

DISTRIBUTION	
V B	
EST	NORD
SUD-OUEST	OUEST
SUD-EST	
MEDITERRANEE	
1	31
20 - 21 - 22	41 - 41 bis
31	43 - 43 bis - 44
41 - 41 bis	
43 - 43 bis - 44	

RECTIFICATIFS
1 du 1-7-50

CONDITIONS GÉNÉRALES D'ÉTABLISSEMENT DES OUVRAGES D'ART

PRESRIPTIONS SPÉCIALES AUX OUVRAGES MÉTALLIQUES

~~CHAPITRE PREMIER~~

OUVRAGES RIVÉS

Paragraphe I. — CONSTITUTION DES CONSTRUCTIONS RIVÉES

article 1 ♦ Généralités.

Les charpentes sont étudiées de manière que toutes les pièces en soient accessibles pour la visite, le nettoyage, la peinture et la réparation.

Les tabliers de plus de 20 mètres de longueur, situés à une hauteur de plus de 6 mètres au-dessus du sol ou situés au-dessus d'un cours d'eau, comportent un dispositif spécial de visite si leur constitution ne permet pas l'accès facile à tous les éléments. Une notice spéciale donne les principaux types de ces dispositifs.

Pour permettre un accès commode aux extrémités des tabliers et faciliter la visite des bouts des poutres, les appareils d'appui sont dégagés des maçonneries et surélevés, s'il y a lieu, sur des en pierre ou en béton. De plus, les panneaux extrêmes de platelage sont démontables et fixés par des boulons à deux diamètres.

Les poches, dépressions, sont évitées autant que possible et celles inévitables sont pourvues de trous pour écoulement d'eau ou remplies de matières étanches.

Les espaces vides étroits aux jonctions des pièces sont évités, autant que possible, soit par cache-joints (semelles des poutres notamment) soit par contact sans jeu, soit au contraire par écartement des bords des tôles, sans couvre-joint. Dans ce cas, cet écartement doit être de 2 centimètres au minimum et il faut étudier des dispositions spéciales pour parer aux inconvénients résultant de la suppression des liaisons de certaines pièces (exemple : des courbes mal disposées dans le platelage amènent la réduction ou la suppression de son rôle dans le contreventement du tablier).

On prend également des dispositions pour que l'eau rejetée ne puisse détériorer certaines pièces situées dans les parties basses des tabliers (goussets, contreventements, membrures).

article 2 ♦ Symétrie des sections et de la rivure.

Autant que possible on réalise des pièces de section symétrique.

Les axes neutres des pièces qui se rencontrent doivent se couper au même point. Les rivets doivent être disposés symétriquement par rapport à la résultante des forces agissantes.

article 3 ♦ Minimum des dimensions transversales des pièces.

L'épaisseur du métal dans les différentes pièces ne doit pas être inférieure à 8 millimètres, sauf pour les fourrures, les garde-corps, les trappes et les passerelles de visite, où elle peut être réduite à 5 millimètres.

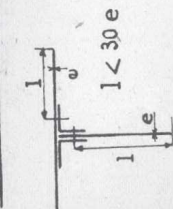
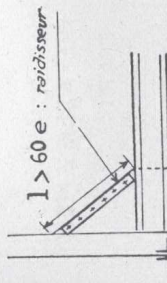
On n'emploie pas, dans un pont, de plats de moins de 50 millimètres de largeur, sauf pour les garde-corps.

article 4 ♦ Longueur-limite des pièces.

Sous réserve d'exceptions faisant l'objet d'un article spécial, la longueur libre d'une pièce quelconque soumise à des efforts dynamiques n'excède pas 100 fois son plus petit rayon de giration ni 40 fois sa plus faible largeur.

Si la longueur libre du bord extérieur d'un gousset est supérieure à 60 fois l'épaisseur de la tôle, ce gousset doit être muni de raidisseurs en cornières ou plats rivés le long de ce bord.

Aucune pièce comprimée n'a une partie libre ayant une largeur supérieure à 30 fois son épaisseur.



article 5 ♦ Constitution des poutres à âme pleine.

Des cornières de raidissement sont placées aux points de concentration des charges appliquées à la poutre.

