes. A cela on peut répondre d'abord que les expériences de Wochler ne faisaient pas intervenir la notion de choc et par suite d'effets dynamiques, peut-être à tort du reste; qu'ensuite on n'a jamais obtenu de ruptures prématurées, du moins pour l'acier doux de construction courante, tant que l'effort maximum ne dépassait pas la limite d'élasticité, et c'est bien le cas pour les ponts; enfin qu'il a été précisément bien démontré qu'il fallait tenir compte des efforts extrêmes de signe opposé, les pièces soumises à des efforts alternés se brisant plus vite que les autres.

Enfin l'argument $\frac{c}{d}$ n'intervient dans aucune des théories sur le choc des corps solides.

La Commission, considérant d'autre part les difficultés d'application signalées plus haut, s'est donc cru fondée à l'abandonner et à rechercher autre chose.

Elle tient à déclarer tout d'abord qu'il ne lui paraît pas possible de prétendre à une évaluation véritable des effets dynamiques des surcharges mobiles. Il y a trop de causes, c'est-à-dire trop de variables indépendantes, qui interviennent dans des phénomènes aussi complexes : nature des surcharges, vitesse avec laquelle elles entrent en action, nature et état d'entretien de la voie de roulement, nature des pièces considérées, leurs liaisons avec d'autres pièces, etc. Il convient donc de simplifier et de se contenter d'appréciations, pourvu qu'elles soient rationnelles et renfermées dans les limites expérimentales connues.

A l'égard de ces limites, elle a admis que le coefficient de majoration pouvait varier entre 1 et 2. La seconde limite est supérieure à celle de 1,73 qui paraît résulter des expériences faites sur les ponts de chemins de fer et que la Commission de 1915 avait admise. Mais elle a considéré que ces expériences (enregistrement de flèches statiques et de vibrations) ne se rapportaient qu'aux poutres maîtresses des ouvrages et non aux pièces de tablier. Pour ces dernières, on doit être plus sévère et en réalité la Commission de 1915 avait elle-même porté en fait à 2 environ le

coefficient de majoration qui leur était applicable, en introduisant la considération d'essieux déréglés, ou de véhicules exceptionnels.

Par ailleurs elle s'est inspirée des résultats d'ensemble fournis par la théorie des effets du choc sur les pièces prismatiques, qui, comme on sait, ont donné lieu à des travaux d'analyse remarquables au cours du siècle dernier, et auxquels sont attachés les noms de Young, Navier, Saint-Venant, Boussinesq, Phillips, Henri Résal, Bresse, Willis, Stokes, pour ne parler que des plus connus. Plus récemment Jean Résal, sans prétendre à embrasser toute la complexité du problème, a exposé des considérations fort judicieuses, dans son traité de ponts métalliques (tome II).

Toutes ces théories, malgré des points de vue bien divers, aboutissent à des résultats communs que l'on peut résumer ainsi :

Lorsque l'on envisage seulement les chocs instantanés, on peut, en première approximation, se borner à corriger les déformations élastiques dues aux surcharges en les multipliant par un terme de la forme $\frac{2}{1 + K \frac{P}{S}}$, toujours inférieur à 2,

P désignant la masse heurtée et S la masse heurtante.

Il y a même sur ce point une confirmation expérimentale assez précieuse. Hodgkinson et Tredgold s'étaient proposé de vérifier si la flèche dynamique de barreaux soumis à des chocs brusques pouvait réellement atteindre le double de la flèche statique, ainsi que certains analystes l'obtenaient en première approximation. Leurs expériences ont montré qu'il n'en était rien et qu'on rendait compte des faits observés en faisant intervenir un facteur de réduction de la forme $\frac{S}{P + S}$, ce qui confirme bien le résultat ci-dessus.

Lorsque l'on envisage, non plus des chocs instantanés, mais des surcharges dont l'intervention se produit dans une durée plus grande que la période d'oscillation propre de la pièce, il faut alors réduire très notablement la valeur de la correction. A la limite on conçoit très bien que l'on doive envisager non plus la surcharge totale S, mais seulement la fraction de cette surcharge qui peut intervenir dans le cours de la première demi-période. La fraction qui intervient dans la demi-période suivante annule, ou à peu près, l'effet de la première et ainsi de suite. C'est très généralement ce qui se passe pour les ponts. Résal a indiqué que pour une poutre de 100 mètres de portée, parcourue par un train à la vitesse de 120 kilomètres à l'heure, la durée de mise en charge est au moins quatre fois la période de vibration. Pour une poutre de 36 mètres de portée, le rapport serait encore de 3 environ. Pour un longeron de 4 mètres de longueur, le rapport ne serait plus que de 1,33.

Plusieurs autres considérations sont à envisager.

Lorsqu'une pièce se trouve liée à d'autres pièces, ou à des appuis élastiques, les oscillations s'y amortissent très rapidement, beaucoup plus rapidement que dans une pièce libre. Il y a transformation d'énergie dans la pièce et transmission d'énergie aux pièces voisines. La première joue par rapport aux autres le rôle d'amortisseur.

Lorsqu'une pièce fait partie intégrante d'un système complexe, sa période d'oscillation propre se trouve masquée par la période d'oscillation de l'ensemble.

De tout ceci deux points principaux paraissent ressortir. D'une part il faut avoir égard aux conditions d'intervention des surcharges et surtout à la rapidité de leur intervention comparée à la période de vibration.

D'autre part il faut avoir égard au rapport des masses heurtantes et heurtées.

Pour tenir compte de la première considération, la Commission avait d'abord pensé à faire une distinction nette entre les poutres maitresses d'un pont et les pièces de son tablier, qui sont dans des conditions généralement dissemblables au point de vue de la proximité des chocs et de la rapidité d'intervention des surcharges. Cependant, pour les ponts de faible ouverture, la distinction s'efface en grande partie. Finalement elle a pensé que le paramètre le plus indiqué était tout simplement la longueur, soit de la pièce du tablier, soit de la poutre. A égalité de vitesse de circulation des trains, ou des convois, c'est bien de cette longueur seule

que dépend en effet la rapidité relative de mise en charge. Un de ses membres, M. Godard, lui a d'ailleurs signalé que c'était en fonction du paramètre « longueur » qu'étaient établies les règles de correction en usage dans certains pays étrangers, notamment en Angleterre et aux Etats-Unis. Elle doit rappeler aussi que les constructeurs avaient également, autrefois, proposé de se baser sur la longueur des poutres. Le refus qu'on leur avait opposé alors était justifié quand ce paramètre était seul en jeu; il n'a plus de raison d'être maintenant si, à côté de ce paramètre, on en fait intervenir d'autres tenant compte des éléments qu'il néglige, et notamment le rapport des masses heurtantes et heurtées pour répondre à la seconde des considérations ci-dessus.

En définitive, la Commission propose de faire intervenir dans le coefficient de majoration simultanément les deux paramètres suivants : L, longueur de la pièce, ou de la poutre, $\frac{P}{S}$, rapport du poids permanent P qu'elle supporte à la surcharge S, qu'elle est exposée à supporter. La formule serait de la forme :

$$1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \frac{L}{S}} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{P}{S}}$$

Pour une pièce très courte et très légère, L et $\frac{P}{S}$, étant négligeable, le coefficient de majoration pourrait atteindre la valeur théorique 2.

Pour une poutre maitresse de 100 mètres de portée, et si l'on suppose seulement une valeur de $\frac{P}{S}$ égale à l'unité, le coefficient tomberait à 1,44 environ.

La forme hyperbolique donnée à chacun des termes α et β assure donc en même temps qu'une sévérité relativement grande pour les pièces courtes et légères, une atténuation relativement rapide pour les pièces relativement importantes et lourdement chargées. C'était bien le but cherché.

On pourrait, il est vrai, aller encore un peu plus loin dans la voie de la précision, en distinguant par exemple les ponts en plusieurs catégories, suivant qu'il s'agit de ponts-routes ou de ponts de chemin de fer par exemple, ou suivant qu'il s'agit de ponts de chemins de fer à voie ballastée, ou non ballastée. On tiendrait compte par là du facteur « matelas élastique », en utilisant des formules distinctes, avec des coefficients différents, pour chacune des catégories. La Commission n'a pas cru pouvoir entrer dans cette voie, estimant d'une part qu'il était sans doute illusoire de prétendre à autre chose qu'à des appréciations, tout au moins en l'absence de documentation expérimentale plus précise, et estimant d'autre part que dans la formule proposée le terme β , faisant intervenir le rapport des charges et surcharges, tenait déjà compte dans une mesure suffisante des conditions variées d'établissement des voies ferrées et des chaussées de route. Au surplus, à l'égard des ponts-routes, pour lesquels on pouvait être tenté d'apporter quelques atténuations à cause de la moindre vitesse des convois et à cause de la moindre probabilité des surcharges complètes, elle a pensé que ces considérations étaient en fait contrebalancées par l'état des chaussées, par l'aggravation possible des chocs qui en résultent dans certains cas et par l'incertitude qui règne sur le poids des véhicules pouvant emprunter ces ouvrages.