Si la hauteur de la poutre hors cornières est supérieure à 60 fois l'épaisseur de l'âme, des organes de raidissement sont placés à des intervalles ne dépassant pas la hauteur de la poutre avec maximum de 2 mètres.

Si, dans certains cas exceptionnels, cette hauteur est supérieure à 200 fois l'épaisseur de l'âme, on prévoit des raidisseurs spéciaux calculés pour s'opposer au flambement de l'âme.

article 6 ♦ Constitution des poutres à treillis.

Triangulation. — On évite les barres excentrées.

La largeur en élévation des diagonales et montants est aussi réduite que possible, sans toutefois que le rapport b/l soit inférieur à $1/25$ (b = largeur en élévation de la barre, l = longueur de la barre).

Lorsque deux barres sont jumelées, elles doivent être réunies par des plaques de liaison ou par un lattis.

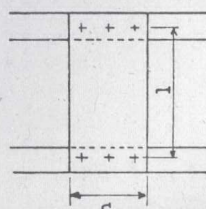
Sur les barres comprimées, les plaques de liaison doivent être fixées par 3 rivets au moins de chaque côté et avoir une hauteur h supérieure à $0,6 l$ (l = distance d'axe en axe des rivets de fixation sur les 2 éléments à réunir).

La largeur minimum des barres de lattis est de :

- 50 millimètres avec rivet de 14.
- 60 millimètres avec rivet de 18.
- 70 millimètres avec rivet de 22.

L'épaisseur minimum du lattis est $1/40$ de la plus courte distance d'attache (lattis simple) et $1/60$ de cette même distance dans le cas du lattis double, rivé à l'intersection.

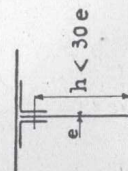
Les barres de lattis sont généralement inclinées à 45° pour le lattis simple et à 60° pour le lattis double (par rapport à l'horizontale).



Membres. — La hauteur libre de l'âme des membrures comprimées ne doit pas être supérieure à 30 fois l'épaisseur de cette âme. Cette hauteur peut être doublée si la partie libre de l'âme est bordée de cornières.

La largeur des semelles des membrures ne doit pas être supérieure à 4 fois la largeur des cornières d'attache, à moins de comporter des organes spéciaux de raidissement sur le bord. La largeur minimum adoptée pour les semelles sera de 50 millimètres.

Les membrures inférieures des poutres à âme double comportent obligatoirement une semelle distincte pour chaque demi-membrure, la distance des bords de ces semelles étant de 2 centimètres au minimum. On évite ainsi de créer un auget dont l'entretien est toujours difficile.



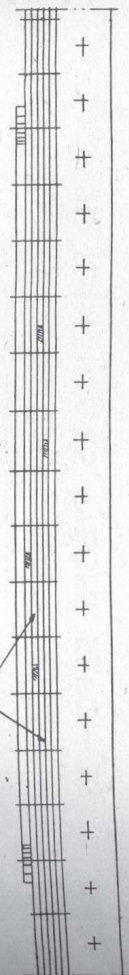
Section d'attache du couvre-joint de semelles :

$$(450 - 2 \times 25) 10 = 4000 \text{ mm}^2$$

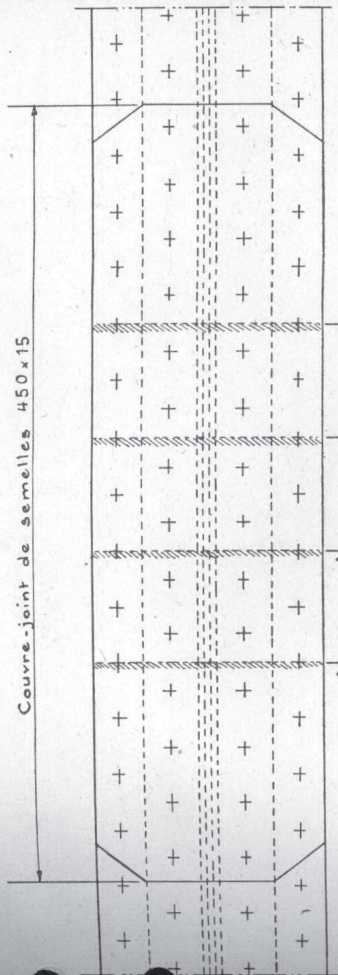
Nombre de rivets d'attache du couvre-joint :

$$\frac{4000}{339} = 11,8 \text{ soit } 14 \text{ rivets par raison de construction.}$$

Semelles 450×10



Couvre-joint de semelles 450×15



Joint 1^{re} semelle
Joint 2^{de} semelle
Joint 3^{de} semelle
Joint 4^{de} semelle

Vérification d'un joint croisé de mêmes caractéristiques que ci-dessus.