Malgré la longueur de cet exposé, la Commission croit devoir répondre par avance à une objection possible relativement à l'adoption d'un coefficient de majoration uniforme pour toutes les pièces qui font partie d'une poutre complexe, à treillis par exemple. Pour une diagonale déterminée ce n'est pas la surcharge totale qui provoque les plus grands efforts. Ne devrait-on pas, pour cette diagonale, prendre la surcharge partielle S' qui y correspond, et la substituer à la surcharge totale S applicable à d'autres effets? Sans parler de la complication qui en résulterait — car il faudrait calculer autant de coefficients différents qu'il y aurait de diagonales, et modifier aussi à chaque fois la définition de la charge permanente appli-

cable — la Commission fait observer qu'elle a déjà répondu à cette objection en parlant plus haut des périodes propres d'oscillation des systèmes complexes et elle ajoute cette dernière raison qui lui paraît convaincante. En même temps que la surcharge partielle S' donnant les plus grands efforts, il est tout à fait rationnel de prendre en considération la surcharge complémentaire $S'' = S - S'$, qui produit alors des efforts opposés, et dont la disparition provoque par suite des efforts de même signe que l'introduction de la surcharge partielle S' . L'oscillation, ou écart des efforts extrêmes, dont doivent dépendre les effets dynamiques, fait donc intervenir la surcharge totale, ainsi que le poids total de l'ouvrage. Il en serait de même dans tous les autres cas analogues.

L'intervention des paramètres L et $\frac{P}{S}$ a un avantage de simplicité évident.

En outre elle a un avantage accessoire très précieux. Elle permet de déterminer le coefficient de majoration applicable dans un cas quelconque avant tout calcul de fatigue et, par suite, la majoration peut aussi bien porter sur les surcharges elles-mêmes que sur les fatigues qui en résultent. C'est pourquoi la nouvelle règle instituée se trouve, dans le nouveau projet de règlement, reportée à l'article 2, relatif aux surcharges.

Un autre avantage qui en découle directement, c'est que l'on peut rendre applicables immédiatement aux ponts en béton armé les règles de majoration qui auront été imposées aux ponts métalliques, sans s'inquiéter des différences qui résultent des procédés de calcul spéciaux aux constructions en béton armé, auxquelles la loi de Hooke n'est pas toujours applicable. Du moment que la majoration porte sur les surcharges elles-mêmes, il n'y a aucune raison de ne pas l'introduire dans les calculs ultérieurs, quels qu'ils puissent être.

CHAPITRE I. — Ponts-rails supportant des voies ferrées de largeur normales.

Adoption d'un nouveau train-type (art. 2). — Les grands Réseaux de Chemins de fer ont demandé à profiter de la refonte du Règlement de 1915 pour faire substituer aux wagons de 40 tonnes sur deux essieux des wagons beaucoup plus lourds pesant 80 tonnes sur quatre essieux. Le poids par essieu demeure sans changement, mais la répartition des essieux est différente, ainsi que le poids des wagons au mètre courant qui passera de 5 tonnes à 7 t 36 environ. Cette demande a été l'objet d'un avis favorable du Service du Contrôle et la Commission l'a accueillie favorablement.

Les Réseaux avaient en outre demandé, pour les ponts situés sur les lignes ouvertes au trafic international, l'adoption d'un convoi-type dérivant du précédent par une simple majoration de $1/10^e$ de tous les essieux. Leur poids individuel serait passé de 20 tonnes à 22 tonnes. La Commission n'a pas cru devoir accueillir cette demande, qui soulevait devant elle la grave question de la définition des lignes ouvertes au trafic international. Elle a estimé que pour ces lignes, comme pour toutes autres exposées à faire face à un trafic spécial, il était toujours loisible aux Réseaux de faire des propositions pour l'adoption d'un convoi-type plus lourd. Afin qu'il n'y ait aucun malentendu à cet égard, elle a spécifié qu'on pourrait substituer au train-type défini par le Règlement un autre train-type constitué avec les plus lourdes unités en service ou à envisager dans un avenir prochain.

Les autres modifications apportées à l'article 2 sont de simples changements de rédaction.

Fatigue du métal (art. 8). — La Commission a introduit à cet article deux réformes importantes à ses yeux :

1° *Calcul des efforts dus aux attaches des treillis dissymétriques*. — La première a trait à certains efforts qui se produisent dans les barres de treillis des poutres lorsque ces barres ne forment pas des systèmes symétriques par rapport au plan moyen. Cette disposition est à déconseiller autant qu'on le peut, car il résulte ordinairement de l'excentricité des attaches des moments fléchissants assez notables,

pouvant aggraver beaucoup les fatigues des pièces. Cette excentricité peut devenir suffisante, quand il s'agit de cornières ou de fers à U , isolés, pour qu'il y ait renversement des efforts principaux : un effort de traction par exemple étant constaté au bord des ailes d'un fer à U dont le dos est soumis à un effort de compression. On connaît des ponts dans lesquels tous les treillis sont marqués. Il importe donc de distinguer de tels efforts de ceux que l'on qualifie du nom « d'efforts secondaires » et pour lesquels le Règlement de 1915 dispense de tout calcul et admet un forfait de $1/10^e$ en sus. La Commission demande qu'on en fasse le calcul.

Les intéressés ont protesté contre la rigueur de cette nouvelle disposition, en raison de la difficulté de procéder au calcul demandé. Ils ont convenu que le forfait de $1/10^e$ pour les efforts secondaires cesse d'être suffisant dans ce cas; et ils ont offert une nouvelle majoration forfaitaire de $1/10^e$, en sus de la première, pour ce cas des treillis dissymétriques. Ils estiment que cette nouvelle majoration serait amplement suffisante et ils en ont donné cette raison que nombre de ponts présentent des poutres à treillis ainsi constituées et se sont cependant bien comportés.

La Commission a maintenu sa manière de voir. Elle ne conteste pas que de nombreux ponts à treillis dissymétriques ont été mis en service sans donner lieu à accidents. Mais certains d'entre eux étaient pourvus de montants verticaux, ou même de contreventements rigides; d'autres étaient à mailles serrées intéressant toute la longueur des âmes aux déformations par torsion; d'autres enfin ont pu se comporter comme des poutres à treillis simples, mais pourvues de contre-barres en vue des renversements d'efforts. Quoi qu'il en soit, si la prudence des Constructeurs a su éviter des incidents graves dans le passé, il n'en est pas moins nécessaire de faire sentir aux Ingénieurs et aux Constructeurs qu'il y a là un danger, résultant d'une disposition qu'on ne saurait prohiber certes complètement, mais qu'il faut déconseiller énergiquement. L'obligation de fournir des justifications produira par elle-même un effet de frein et ne sera pas sans utilité.

La Commission ne conteste pas non plus que des calculs exacts seraient souvent très difficiles et parfois sans intérêt. Aussi pour montrer qu'elle n'entend pas exiger autre chose que des calculs pratiques, elle propose d'insérer dans les Commentaires les indications nécessaires pour les exécuter rapidement et d'une manière approchée. Il s'agit surtout d'obliger Ingénieurs et Constructeurs à se rendre compte de l'ordre de grandeur des suppléments d'efforts possibles.

2° *Calcul des moments d'encastrement aux extrémités des pièces des tabliers*. — Les longerons et les pièces de pont sont généralement à âme pleine et très souvent de section constante. Il a paru souvent inutile de présenter à leur égard d'autres calculs que ceux qui concernent leur fatigue à la flexion dans la région centrale et leur fatigue à l'effort tranchant à leurs extrémités, en opérant d'ailleurs comme si ces pièces étaient simplement posées à leurs deux bouts. En fait cette dernière hypothèse est loin d'être réalisée, car on a toujours des assemblages rigides solidarissant les pièces. Elle donne, il est vrai, un surcroît de sécurité en ce qui concerne la fatigue à la flexion dans la région médiane. Mais il n'en est pas de même pour les régions voisines des extrémités, où se produisent, grâce aux liaisons rigides, qui constituent des « encastrements partiels », des moments de flexion négatifs, d'importance comparable aux moments de flexion positifs de la région centrale. C'est donc souvent une maladresse que d'adopter des sections variables, trop rapidement décroissantes vers les extrémités. La rigidité et la bonne tenue de l'ensemble y perdent d'ailleurs quelque chose et l'économie de métal que cette pratique procure n'est pas toujours très judicieuse. La Commission pense qu'il est préférable d'inciter les Ingénieurs à faire une meilleure répartition du métal, en admettant franchement la prise en compte d'encastrements partiels, d'ailleurs toujours réels, de manière à économiser un peu de métal dans la région centrale et à ne pas pousser trop loin cette économie, au contraire, quand il s'agit des extrémités. Tel est le but cherché par le texte du projet de Règlement et éclairci dans les Commentaires pour ce qui concerne les cas les plus courants.

On sait d'ailleurs que les assemblages des pièces du tablier se sont révélés dans bien des cas comme étant des points faibles dans les constructions. On y a constaté

assez souvent des relâchements ou même des ruptures de rivets, principalement pour les ponts de chemins de fer. C'est la question qui fait l'objet de l'article 10 du Règlement. Mais comme elle se trouve intimement liée à la précédente, il sera plus simple d'en parler immédiatement. Les défauts de ces assemblages tiennent en grande partie à la pratique qui consiste à traiter les pièces comme simplement posées à leurs extrémités. En effet, dans cette hypothèse, on n'a à vérifier les assemblages qu'au point de vue de l'effort tranchant et du cisaillement des rivets. En demandant la prise en considération des moments d'encastrement susceptibles de s'y produire, la Commission indique par là qu'il convient d'examiner en outre si les assemblages sont bien constitués de telle sorte que les rivets de la partie haute supportent sans fatigue excessive les efforts de traction qui s'y développent. Cette vérification conduira fréquemment à adopter des dispositions différentes, à recourir à des goussets de jonction par exemple, peut-être même à substituer à certains rivets des boulons susceptibles de mieux résister aux efforts de traction calculés. Il y a sur ces points des améliorations souhaitables et possibles à la pratique courante actuelle.

Pièces comprimées (art. 9). — L'article 9 du Règlement de 1915, relatif au flambage des pièces comprimées, avait notablement restreint la liberté d'appréciation des Ingénieurs et des Constructeurs, en imposant une méthode de vérification déterminée, celle que l'on désigne sous le nom de « Règle de Rankine ».

C'est là une dérogation au principe général, d'ailleurs rappelé à l'article 6, que l'Administration n'impose pas de méthode de calcul particulière, et elle a soulevé des protestations d'autant plus vives que la question du flambage a fait et fait encore dans certains milieux l'objet de vives controverses.

En outre, en imposant la règle de Rankine et en y ajoutant cette indication que le calcul devait tenir compte de la section nette des pièces, on avait créé une certaine confusion sur le sens même de cette règle. Il s'agit ici en effet, non plus d'imposer une majoration nouvelle des efforts calculés, majoration qui se trouverait superposée à celles de l'article 2, ou à celles qu'imposera désormais l'article 8, mais simplement de faire une vérification tendant à reconnaître si, indépendamment de toute considération de fatigue, l'effort total de compression de la pièce se trouve suffisamment éloigné de la charge critique de flambement, dite charge critique d'Euler, qui ne saurait être dépassée sans danger, quelle que soit la perfection d'exécution de la pièce et quelque bien centré que soit l'effort de compression.

Ce que la Commission propose de revenir, pour le texte même du Règlement, aux dispositions moins restrictives du Règlement de 1891, et de rendre leur liberté aux Ingénieurs.

Toutefois, sur la demande même des intéressés, elle a ajouté dans les Commentaires les indications nécessaires pour l'application rapide de l'une ou de l'autre des deux méthodes principales qui sont en présence, sans en exclure les autres. Les règles indiquées pour les deux méthodes envisagées sont d'ailleurs en aussi grande concordance que possible l'une avec l'autre.

Assemblages (art. 10). — Les explications utiles ont été données ci-dessus à propos de l'article 8.

Limites de sécurité (art. 11). — Cet article, qui était fondamental dans le Règlement de 1915, a pu être beaucoup abrégé étant donnée la refonte des articles 2 et 8. Il prend la forme d'un simple préambule aux articles suivants, qui précisent dans les cas courants, les limites de sécurité à admettre. Il n'y a plus qu'une seule série à envisager pour ces limites, c'est la série qui se rapporte aux fatigues totales calculées, toutes majorations comprises pour effets dynamiques.

Limites de sécurité pour l'acier laminé ou moulé (art. 12). — C'est de tous les articles similaires celui qui a en fait la plus grande importance.

La Commission a relevé explicitement à 13 kilos par millimètre carré la limite de fatigue, ou limite de sécurité de l'acier, qui répond aux caractéristiques du Cahier des Charges général. C'est la limite que l'on trouve à plusieurs reprises indiquée dans le Rapport de la Commission de 1915 comme limite admissible. Elle

dépasse de 1 kilo seulement la moitié de la limite d'élasticité théoriquement attribuée au métal en question, et n'atteint en fait que la moitié de la limite d'élasticité réelle qui est bien plus voisine de 26 kilos que de 24 kilos.

La Commission n'a pas cru devoir aller au delà, sauf pour les cas exceptionnels et fctifs où l'on fait intervenir les effets du vent, et où elle a, suivant l'usage, accepté une tolérance de 1 kilo.

Toutefois elle n'entend pas affirmer par là qu'il y aurait danger véritable dans tous les cas à dépasser légèrement ces limites. Elle a notamment conservé, dans les Commentaires de l'article 11 ci-dessus, l'indication déjà donnée par la Commission de 1915 à savoir que dans le cas où « les Ingénieurs parviendraient, soit par des recherches théoriques plus approfondies, soit par des constatations expérimentales probantes, à fournir une évaluation plus approchée des efforts réels supportés par les éléments d'un pont, il ne leur serait pas interdit de proposer des limites de sécurité plus élevées que celles inscrites dans le Règlement, en justifiant que leurs propositions réservent une marge de sécurité convenable. »

Elle s'est inspirée elle-même dans une certaine mesure de cette règle pour relever à 13 kilos la limite de sécurité ici en question. Elle croit notamment que la nouvelle règle instituée pour tenir compte des effets dynamiques permet d'en faire une plus juste appréciation que précédemment et même une appréciation plus prudente, pourrait-on dire. Elle croit aussi que les deux prescriptions nouvelles insérées à l'article 8 et concernant, l'une le calcul des effets de l'excentricité des pièces, l'autre le calcul des pièces du tablier, ainsi que la prescription de l'article 10 concernant les assemblages de ces dernières pièces, sont de nature à fournir des évaluations plus approchées des efforts réels. Il sera peut-être possible de faire encore mieux à l'avenir. La Commission espère donc n'encourir à l'occasion de ses propositions ni le reproche d'imprudence, ni celui de prudence excessive.

Limite de sécurité pour les rivets (art. 13). — Les explications données à propos de l'article précédent dispensent d'entrer dans de longues explications à propos de l'article 13 et des suivants.

Toutefois il est utile de signaler en passant que la Commission a voulu donner en quelque sorte une prime aux rivets exécutés mécaniquement et que cette prime lui paraît entièrement justifiée.

Epreuves des ponts (art. 18 et suivants). — Les Réseaux ont demandé : 1° que les épreuves par poids mort soient supprimés; 2° que les épreuves sous charges roulantes ne soient prescrites que pour les travées d'une portée supérieure à 25 mètres, et ont développé des considérations diverses : gêne sur les lignes exploitées, dépense, inutilité dans un grand nombre de cas.

La Commission n'a pas cru pouvoir les suivre et adhérer complètement à leurs demandes, car les constatations faites au moment des épreuves constituent des renseignements précieux, en dehors même de la mise en évidence des malfaçons toujours possibles.

Toutefois, en ce qui concerne les épreuves par poids mort, elle a considéré qu'il serait sans inconvénient et beaucoup plus expéditif de les remplacer par des épreuves faites à toute petite vitesse, celle d'un homme au pas, qui laisserait la possibilité de faire toutes les constatations utiles, et qui pourraient même comporter des arrêts, s'ils apparaissaient utiles dans certains cas dans l'intérêt même de ces constatations.

D'autre part, sans dispenser des épreuves tous les ouvrages de moins de 25 mètres de portée, elle a pensé qu'on pouvait, dans cette limite de portée, admettre cette dispense pour quelques catégories bien définies d'ouvrages. Elle était déjà incitée à entrer dans cette voie par le Règlement de 1915, qui accordait dispense pour la catégorie d'ouvrages dont les poutres maîtresses étaient entièrement confectonnées à l'atelier, et qui accordait quelques dispenses partielles pour les poutres à âme pleine. En conséquence, elle propose d'admettre la dispense d'épreuves dans le cas des poutres à âme pleine et dans le cas où des ponts du même type et de

portée au moins égale, exécutés par le même constructeur, auraient déjà fait l'objet d'épreuves satisfaisantes.

Les longueurs et la composition des trains qui serviront aux épreuves sont définies d'après les principes mêmes du Règlement de 1915. Sauf pour les travées indépendantes, il y aura généralement lieu de former des trains de deux longueurs différentes, de manière à obtenir automatiquement les conditions les plus défavorables pour les régions les plus intéressantes des ouvrages.