On examine les modes de rupture les plus défavorables en évaluant les coupures de rivets et de semelles en sections de rivets.

Section réduite d'un rivet d'attache : 339 mm^2 .

Section nette d'une semelle 450×10 :

$$(450 - 2 \times 25) 10 = 4000 \text{ mm}^2 \text{ soit } \frac{4000}{339} = 11,8 \text{ sections de rivets}$$

Section nette du couvre-joint 450×15 :

$$400 \times 15 = 6000 \text{ mm}^2 \text{ soit } \frac{6000}{339} = 17,7 \text{ sections de rivets.}$$

Nombre de sections de rivets attachant le couvre-joint au delà des dernières semelles : 14 (d'après dessin).

Nombre de sections de rivets entre 2 coupures consécutives : 6 (d'après dessin).



STABILITÉ DES MEMBRURES COMPRIMÉES

On doit avoir successivement :

Mode de rupture ab $17,7 + 3 \times 11,8 > 4 \times 11,8$ soit $17,7 > 11,8$.

Mode de rupture cdb $14 + 3 \times 11,8 > 4 \times 11,8$ soit $14 > 11,8$.

Mode de rupture $efgh$ $17,7 + 6 + 2 \times 11,8 > 4 \times 11,8$ soit $23,7 > 23,6$.

Mode de rupture $efjklm$ $17,7 + 6 + 18 + 6 > 4 \times 11,8$ soit $47,7 > 47,2$.

Mode de rupture $nqjh$ $17,7 + 11,8 + 2 \times 6 + 11,8 > 4 \times 11,8$ soit $29,7 > 23,6$.

Les inégalités relatives aux modes de rupture les plus défavorables étant toutes vérifiées, le joint croisé proposé est acceptable.

II. JOINTS DES PIÈCES FLÉCHIES

Les joints transversaux d'âme, de cornières et de semelles seront étudiés séparément en s'inspirant des exemples ci-avant.

Toutefois, on s'assurera que les dispositions adoptées pour les couvre-joints d'âme n'entraînent pas une diminution de la résistance à la flexion de la pièce dans la section considérée, et on prévoira, si besoin est, un renforcement local des membrures pour compenser l'affaiblissement de la résistance de l'âme à la flexion.

Les joints longitudinaux d'âme qui deviennent nécessaires lorsque la hauteur de cette âme ne permet pas de la réaliser en une seule pièce, seront déterminés, par exception et suivant l'usage, d'après l'effort de cisaillement dans la section, suivant la méthode ci-après.

Exemple. — Joint longitudinal d'une âme de 2.800×14 (voir section ci-contre.)

Effort unitaire de glissement :

$$F = \frac{T M_s}{I}$$

$T = 150 \text{ t}$ (effort tranchant maximum)

$M_s = 0,025.524.128$ (moment statique de la partie attachée).

$I = 0,058.363.214$ (moment d'inertie de la section complète).

$$F = \frac{150.000 \times 25.524.128}{58363214} = 65.600 \text{ kg.}$$

Épaisseur des couvre-joints : 12.

Section cisailée au mètre linéaire :

$$s = 2 \times 12 [1.000 - 10 (22 + 1)] = 18.480.$$

Couvre joints assemblés sur l'âme par des rivets de diamètre 22 mm, travaillant à double section et espacés de 100 mm.