Dans un autre ordre d'idées, la Commission a pensé qu'il pouvait y avoir lieu de dépasser la vitesse uniforme de 40 kilomètres à l'heure pour les épreuves faites en vitesse. Les effets dynamiques s'aggravent en effet, ou peuvent s'aggraver en fonction de la vitesse. Il est donc légitime de se rapprocher, autant que les circonstances le permettront, des vitesses réelles qui pourront être atteintes en exploitation et qui, pour chaque ligne ou section de ligne, sont limitées par un certain maximum.

CHAPITRE II. — Ponts-rails supportant des voies étroites à largeur d'un mètre.

Rien à signaler.

CHAPITRE III. — Ponts-routes.

Surcharges (art. 33). — La rédaction nouvelle rend applicable aux ponts-routes les règles et les coefficients de majoration relatifs à l'effet dynamique des surcharges pour les ponts de chemins de fer.

D'un autre côté le programme des surcharges à envisager a été complètement remanié.

En raison de la multiplicité des combinaisons qui peuvent se produire pour le passage de véhicules tous isolés et indépendants, et de poids très variables, il n'a pas paru possible de se contenter, comme on l'a fait pour les ponts de chemins de fer, d'un seul convoi-type. On a dû envisager un premier programme A, surtout destiné au calcul des poutres maîtresses des ouvrages, puis un second programme B, qui est surtout destiné au calcul des tabliers, mais qui se substituera au précédent, en ce qui concerne les poutres maîtresses de faible portée, lorsqu'il donnera des résultats plus défavorables.

En ce qui concerne les ponts de portée moyenne, ou grande, il est bien certain que leur tablier a d'autant moins de chances d'être entièrement couvert de véhicules sur toute sa surface que sa longueur est plus grande. Même quand il s'agit de stationnement (et on l'a souvent observé quand on a soumis de grands ouvrages aux épreuves réglementaires), il est rare que l'on puisse, même en le voulant, réduire les intervalles des véhicules au delà de certaines limites, et la moyenne des intervalles s'accroît avec le nombre même des véhicules, qui se gênent alors en s'enchevêtrant les uns dans les autres. Il est bien certain aussi que dans ce cas des grands ouvrages le poids moyen des véhicules, qui sont de modèles très différents, diminue, pour tendre vers une limite, qui correspondrait au cas où tous les modèles pourraient se trouver représentés à la fois et en plusieurs échantillons chacun, sur un pont suffisamment long. Enfin la Commission a considéré que les très fortes concentrations de véhicules ne sont pas compatibles avec de grandes vitesses et que dans ce cas la considération des effets dynamiques a moins d'importance.

Accessoirement, la Commission a pris en considération les difficultés qu'il y avait à spécialiser des bandes de chaussée, pour en faire la zone de circulation de files de véhicules, surtout dans le cas où la largeur de la chaussée n'est pas un multiple exact de la largeur d'encombrement de ces véhicules. On sait bien que ce n'était là qu'une facilité consentie pour le calcul. Mais cela a quelquefois fait obstacle à ce que l'on envisage les positions les plus défavorables des véhicules et

a donné naissance à des combinaisons peu rationnelles. Il a paru préférable d'y renoncer.

En conséquence, dans le premier programme de surcharge la Commission n'a fait entrer que des combinaisons de surcharges uniformes, évaluées au mètre carré, tant pour la chaussée que pour les trottoirs. Mais alors que pour les trottoirs le taux en est fixé (400 kilos par mètre carré), le taux des surcharges afférentes à la chaussée est variable avec la longueur du pont.

Des calculs ont été faits pour montrer qu'il y avait une équivalence à peu près complète entre les surcharges ainsi définies et les surcharges provenant du convoi-type du Règlement de 1915 pour les poutres maîtresses dont la portée est supérieure à une vingtaine de mètres. Pour les poutres plus courtes c'est le programme B qui jouera.

Quant à ce programme subsidiaire B, on l'a constitué avec des files de deux camions se suivant. Ces camions sont supposés avoir comme poids total 16 tonnes, et le poids de l'essieu d'arrière est à lui seul de 12 tonnes. On leur a supposé la largeur de 2 m 50, maximum autorisé par le Code de la route. Ce sont là, à quelques détails près, les principales caractéristiques du convoi militaire type de la 2^e classe (matériel d'artillerie renforcé).

En ce qui concerne les poids de ces camions, on les a délibérément voulus supérieurs à ceux des camions habituellement employés pour deux autres raisons. La première, c'est qu'il faut se réserver une marge importante pour l'avenir. La seconde, c'est qu'en fait la circulation est peu contrôlée sur les routes et ne peut guère l'être et que, par suite, il est très utile d'avoir une marge de sécurité spéciale vis-à-vis des chargements exceptionnels. A l'égard de ceux-ci, *qui sont toujours isolés*, les poutres maîtresses d'un pont, même de portée modérée, sont toujours en situation de résister. C'est le tablier qui est de beaucoup le plus exposé, en pareil cas, et c'est lui qui est surtout visé par le programme B.

Epreuves (art. 37). — La Commission ne propose, en ce qui concerne les ponts-routes, aucune modification aux prescriptions en vigueur. Elle estime qu'il convient de maintenir l'épreuve par poids mort notamment, car c'est la seule qui soit toujours réalisable. La difficulté de trouver des véhicules, en nombre et en poids suffisants, et la difficulté de les faire circuler ensemble, en ordre serré, sur la chaussée, rend souvent illusoire l'épreuve dite par poids roulant.

La clause dernière de l'article 37, celle qui prescrit le passage, à la vitesse maxima autorisée, d'un véhicule comprenant un essieu aussi lourd que possible avec maximum de 12 tonnes, est celle qui, en fait, paraît donner le plus de garanties en ce qui concerne les pièces du tablier.

La seule modification proposée par la Commission consiste à porter de 2 m 25 à 2 m 50 la largeur attribuée en principe à une file de véhicules, conformément au Code de la route.

CHAPITRE IV. — Ponts-canaux.

Aucune modification n'a été apportée.

JUSTIFICATION DE LA MODIFICATION PROPOSÉE AUX INSTRUCTIONS DU 20 OCTOBRE 1906 RELATIVES A L'EMPLOI DU BÉTON ARMÉ

En ce qui concerne le travail de la revision des Instructions du 20 octobre 1906, la Commission a pensé qu'il convenait de suspendre la discussion et la présentation des textes qu'elle avait préparés jusqu'au moment où pourraient être produits les résultats des expériences que la Chambre syndicale des Constructeurs de béton armé se déclarait disposée à entreprendre, et jusqu'au moment où l'Admi-

nistration serait prête à examiner les contre-propositions de ladite Chambre syndicale.

Cependant il semble qu'il soit dès à présent possible et opportun de rendre applicables aux ponts en béton armé les programmes de surcharges et d'épreuves qui seront adoptés par les ponts métalliques. Cela va de soi, mais encore vaut-il mieux le dire. Par programme de surcharges la Commission entend dire les programmes eux-mêmes, y compris les majorations prévues pour tenir compte des effets dynamiques. Cela ne demande aucune explication complémentaire.

Toutefois, on ne saurait laisser intactes, sans susciter des malentendus ou des récriminations justifiées, les prescriptions générales de l'article 7 et de l'article 8, en ce qui concerne les ponts. Ces articles ont une portée plus générale et s'appliquent ou peuvent s'appliquer à des ouvrages autres que des ponts. Ils devront donc subsister provisoirement. Mais on peut autoriser des dérogations pour les ouvrages dont il s'agit ici. C'est ce que la Commission propose de faire par le texte qu'elle a préparé.

CONCLUSIONS

En conséquence, la Commission propose au Conseil général des Ponts et Chaussées de soumettre à l'approbation du Ministre des Travaux publics les textes ci-annexés, savoir :

1° Un Règlement, avec Commentaire explicatif, destinés à être substitués aux Règlement et Commentaire du 8 janvier 1915 sur les ponts métalliques;

2° Une modification aux Instructions du 20 octobre 1906, relatives au béton armé, modification applicable aux ponts.

Le Rapporteur : PIGEAUD.

Le Président : BRESSE.

II

NOTES

SUR L'APPLICATION DU RÈGLEMENT DU 8 JANVIER 1915

RELATIF AUX

PONTS MÉTALLIQUES

CHAPITRE PREMIER

PONTS-RAILS SUPPORTANT DES VOIES FERRÉES DE LARGEUR NORMALE

§ 1^{er}. — Base des calculs de stabilité

ARTICLE PREMIER. — Pour pouvoir commencer les calculs d'un pont, il faut connaître *à priori* le poids propre supporté par la pièce à calculer, ce qui ne pourra se faire que par comparaison avec un projet déjà exécuté.

Faute de renseignements on pourra, dans les calculs d'un avant-projet, et pour les trois types courants sur rails, adopter pour les poutres les charges données par les formules suivantes, p étant le poids en kilogrammes par mètre courant de file de rail :

1° Poutres jumelles :

$$p \text{ kg} = 300 + 60 l \text{ (} l \text{ est la portée de la poutre);}$$

2° Poutres latérales à âmes pleines :

$$p \text{ kg} = 750 + 25 l;$$

3° Poutres à treillis avec voie inférieure :

$$p \text{ kg} = 330 + 45 l.$$

Le poids d'un platelage en tôle est compté.

Ces poids sont tout à fait approximatifs, ils dépendent des procédés de construction.

Nous donnons également ci-dessous une autre formule également applicable pour la recherche du poids total d'un tablier de grande portée :

$$P = 0,6 \sqrt{l},$$

dans laquelle : P est exprimé en tonnes par mètre courant et pour 1 voie, non compris le poids de la voie, du platelage et des appareils d'appui; l = la portée en mètres.

Pour la voie on peut compter 300 kilos par mètre courant de voie et également 400 kilos par mètre courant de voie pour le platelage.

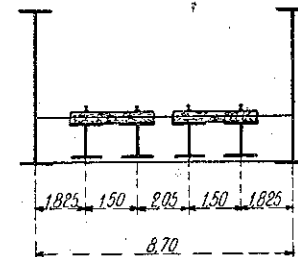
EXEMPLE : Pour le pont ci-contre de 49 mètres de portée, le poids total sans les appareils d'appui serait approximativement de :

$$P = 49 \times [2 (0,6 \sqrt{49})] + 2 \times 300 + 2 \times 400 = 480 \text{ soit } 500 \text{ tonnes.}$$

ART. 2. — Il précise le schéma du train qu'il conviendra d'adopter dans le calcul.

Le poids au mètre courant de machine est de $\frac{100}{10} = 10$ tonnes; si on comprend le tender on a : $\frac{160}{20} = 8$ tonnes.

Les wagons accusent au mètre courant $\frac{80}{11} = 7.270$ kilos.



Théoriquement il n'y a plus lieu de tenir compte de la machine déréglée dont l'essieu central pesait 26 tonnes, mais, déjà par mesure de prévoyance, on calcule quelquefois les petits éléments de faible portée sous le passage d'un essieu de 25 tonnes; toutefois il est bien entendu que cette façon d'opérer n'est pas obligatoire, c'est une simple marge de prévoyance que prennent certains ingénieurs.

a) *Moments fléchissants et efforts tranchants.* — Nous donnons ci-après, dans un tableau, les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants maximums pour des portées variant de 1 à 50 mètres et par file de rail.

PONTS SOUS RAILS (voie normale). — RÈGLEMENT DU 10 MAI 1927
MF et T pour une file de rail

PORTÉES	MOMENTS FLÉCHISSANTS	EFFORTS TRANCHANTS	PORTÉES	MOMENTS FLÉCHISSANTS	EFFORTS TRANCHANTS
m.	Kgm.	Kgm.	m.	Kgm.	Kgm.
0,25	625	10.000	11	92.500	37.273
0,50	1.250	10.000	12	105.000	39.167
0,75	1.875	10.000	13	117.500	40.769
1	2.500	10.000	14	131.449	42.857
1,25	3.125	10.000	15	147.500	44.667
1,50	3.750	10.000	16	165.000	46.250
1,75	4.375	11.429	17	182.500	48.235
2	5.000	12.500	18	200.000	50.000
2,25	5.625	13.333	19	217.500	51.579
2,50	6.250	14.000	20	236.563	53.000
2,75	7.273	14.545	21	257.500	54.762
3	8.438	15.000	22	280.000	56.591
3,25	9.615	16.154	23	302.500	58.478
3,50	11.250	17.143	24	325.000	60.650
3,75	13.125	18.000	25	347.500	62.800
4	15.000	18.750	26	371.625	65.000
4,25	16.875	19.412	27	397.500	67.407
4,50	18.750	20.000	28	425.000	69.643
4,75	20.625	21.053	29	452.500	71.724
5	22.500	22.000	30	480.000	73.667
5,25	24.375	22.857	31	507.500	75.806
5,50	26.250	23.636	32	535.000	77.813
5,75	28.478	24.348	33	562.500	79.697
6	30.938	25.000	34	591.771	81.765
6,25	33.400	26.000	35	623.573	83.714
6,50	36.250	26.923	36	658.404	85.556
6,75	39.375	27.778	37	693.244	87.568
7	42.500	28.571	38	731.118	89.474
7,25	45.625	29.310	39	770.833	91.154
7,50	48.750	30.000	40	810.563	93.125
7,75	51.875	30.645	41	850.305	95.000
8	55.000	31.250	42	892.401	97.024
8,25	58.125	31.818	43	937.287	98.953
8,50	61.250	32.353	44	982.178	100.795
8,75	64.375	32.857	45	1.027.074	102.556
9	67.500	33.333	46	1.071.975	104.239
9,25	70.625	33.784	47	1.116.879	106.064
9,50	73.750	34.241	48	1.161.788	107.917
9,75	76.875	34.615	49	1.206.701	109.796
10	80.000	35.000	50	1.251.617	111.600

b) *Charges sur les entretoises.* — Les réactions des longerons sur les entretoises peuvent être calculées rapidement au moyen des formules ci-dessus :

ESPACEMENT des ENTRETOISES	RÉACTION DE L'ENTRETOISE AU DROIT de chaque attache de longeron
de 0 m. à 1 m. 50	10.000 kg
1 m. 50	10.000 kg
de 1 m. 50 à 3 mètres	$30.000 \text{ kg} - \frac{30.000}{l}$
3 mètres	20.000 kg
de 3 m. à 7 mètres	$50.000 \text{ kg} - \frac{90.000}{l}$
7 mètres	37.143 kg
de 7 m. à 10 mètres	$70.000 \text{ kg} - \frac{230.000}{l}$
10 mètres	47.000 kg

c) *Coefficient dynamique.* — La circulaire actuelle prescrit impérativement de majorer tous les efforts dus au passage du train type d'un coefficient dynamique ayant pour valeur :

$$K = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{P}{S}}$$

L étant la portée de la pièce, P la charge morte, y compris poids propre, S la somme des surcharges qu'il est possible d'accumuler sur la pièce.

Pour les pièces très courtes et très légères, L et $\frac{P}{S}$ tendent vers 0 et K vers sa limite supérieure qui est égale à 2.

Pour les pièces très longues et supportant une forte charge morte, le coefficient K descend vers 1,15. Dans la pratique il oscille entre 1,3 et 1,8.

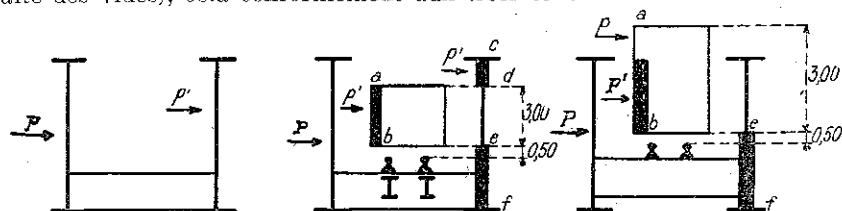
Les moments fléchissants, efforts tranchants, réactions des longerons sur les entretoises donnés ci-dessus sont donc à multiplier par le coefficient K déterminé séparément pour chaque pièce.

ART. 3. — Cet article ne modifie pas l'article correspondant de la circulaire de 1915.

p étant la pression du vent agissant perpendiculairement aux surfaces frappées, A la surface brute de la poutre directement frappée; B sa surface nette, déduction faite des vides, l'intensité du vent en arrière de la première poutre aura pour valeur :

$$p' = p \left(1 - \frac{B}{A} \right)$$

Cette force p' agira horizontalement sur toutes les surfaces rencontrées (déduction faite des vides), cela conformément aux trois schémas ci-dessous :



les écrans ab étant pleins, les écrans ed et ef devant être comptés nets (vides déduits).

ART. 4. — Cet article prescrit de tenir compte d'une variation de température de $\pm 27^\circ$ quand l'ossature métallique ne peut se dilater librement, cas d'un arc à deux rotules par exemple.

Le coefficient de dilatation de l'acier étant égal à 0,000012, la variation de $\pm 27^\circ$ correspond à une dilatation ou à une contraction linéaire de $0,000012 \times 27 = 0,000324$, soit sensiblement $\pm 0,0003$ par mètre.

ART. 5. — Les calculs relatifs au montage et au lançage des ponts sont généralement établis par le constructeur car ils dépendent des moyens dont celui-ci dispose.

Durant ces opérations le travail du métal ne doit pas dépasser 18 kilos par millimètre carré.

§ 2. — Conduite des calculs

ART. 6. — Il est recommandé de vérifier l'équilibre statique des ouvrages, le coefficient de sécurité des ponts fixes, c'est-à-dire le rapport entre le moment de stabilité et le moment de renversement devant autant que possible ne pas être inférieur à 1,5.

ART. 7. — Tous les éléments doivent être calculés *section nette*.

Dans un avant-projet on peut calculer le travail élastique avec la section brute et frapper les résultats obtenus d'un coefficient de majoration.