Contrainte des couvre-joints au cisaillement longitudinal :

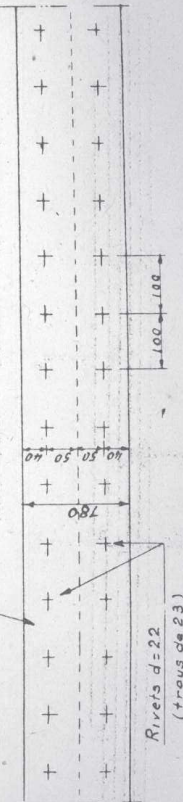
$$R_{cj} = \frac{F}{s} = \frac{65600}{18480} = 3,55 \text{ kg par mm}^2 < 10,40 \text{ kg.}$$

Contrainte des rivets au cisaillement longitudinal :

$$R_r = \frac{F}{2 n s} = \frac{65600}{2 \times 10 \times 415} = 7,90 \text{ kg par mm}^2 < 9,00 \text{ kg.}$$

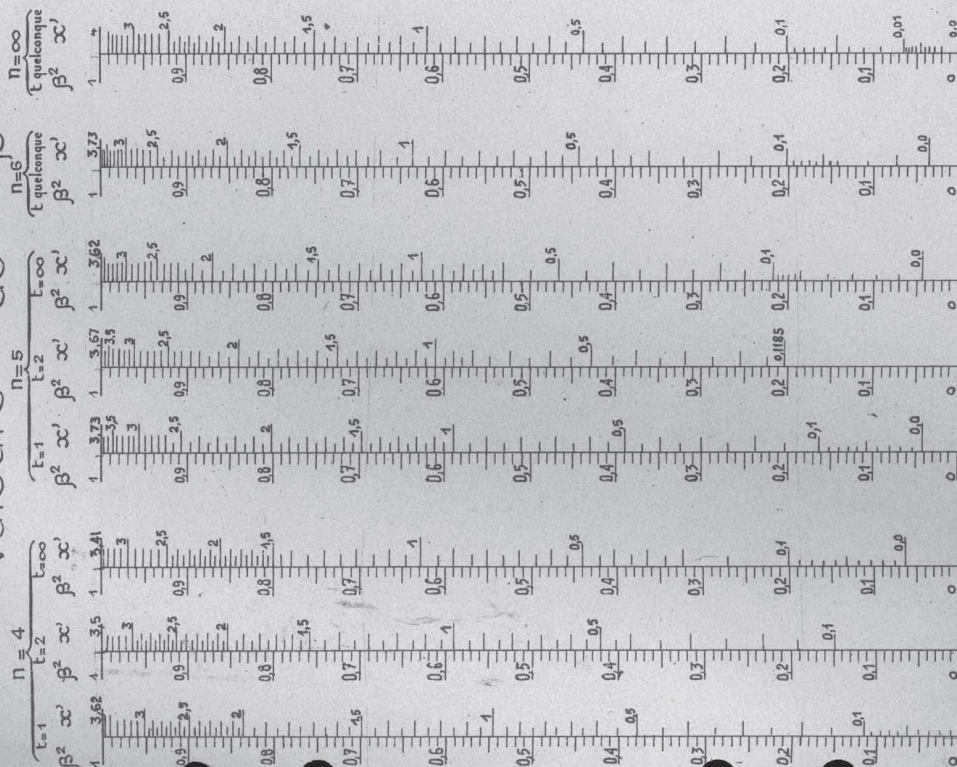
Largeur des couvre-joints : $l = 2 (50 + 40) = 180 \text{ mm.}$

$2 \text{ C.J. } 180 \times 12$



CONTRAINTE LIMITE
ADMISSIBLE
de $\frac{F}{S}$ en fonction de C

valeurs de β^2



n : nombre de panneaux ;

t : rapport de la rigidité transversale du support d'extrémité à celle du support courant ;

α : $\frac{K}{\pi^2 \frac{EI}{L^2}}$ I étant l'inertie transversale de la membrure et K la rigidité transversale de ce support.

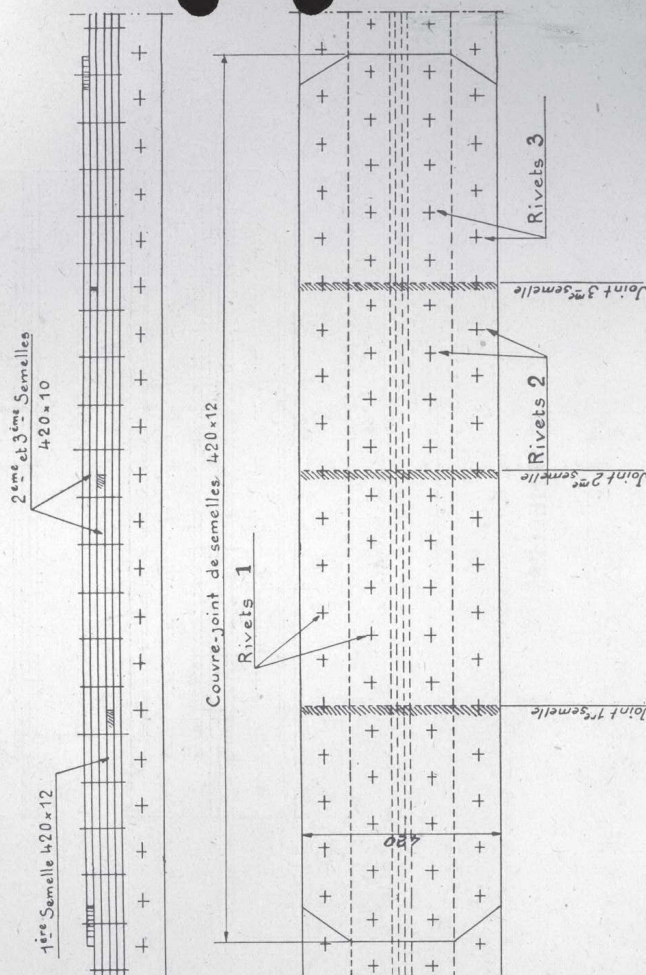
λ : Il est en général suffisant, dans le calcul de k , de tenir compte de la raideur du cadre en \perp constitué par les montants et les pièces de pont. On peut toutefois ajouter à cette rigidité, celle des diagonales aboutissant au nœud considéré. La rigidité transversale d'une diagonale sera prise égale à : $K = k_0 (1 - \frac{f}{f_c})$; k_0 étant la rigidité transversale en l'absence de charge ; f la charge effective sur la diagonale considérée (comptée positivement si la pièce est comprimée et négativement dans le cas contraire) ;

Largeur : 420 mm.

Nombre de rivets d'attache du couvre-joint de chaque côté des coupures extrêmes :

$$\frac{4488}{287} = 15,6 \text{ soit } 18 \text{ rivets (3 par raison de construction)}$$

A remarquer que les rivets travaillent tous à simple section.



JOINT CROISÉ

Établissement d'un joint croisé de 4 semelles 450 x 10 assemblées par des rivets de 24 mm.

Section nette d'une semelle : $(450 - 2 \times 25) 10 = 4000 \text{ mm}^2$.

Section réduite d'un rivet d'attache : 339 mm².

Nombre de rivets entre 2 coupures successives :

$$\frac{4000}{2 \times 339} = 5,9 \text{ soit } 6 \text{ rivets pour raison de construction.}$$

Épaisseur du couvre-joint de semelles : $1,5 \times 10 = 15 \text{ mm}$.

Largeur du couvre-joint : 450 mm.

articles 7 à 10 ♦ Réservés.

Paragraphe 2. — RIVURE

article 11 ♦ Écartement des rivets.

Distance minimum d'axe en axe des rivets : $3 d$ (d = diamètre du rivet).

— maximum : $5 d$

sauf dans les joints et assemblages où elle est de $4 d$ et dans les files intérieures de rivets (non voisines des tranches des pièces assemblées) où elle peut atteindre $12 e$ (e = épaisseur de la plus mince des pièces à assembler) sans pouvoir dépasser $7 d$.

article 12 ♦ Distance de l'axe des rivets au bord des tôles, plats ou larges-plats.

$2 d$ à $2,5 d$. Exceptionnellement, dans le sens perpendiculaire à l'effort, $1,5 d$.

article 13 ♦ Diamètre des rivets. Épaisseur des pièces à assembler.

L'épaisseur maximum de la plus épaisse des pièces à assembler avec des rivets de 18 mm est de 12 mm

20 mm — 14 mm

22 mm — 16 mm

24 mm — 18 mm

Les rivets de 24 mm ne sont utilisés que dans les poutres principales.

article 14 ♦ Rivure de couvre-joints.