Dans un travail rapide et approximatif ce coefficient peut être pris égal à 1,2.

ART. 8. — Cet article est très important; il apporte des modifications profondes à la circulaire de 1915.

Il reste loisible, à défaut de calcul direct, de tenir compte des efforts supplémentaires dus à la rigidité des attaches des barres de triangulation des poutres ou éléments principaux en frappant les efforts obtenus d'une majoration de 1/10°.

Mais il importe également de tenir compte de l'excentricité des barres de triangulation par rapport au plan moyen de la poutre, quand on veut conserver malgré tout des treillis en croix de Saint-André ou des treillis multiples, bien qu'il soit recommandé d'éviter ces systèmes de triangulation, dans les poutres à âme simple et où il est impossible d'éviter l'excentricité. L'emploi des poutres jumelles permet sans inconvénient d'adopter des treillis en X.

À défaut de calculs plus exacts, le règlement propose pour le calcul des barres excentrées les formules suivantes :

Pièces comprimées : Moment de flexion supplémentaire :

$$M = \frac{F b}{\cos x + \delta \frac{\sin x}{x}}$$

Pièces tendres : Moment de flexion supplémentaire :

$$M = \frac{F b}{I + \delta \frac{\text{th } x}{x}}$$

en prenant pour la valeur de x :

$$x = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{F}{EI}}$$

l étant la longueur de la pièce en mètres et I son moment d'inertie par rapport à l'axe de flexion en 10^6 ,

F l'effort dans la barre en kilogrammes;

E le coefficient d'élasticité = 22.000.

La valeur de x ainsi obtenue est la valeur de l'arc rapporté au rayon.

On a : $360^\circ = \text{arc } \pi D$, avec $R = 1 : 180 = \text{arc } \pi \times 1$, soit pour un arc x :

$$\widehat{\text{angle } x} = \frac{180^\circ \times x}{\pi};$$

on aura ainsi la valeur de l'angle dont on recherchera les valeurs du *sinus*, du *cosinus* et de la *tangente hyperbolique*.

Quant au coefficient δ il est pris égal à 2,3, comme l'indique le règlement pour les cas courants.

Nous donnons ci-après une table de la fonction hyperbolique $\text{tg } \varphi$ pour $\varphi = 0$ à 2,39.

Encastremets. — Ce même article prescrit aussi de tenir compte de l'encastrement partiel qui résulte de l'attache d'une pièce sur une autre pièce du tablier (longerons sur entretoises et entretoises sur poutres principales).

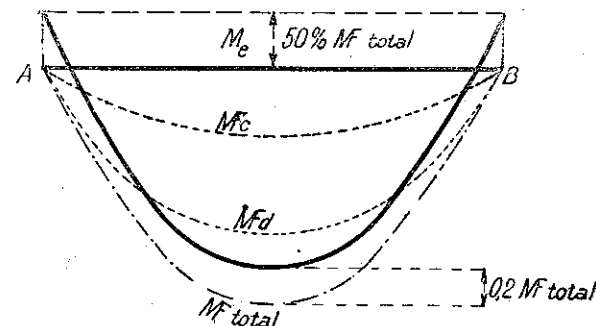
Le calcul des longerons et des entretoises doit donc être conduit de la façon suivante :

On trace la courbe des moments fléchissants sous les charges mortes (M_c) en considérant l'élément comme simplement appuyé sur ses appuis.

On opère de même pour les surcharges majorées du coefficient dynamique (M_d). La courbe enveloppe donne le diagramme des moments fléchissants totaux pour une poutre sur appuis simples.

Pour tenir compte de l'encastrement partiel défini par le règlement de 1927 on n'a qu'à diminuer l'ordonnée maxima de 20 % du moment total et à prendre à l'encastrement (M_e) 50 % de ce même moment total. On trace alors la courbe enveloppe définitive des moments fléchissants.

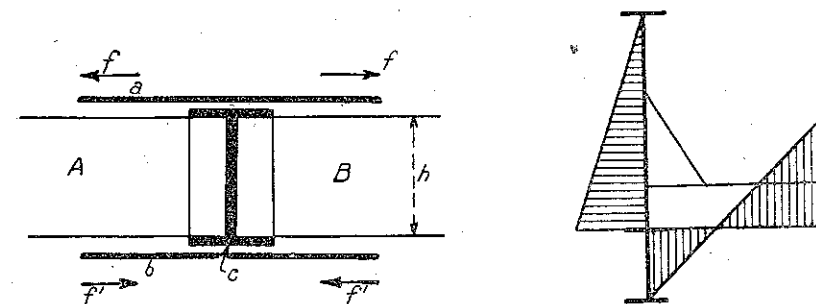
Reste maintenant à réaliser l'encastrement de valeur M_e ; pratiquement c'est souvent assez difficile, les rivets d'attache travaillent déjà au cisaillement vertical sous l'effort de réaction et l'encastrement même partiel ne peut guère être réalisé que par des goussets horizontaux dont les rivets d'attache travaillent au cisaillement.



Fonction hyperbolique $\lg \varphi$ pour $\varphi = 0$ à 2,39

φ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	D
0,0	0,0000	0100	0200	0300	0400	0500	0599	0699	0798	0898	99
0,1	0,0997	1096	1194	1293	1391	1489	1587	1684	1781	1878	96
0,2	0,1974	2070	2165	2260	2355	2449	2543	2636	2729	2821	92
0,3	0,2913	3004	3095	3185	3275	3364	3452	3540	3627	3714	86
0,4	0,3800	3885	3969	4053	4137	4219	4301	4382	4462	4542	79
0,5	0,4621	4700	4777	4854	4930	5005	5080	5154	5227	5299	71
0,6	0,5370	5441	5511	5581	5649	5717	5784	5850	5915	5980	64
0,7	0,6044	6107	6169	6231	6291	6352	6411	6469	6527	6584	56
0,8	0,6640	6696	6751	6805	6858	6911	6963	7014	7064	7114	49
0,9	0,7163	7211	7259	7306	7352	7398	7443	7487	7531	7574	42
1,0	0,7616	7658	7699	7739	7779	7818	7857	7895	7932	7969	36
1,1	0,8005	8041	8076	8110	8144	8178	8210	8243	8275	8306	31
1,2	0,8337	8367	8397	8426	8455	8483	8511	8538	8565	8591	26
1,3	0,8617	8643	8668	8693	8717	8741	8764	8787	8810	8832	22
1,4	0,8854	8875	8896	8917	8937	8957	8977	8996	9015	9033	19
1,5	0,9052	9069	9087	9104	9121	9138	9154	9170	9186	9202	15
1,6	0,9217	9232	9246	9261	9275	9289	9302	9316	9329	9342	12
1,7	0,9354	9367	9379	9391	9402	9414	9425	9436	9447	9458	10
1,8	0,9468	9478	9488	9498	9508	9518	9527	9536	9545	9554	8
1,9	0,9562	9571	9579	9587	9595	9603	9611	9619	9626	9633	7
2,0	0,9640	9647	9654	9661	9668	9674	9680	9687	9693	9699	6
2,1	0,9705	9710	9716	9722	9727	9732	9738	9743	9748	9753	5
2,2	0,9757	9762	9767	9771	9776	9780	9785	9789	9793	9797	4
2,3	0,9801	9805	9809	9812	9816	9820	9823	9827	9830	9834	3

Par exemple, pour les longerons A et B d'une même file assemblés sur l'entre-

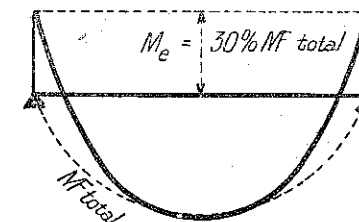


toise C, le moment d'encastrement M_e détermine un couple dont les forces f et f' ont pour valeur $\pm f = \frac{M_e}{h}$.

Cette valeur permet de calculer les couvre-joints a et b et leurs attaches. Il en est de même pour l'attache d'une entretoise sur une poutre : il ne faut pas oublier qu'alors le moment d'encastrement se retourne dans le montant de la poutre.

C'est surtout dans ce cas que la réalisation matérielle d'un encastrement à 50 % du MF total est parfois difficile.

On peut alors prendre sur les appuis simplement 30 % de MF total sans rien diminuer au milieu de la portée, comme l'indique le schéma ci-contre.



ART. 10. — La formule de flambage des pièces comprimées est définie. Nous avons vu dans le Cours que le travail d'une pièce comprimée devait satisfaire à l'inégalité suivante :

$$\frac{P}{S} \leq R_f \leq \frac{R}{1 + MN \frac{l^2}{r^2}}$$

R_f charge admissible est donc une variable dépendant des dimensions de la pièce. Il paraît plus simple d'avoir à comparer dans une note de calculs, tous les résultats fournis par les calculs aux limites de sécurité prescrites R et par suite on préfère écrire l'équation ci-dessus sous la forme :

$$\frac{P}{S} \left(1 + MN \frac{l^2}{r^2} \right) \leq R.$$

La formule de Rankine, généralement employée, est bien de cette forme :

$$R \geq \frac{P}{S} \left(1 + 0,0001 \frac{l^2 \Omega}{I} \right),$$

dans laquelle on prend :

P la charge.