Les couvre-joints doivent être autant que possible en contact direct avec les pièces qu'ils réunissent.

article 15 ♦ Longueur-limite des rivets.

La longueur de serrage des rivets ne peut dépasser $6 d$ que sur autorisation spéciale et pour des rivets spéciaux.

Quand la longueur de serrage des rivets répondant à des efforts calculés dépasse $4,5 d$, on augmente le nombre de rivets de 10 % par cm, de longueur de serrage excédant $4,5 d$.

article 16 ♦ Réservé.

Paragraphe 3. — PARTICULARITÉS DE CALCUL

article 17 ♦ Calcul des rivets.

Le calcul des rivets se fait en adoptant un diamètre fictif du rivet égal à $d + 1 \text{ mm}$ soit approximativement le diamètre du trou de rivet. La même valeur est adoptée pour le calcul des sections nettes, sauf pour les rivets à tête fraisée, pour lesquels on ajoute 3 mm au diamètre des trous.

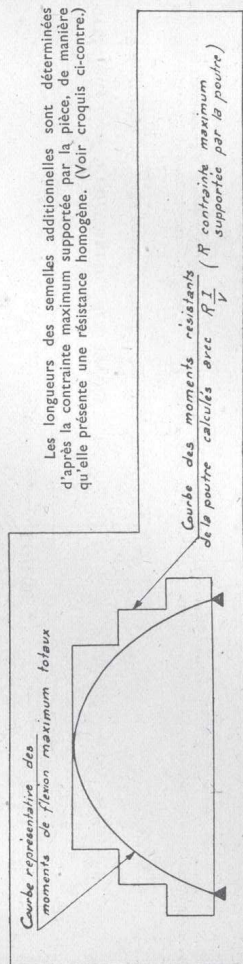
article 18 ♦ Joints.

Les joints sont établis, en principe, de manière à présenter une résistance au moins égale à celle de la pièce coupée et non pour assurer seulement la résistance à l'effort qu'elle supporte.

Toutefois, les joints longitudinaux des âmes des poutres à âme pleine seront calculés, selon l'usage, d'après l'effort de cisaillement dans la section considérée.

(Voir ~~annexe~~ le calcul-type des joints divers.)

article 19 ♦ Semelles additionnelles.



article 20 ♦ Longerons.

La section du milieu des longerons est calculée en faisant intervenir 20 % d'encastrement aux attaches.

Les attaches sont calculées en admettant 50 % d'encastrement.

article 21 ♦ Pièces de ponts.

Dans les ponts sans contreventement supérieur, le calcul de la section au milieu des pièces de pont ne fait pas intervenir d'encastrement aux attaches. Sauf justification spéciale, le calcul de la section d'encastrement est fait sous un moment égal à 25 % du moment maximum de la pièce de pont posée sur appuis simples.

Dans les ponts avec contreventement supérieur, on calcule la valeur du moment d'encastrement dans le cadre fermé constitué par la pièce de pont, les montants et l'entretoise du contreventement. L'attache sur le montant est justifiée sous le moment d'encastrement. Le calcul de la section médiane peut faire intervenir un moment d'encastrement aux attaches égal à la moitié du moment calculé.

article 22 ♦ Poutres à treillis.

a) Calcul des treillis.

Les treillis simples sont calculés suivant les règles de la résistance des matériaux applicables aux systèmes articulés.

Les poutres à treillis multiples sont calculées, lorsqu'elles ne comportent pas de montants, en partageant également l'effort tranchant entre les divers systèmes de triangulation.

Lorsque les poutres comportent des montants suffisants, espacés d'une distance inférieure à la hauteur de la poutre, les treillis multiples sont calculés en partageant l'effort tranchant entre les diverses barres proportionnellement à la section brute de ces barres.

Dans tous les cas et sauf justification spéciale, les efforts secondaires dus à la rigidité des attaches sont évalués forfaitairement dans les conditions réglementaires (art. 8 du Règlement du 10 mai 1927).

b) Excentricité des attaches des barres de treillis.

Sauf cas particuliers dûment justifiés, on applique les formules réglementaires avec le coefficient d'encastrement $\delta = 2,3$, mais dans les ponts neufs, on évitera cette excentricité.

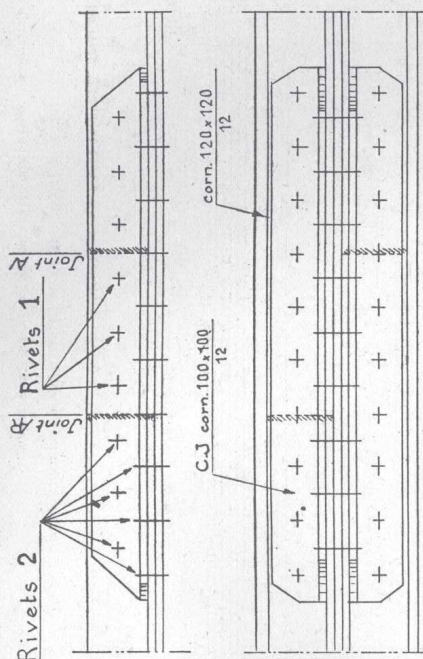
c) Flambage.

On applique la formule d'Euler réglementaire en se basant sur une longueur libre égale à la distance entre axes des nœuds d'assemblage. On admettra l'hypothèse d'un demi-encastrement à chacun des nœuds.

d) Barres de treillis soumises à des efforts alternés.

Pour déterminer la section de ces barres, on calcule séparément les sections correspondant à l'effort de compression maximum et à l'effort de tension maximum et on ajoute à la plus forte des sections ainsi trouvées, la moitié de la plus petite.

Cette prescription s'applique notamment aux barres situées vers le milieu des poutres et aux barres de contreventement.



Nombre de rivets (2) d'attache de chaque cornière couvre-joint :

$$\frac{1956}{339} = 5,8 \text{ soit } 6 \text{ rivets.}$$

3° SEMELLES

JOINT EN ESCALIER

Exemple. — Joint d'une semelle 420×12 et de 2 semelles 420×10 assemblées par des rivets de 22 mm.

Section nette de la 1^{re} semelle : $(420 - 2 \times 23) 12 = 4488 \text{ mm}^2$.

Section nette de la 2^e et de la 3^e semelle : $(420 - 2 \times 23) 10 = 3740 \text{ mm}^2$.

Section réduite d'un rivet d'attache (rivet de 22, trou de 23 $\omega = 415$) :

$$\frac{415}{13} \times 9 = 287 \text{ mm}^2$$

Nombre de rivets entre les coupures de la 1^{re} et de la 2^e semelle :

$$\frac{4488}{287} = 15,6 \text{ soit } 18 \text{ rivets (1) par raison de construction.}$$

Nombre de rivets entre les coupures de la 2^e et de la 3^e semelle :

$$\frac{3740}{287} = 13 \text{ soit } 14 \text{ rivets (2) par raison de construction.}$$

Épaisseur du couvre-joint de semelles $e = 12$ (épaisseur de la semelle la plus épaisse).

SOCIÉTÉ
NATIONALE

des
CHEMINS DE FER
FRANÇAIS

ANNEXE A LA

NOTICE TECHNIQUE

VB 91 c

CHAPITRE I

V

Paris, le 5 octobre 1944

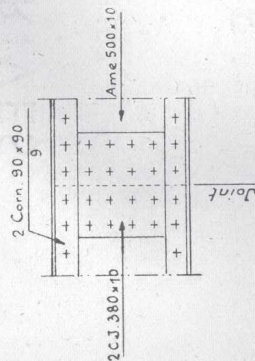
OUVRAGES RIVÉS

JOINTS

CALCULS - TYPES

I. JOINTS DE PIÈCES TENDUES OU COMPRIMÉES

1° AME



Section nette de l'âme : $(500 - 2 \times 23) 10 = 4540 \text{ mm}^2$.

Section réduite d'un rivet d'attache (rivet de 22, trou de 23 $\omega = 415$) :

$$\frac{415 \times 9}{13} = 287 \text{ mm}^2$$

Nombre minimum de sections d'attache des couvre-joints : $\frac{4540}{287} = 15,8$ soit 16 sections de rivets de chaque côté du joint.

Hauteur nette d'un couvre-joint : $500 - (2 \times 90 + 4 \times 23) = 228 \text{ mm}$.