Ω la section nette.

l les 8/10^e de la largeur entre centres d'attache de la barre.

I le moment d'inertie de la section.

ART. 10. — Rien de particulier en ce qui concerne le calcul des rivures sous l'effort de réaction, mais il ne faut pas oublier de tenir compte de l'encastrement des pièces comme il a été indiqué précédemment.

Si, pour des raisons quelconques, il est impossible de combiner le jeu des goussets horizontaux, il sera nécessaire de calculer les rivets d'attache à l'arrachement des têtes indépendamment du cisaillement vertical.

§ 3. — Justification de la stabilité

ART. 11, 12, 13, 14. — Se conformer strictement aux limites de travail imposées qui se résument comme suit :

Acier laminé : tension ou compression : $R \leq 13$ kg, avec majoration de 1 kg quand on tient compte des efforts du vent. Soit $R \leq 14$ kg.

Au cisaillement : $R = 4/5^e$ des coefficients ci-dessus.

Travail des rivets au cisaillement : $R \leq 9$ kg.

Dans le calcul des joints, la section totale des rivets doit donc être prise égale aux $13/9^e$ de la section nette à remplacer.

CHAPITRE III

PONTS SUPPORTANT DES VOIES DE TERRE

ART. 33. — Il y a lieu de considérer le système de surcharge le plus défavorable, la chaussée étant divisée en zones de 2 m 50 de largeur pour le passage des convois.

Remarquer avant tout que le convoi n'est pas indéfini et qu'il comprend seulement deux automotrices de chacune deux essieux, l'un de 4 tonnes, l'autre de 12 tonnes.

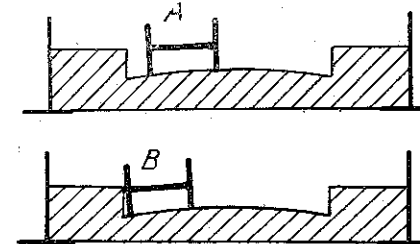
Bien s'assurer également que le passage d'autres véhicules n'est pas imposé (rouleaux compresseurs ou autres véhicules civils ou militaires). Le passage des convois donne généralement le maximum dans le calcul des éléments secondaires, mais dans le calcul des poutres il est nécessaire de toujours faire une comparaison entre les résultats obtenus avec les convois et ceux qui résultent de l'application de la surcharge uniformément répartie.

Les surcharges roulantes sont toujours disposées transversalement pour produire le maximum de l'effort recherché, c'est-à-dire par exemple qu'un essieu sera placé sur une entretoise dans la position A pour la recherche du moment fléchissant et dans la position B pour la recherche de l'effort tranchant. Si la largeur de chaussée pouvait contenir plusieurs convois, on prendrait également toujours les positions les plus défavorables sans considérer les positions des zones de passage comme immuables, comme on le faisait avec le règlement de 1915.

Les surcharges roulantes, ou fixes et uniformément réparties sur la chaussée, sont les unes et les autres frappées du coefficient dynamique.

La surcharge des trottoirs n'est pas affectée de ce coefficient dynamique.

Nous donnons ci-après un tableau des moments fléchissants et efforts tranchants développés sur le passage du convoi réglementaire par une zone de convoi.



PORTÉE en mètres	MOMENT FLÉCHISSANT maximum	EFFORT TRANCHANT maximum	PORTÉE en mètres	MOMENT FLÉCHISSANT maximum	EFFORT TRANCHANT maximum
1	3.000	12.000	16	60.050	20.000
2	6.000	12.000	17	65.047	20.706
3	9.000	12.000	18	71.111	21.334
4	12.000	12.000	19	78.736	21.895
5	15.000	12.800	20	86.400	22.400
6	18.000	13.334	21	94.095	22.858
7	21.000	13.714	22	101.818	23.273
8	24.500	14.000	23	109.565	23.673
9	28.444	14.223	24	117.333	24.000
10	32.400	14.400	25	125.120	24.320
11	36.363	15.637	26	132.923	24.616
12	40.333	16.667	27	140.740	24.889
13	45.061	17.539	28	148.571	25.143
14	50.057	18.286	29	156.415	25.380
15	55.053	19.200	30	164.266	25.600

APPLICATION

PONT-ROUTE DE 6 MÈTRES DE LARGEUR ET DE 12 MÈTRES DE PORTÉE

Le tablier métallique du pont-route dont il s'agit est composé de deux poutres principales placées sous les trottoirs. Ces poutres sont reliées entre elles par des entretoises espacées de 1 m 50 sur lesquelles s'appuient les voutins en béton qui supportent la chaussée.

Le schéma de la figure 1 montre la coupe transversale de ce tablier dont la chaussée est de 4 m 50 et celle des trottoirs de 0 m 75.

Calcul des entretoises. — Portée : 5 m 30; espacement d'axe en axe : 1 m 50; charge morte uniformément répartie : 2.400 kilos le mètre courant.

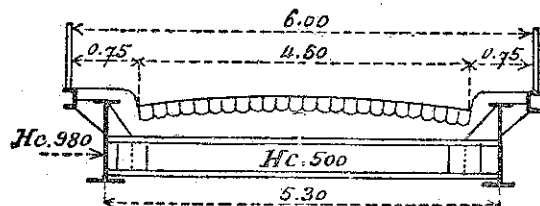


FIG. 1.

La surcharge roulante sera produite par une seule automotrice d'un encombrement de 2 m. 50 dont l'essieu de 12 tonnes sera placé à l'aplomb de l'entretoise dans la position la plus défavorable.

La surcharge sur les trottoirs de 400 kilos par mètre carré peut être considérée comme n'intéressant pas les entretoises.

Moments fléchissants. — Sous la charge morte uniformément répartie :

$$M_1 = \frac{pl^2}{8} = \frac{2.400 \times 5,30^2}{8} = 8.430 \text{ kgm.}$$

(max. en M)

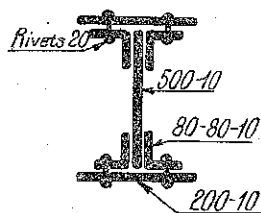


FIG. 2.

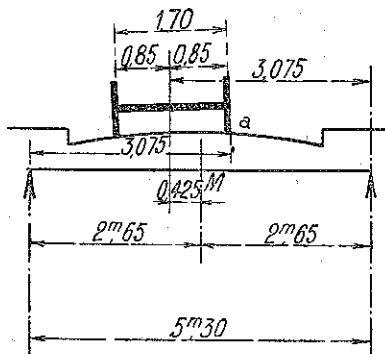


FIG. 3.

Sous la surcharge de l'essieu de 12 tonnes placé dans la position du schéma ci-contre :

$$M_2 = \left(\frac{12.000 \times 3,075^2}{5,3} \right) - (6.000 \times 1,70) = 21.410 \text{ kgm} - 10.200 \text{ kgm} = 11.210 \text{ kgm.}$$

(max. en a)

Le coefficient dynamique a pour valeur :

$$K = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 L} + \frac{0,6}{1 + \frac{P}{S}} = 1 + \frac{0,4}{1 + (0,2 \times 5,3)} + \frac{0,6}{1 + 4 \left(\frac{12.720}{12.000} \right)}$$

$$= 1 + 0,194 + 0,115 = 1,31.$$

$$M'_2 = 11.210 \times 1,31 = 14.685 \text{ kgm.}$$

Sans erreur appréciable on peut admettre que M^1 et M^2 sont maximum au même point, d'où :

$$MF \text{ max. total} = 8.430 + 12.685 = 23.115 \text{ kgm.}$$

En admettant l'encastrement de 50 % sur les appuis on aurait :

$$MF \text{ max. au milieu} = 23.115 \times 0,8 = 18.490 \text{ kgm.}$$

$$MF \text{ à l'encastrement} = 23.115 \times 0,5 = 16.560 \text{ kgm.}$$

Mais en considérant la difficulté de réalisation de l'encastrement, on ne diminuera pas le moment fléchissant au milieu de la portée et on ne prendra que 25 % de MF à l'encastrement.

Dans ces conditions :

$$MF \text{ au milieu} = 23.115 \text{ kgm.}$$

$$MF \text{ à l'encastrement} = 23.115 \times 0,25 = 8.280 \text{ kgm.}$$

L'entretoise ayant la section constante ci-contre :

$$\frac{I}{n} 10^6 = 2.570,$$

$$R = \frac{23.115}{2.570} = 9 \text{ kg (limite 13 kg).}$$

Si nous envisageons des poutres principales de 1 mètre environ de hauteur, les forces horizontales du couple d'encastrement auraient pour valeur :

$$\frac{8.280}{1,00} = 8.280 \text{ kg.}$$

La section des rivets cisailés horizontalement dans les goussets devra être de :

$$\frac{8.280 \text{ kg}}{9} = 920 \text{ mm}^2,$$

soit au moins trois rivets de 20 mm² de diamètre (en pratique on en mettra 4).

Efforts tranchants. — Sous la charge morte :

$$T_1 = \frac{2.400 \times 5,3}{2} = 6.360 \text{ kg.}$$

Sous la surcharge de l'essieu de 12 tonnes placé comme il est indiqué sur le croquis ci-contre et en tenant compte du coefficient dynamique calculé ci-dessus :

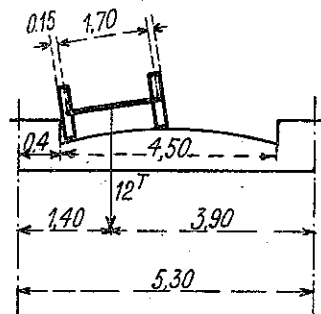


FIG. 4.

figure 4, donnant ainsi sur la poutre considérée des roues hypothétiques de :

$$\frac{4.000 \times 3,90}{5,30} = 2.950 \text{ kg,}$$

et

$$\frac{12.000 \times 3,90}{5,30} = 8.800 \text{ kg.}$$

Le coefficient dynamique aura pour valeur :

$$K = 1 + \frac{0,4}{1 + (0,2 \times 12)} + \frac{0,6}{1 + 0,4 \frac{52.800}{20.000}} = 1,42,$$

portant ainsi la charge des roues hypothétiques à :

$$2.950 \times 1,42 = 4.200 \text{ kg,}$$

et

$$8.800 \times 1,42 = 12.600 \text{ kg.}$$

Moments fléchissants. — 1° Sous la charge morte uniformément répartie :

$$M_1 = \frac{4.400 \times 12^2}{8} = 79.200 \text{ kgm;}$$

2° Sous la surcharge du trottoir :

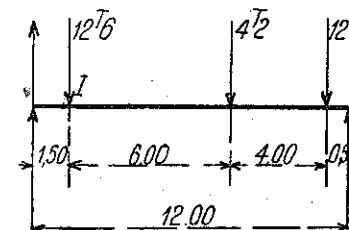
$$M_2 = \frac{400 \times 0,75 \times 12^2}{8} = 5.400 \text{ kg;}$$

3° Sous le convoi en considérant successivement les sections de poutre situées au droit des entretoises en remarquant qu'à priori le moment fléchissant est maximum dans cette section quand l'essieu maximum est à l'aplomb de l'entretoise correspondante.

SECTION I

$$V = \frac{(12.600 \times 10,5) + (4.200 \times 4,5) + (12.600 \times 0,5)}{12} = 13.125 \text{ kg.}$$

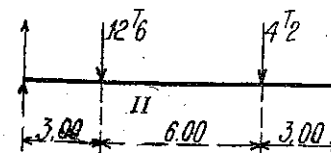
$$M \text{ (en I)} = 13.125 \times 1,50 = 19.690 \text{ kgm.}$$



SECTION II

$$V = \frac{(12.600 \times 9) + (4.200 \times 3)}{12} = 10.500 \text{ kg.}$$

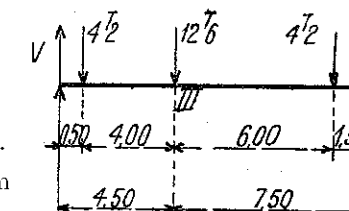
$$MF \text{ (en II)} = 10.500 \times 3 = 31.500 \text{ kgm.}$$



SECTION III

$$V = \frac{(4.200 \times 11,5) + (12.600 \times 7,50) + (4.200 \times 1,50)}{12} = 12.340 \text{ kg.}$$

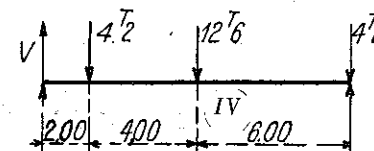
$$MF \text{ (en III)} = (12.340 \times 4,5) - (4.200 \times 4) = 38.730 \text{ kgm}$$



SECTION IV

$$V = \frac{(4.200 \times 10) + (12.600 \times 6)}{12} = 9.800 \text{ kg.}$$

$$MF \text{ (en IV)} = (9.800 \times 6) - (4.200 \times 4) = 42.000 \text{ kgm.}$$



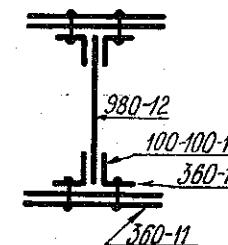
Le tracé ci-dessous détermine la longueur des tables, le moment fléchissant maximum étant égal à :

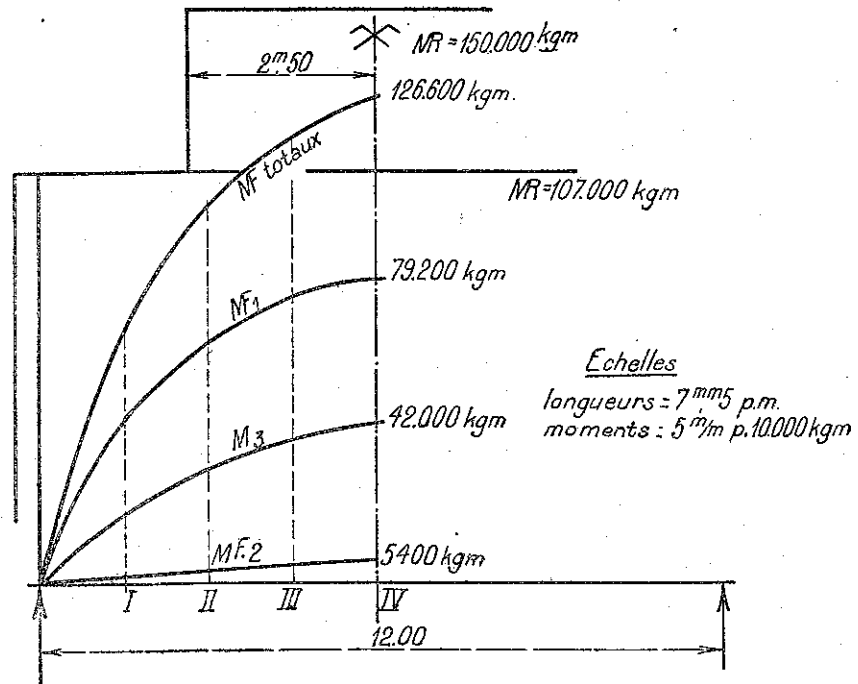
$$MF \text{ total} = 79.200 + 5.400 + 42.000 = 126.600 \text{ kgm.}$$

avec la section ci-contre :

$$\frac{I}{n} 10^6 = 11.400.$$

$$R = \frac{126.600}{11.400} = 11 \text{ kg 1 (limite 13 kg).}$$





Vérification sur la surcharge uniformément répartie fixe. Surcharge au mètre carré :

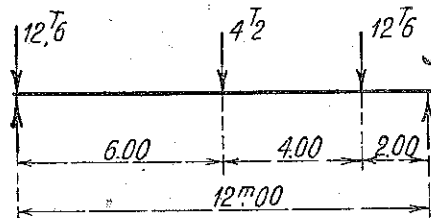
$$p = 820 \text{ kg} - 4 \text{ L}, \\ = 820 \text{ kg} - 48 = 772 \text{ kg}.$$

Sur charge uniformément répartie sur une poutre :

$$2,25 \times 12 \times 772 \text{ kg} = 20.844 \text{ kg},$$

donnant un moment fléchissant maximum au milieu de la portée de :

$$\frac{20.844 \times 12}{8} = 31.266 \text{ kg} < 42.000 \text{ kg}.$$



Efforts tranchants. — L'effort tranchant maximum dû à la charge permanente est :

$$T_1 = \frac{4.400 \times 12}{2} = 26 \text{ t. 4}.$$

Celui dû à la surcharge d'un trottoir a pour valeur :

$$T_2 = \frac{0,75 \times 12 \times 400}{2} = 1.800 \text{ kg}.$$

L'effort tranchant maximum dû à la surcharge roulante compte tenu du désaxement du convoi et du coefficient de majoration dynamique est de (conformément au schéma ci-dessus) :

$$T_3 = 12.600 + \frac{4.200}{2} + \frac{12.600 \times 2}{12} = 16 \text{ t. 8}.$$

Effort tranchant maximum total :

$$26.400 + 1.800 + 16.800 = 45.000 \text{ kg}.$$

Cisaillement de l'âme. — Section verticale de l'âme :

$$\Omega = (980 - 46) 12 = 11.200 \text{ mm}^2.$$

Travail de l'âme au cisaillement vertical :

$$R = \frac{45.000}{11.200} = 4 \text{ kg} < 10 \text{ kg 4}.$$