Épaisseur minima des couvre-joints : $\frac{4540}{2 \times 228} = 9,95$ soit 10 mm.

2° CORNIÈRES

Exemple. — Joint de 2 cornières $120 \times 120 \times 12$ assemblées par des rivets de 24 mm. de diamètre.

Section nette d'une cornière coupée :

$$\Omega = (120 - 25 + 120 - 12) 12 = 2.436 \text{ mm}^2$$

Section nette d'une cornière couvre-joint $100 \times 100 \times 12$:

$$s = (100 - 25 + 100 - 12) 12 = 1.956 \text{ mm}^2$$

Section réduite d'un rivet d'attache (rivet de 24, trou de 25, $\omega = 490$) :

$$\frac{490 \times 9}{13} = 339 \text{ mm}^2$$

Section de rivets à considérer et à placer entre les joints :

$$2 (\Omega - s) = 2 (2436 - 1956) = 960 \text{ mm}^2$$

Nombre de rivets (1) :

$$\frac{960}{339} = 2,8 \text{ soit } 3 \text{ rivets.}$$

article 23 ♦ Stabilité des membrures comprimées.

Dans les ponts ouverts (sans contreventement supérieur), les montants doivent être suffisamment rigides pour assurer la résistance au vent et la stabilité d'ensemble de la membrure comprimée.

La vérification de la stabilité de cette membrure sera effectuée comme suit :

On déterminera pour les sections les plus exposées (les plus chargées ou les moins rigides), la contrainte critique de flambement :

$$C = \beta^2 \cdot \frac{E}{d^2}$$

Dans cette expression, on désignera par :

d = longueur libre de la membrure entre nœuds (généralement distance d'axe en axe des montants),

F = rayon de giration de la membrure (relatif à l'inertie dans le sens du flambage),

β^2 = fonction :

du nombre n de panneaux,

du rapport l, de la rigidité transversale des nœuds d'extrémité à celle des nœuds courants,

de la raideur X' des nœuds courants, $X' = \frac{K}{\pi^2 E \frac{I}{d^3}}$

k étant la rigidité transversale

d'un nœud (force produisant le

déplacement unitaire de ce nœud au niveau de la membrure) (1) et I l'inertie correspondante de la membrure.

La valeur de β^2 est donnée par les échelles fonctionnelles (annexe 2).

La contrainte effective de la membrure $\frac{F}{S}$ sera alors comparée au deuxième membre des inégalités de la méthode A (Euler) figurant aux commentaires explicatifs de l'article 9 du Règlement du 10 Mai 1927 et dont la valeur est donnée par les échelles fonctionnelles (Annexe 2).

article 24 ♦ Portiques d'entrée.

Les portiques d'entrée doivent être suffisamment rigides pour que leur déformation en tête sous les charges appliquées (vent et surcharge) n'excède pas 2/1000 de leur hauteur.

article 25 ♦ Calcul des flèches.

Pour les poutres à âme pleine, le calcul des flèches est fait avec $E = 20\,000 \text{ kg/mm}^2$ (acier ordinaire) et $E = 21\,000$ (acier Ac. 54).

Pour les ponts à treillis, lorsqu'on n'a pas recours au calcul exact faisant intervenir la déformation des barres, le calcul approximatif peut être fait de manière analogue à celui des poutres à âme pleine, en faisant intervenir un coefficient d'élasticité fictif $E = 16\,000 \text{ kg/mm}^2$.

Dans les ponts fer-béton, on fait intervenir le hourdis en béton armé dans le calcul de la flèche sous surcharge.

article 26 ♦ Travail pendant le montage.

On peut admettre, pendant le montage, des contraintes supérieures de 25 % à celles qui sont admises en service normal.

Paris, le 5 Octobre 1944

Le Directeur du Service Central des Installations Fixes.

A. PORCHEZ

(1) En général, la rigidité transversale K sera calculée en ne faisant intervenir que les montants. Le cas échéant, on pourra prendre en compte la raideur des treillis (particulièrement celle des treillis à double ou triple vent). Pour les ponts à treillis, on pourra également utiliser la formule de LAZARD : « Complément d'états sur le flambage de la tige posée sur supports élastiques équivalents ».