

RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS

GC.0370

**PROJET
DE
FIN D'ÉTUDES**

NUM

Titre Etude de renforcement d'un pont métallique

Auteur M. DIALLO

Génie CIVIL

Date JUIN 1984

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

PROJET DE FIN

D'ETUDES

ETUDE DE RENFORCEMENT

D'UN PONT METALLIQUE

AUTEUR : Moustar DIALLO

DIRECTEUR DE PROJET: J.-R MURAT

1983-1984

A ma mère

A la plus belle créature de la nature : "la femme"

A mes neveux.

REMERCIEMENTS

J'aimerais exprimer ma gratitude à tous ceux qui, de près ou de loin, m'ont aidé à réaliser ce présent ouvrage.

En particulier j'adresse mes profonds

remerciements à :

- . Monsieur Jean Robert MURAT, professeur à l'école polytechnique de Thiès, qui a bien voulu me faire l'honneur de diriger ce projet, pour ses conseils, son entière disponibilité et sa franche collaboration.
- . Monsieur Badara TALL, ingénieur à la R.C.F.S., qui a mis toute sa documentation à ma disposition pour son soutien.
- . Monsieur Roger LUPIEN, professeur à l'école polytechnique de Thiès, pour ses précieux conseils.
- . Monsieur André PARIS qui, grâce à ses conseils, m'a permis d'effectuer la visite du pont

SOMMAIRE

Nous avons choisi d'articuler notre étude en quatre (4) principales parties :

1. la saisie de plan
2. Evaluation des chargements
3. Evaluation de la capacité actuelle du pont
4. Propositions de renforcement et évaluation des propositions.

Pour mener à bien l'élaboration de ce rapport, nous avons essentiellement axé notre travail sur :

- a) une recherche bibliographique, pour ^{nous} familiariser avec les normes françaises et la définition des caractéristiques du pont et l'évaluation des chargements
- b) le calcul des lignes d'influence du longeron et des efforts dans les membrures des treillis
- c) la vérification de la stabilité et de la résistance du pont et des critères de flèche.

Cette exploitation nous a conduit aux résultats suivants : le pont est apte à la circulation des convois de 20 tonnes-essieu mais qu'il serait utile d'apporter des modifications pour respecter les dispositions constructives.

TABLE DES MATIERES

	Page
Remerciements	i
Sommaire	ii
liste des tableaux	
Introduction	1
chapitr I la saisie de plan.	3
I.1 les longerons	3
I.2 la pièce de pont	4
I.3 la poutre principale	5
I.4 les goussets	7
I.4' le platelage métallique	7
I.5 console	8
I.6 garde de corps	8
I.7 voie métrique	8
I.8 relevé des avaries	9
chapitre II Evaluation des chargements	10
II.1 charges permanentes	10
II.2 surcharges	12
chapitre III Evaluation de la capacité du pont.	14
III.1 le longeron	15
III.2 la pièce de pont	17
III.3 la poutre principale	20
III.4 vérification des butées de traverse	29

	Pages
III.5 Calcul de coefficient de majoration	30
III.6 flèche	32
Chapitre IV Propositions de renforcement	
et évaluation des propositions.	35
Conclusion et recommandations	37
Appendices	
annex 1	39
annexe 2	40
annexe 3	plan
annexe 4	plan.
annexe 4	plan
annexe 5	plan.
annexe 6	document.
References bibliographiques	

liste des tableaux

tableau A₁ efforts dûs aux charges extérieures
et hyperstatiques sur le S.I.F.

tableau A₂ efforts dans les barres de la pièce de
pont.

tableau A₃ efforts dûs aux charges extérieures
et hyperstatiques.

tableau A₄ efforts, dûs aux charges, dans les barres
de la poutre principale.

liste des symboles

- a_i : aire de la section de la membrure i
- A : surface d'une section
- A_n : Aire nette d'une section.
- α_{ik} : effort dans la membrure i dû à la charge $P_k = 1$
- α_{ij} : effort dans la membrure i dû à la charge de l'inconnue $X_j = 1$
- d : diamètre du trou = diamètre rivet + 1 mm.
- e : épaisseur de la tôle
- E : module élastique
- f : flèche
- h : hauteur
- I : inertie d'une section
- l_i : longueur de la membrure i
- L : longueur.
- N'_i : effort dans la membrure i du aux charges ^{extérieures} sur le S.I.F.
- N_i : effort effectif dans la membrure i du aux charges extérieures.
- P : charge d'une roue d'un essieu.
- P_k : charge fictive pour le calcul de flèche
- r : rayon de gyration
- σ : contrainte dans la section
- σ_{cr} : contrainte critique de flambage
- σ_e : limite élastique de l'acier . 260 MPa
- $\bar{\sigma}_m$: contrainte admissible de flambage.

T : effort de cisaillement.

X_j : inconnues hyperstatiques

INTRODUCTION

la société d'exploitation des mines de fer du Sénégal oriental est une des plus grandes sociétés industrielles du Sénégal. Cette société doit acheminer ses produits vers le port de dakar. Et pour cela elle a choisi le transport ferroviaire. Cette opération implique une augmentation de la charge des essieux des convois qui passe de 15 tonnes-essieu à 17 tonnes-essieu.

C'est dans ce cadre que la régie des chemins de fer du Sénégal a demandé qu'une étude soit faite pour voir s'il y a lieu de renforcer le pont sur la falémé (PK 644+640) pour un convoi de 17 tonnes-essieu.

Elle a fourni des plans n°1 et 2. Dans le plan n°1 il y a des modifications, non mentionnées, qui ont été apportées au pont :

- le platelage en bois est remplacé par un platelage métallique en tôle striée sur un côté, l'autre a été enlevé, mais il sera considéré dans nos calculs.

- les diagonales comprimées de la poutre princi

pale ont été renforcées pour la stabilité au flambage

. les gardes de corps intérieurs n'existent^{pas} sur le pont.

le rapport sera sous la forme d'une note de calcul.

chapitre I LA SAISIE DE PLAN

le pont sur la Falémé a six travées indépendantes de 25 mètres de long, axe à axe. Ces travées sont identiques et chacune d'elle est une poutre sur appui simple de 11 panneaux de 2.222 mètres.

Ce chapitre a pour but de vous présenter les parties de la structure du pont, en vous donnant leurs dimensions et leurs rôles.

les éléments qui composent chaque travée sont :

1.1 les longerons :

les longerons sont des pièces qui relient les pièces de pont entre elles. le rail est généralement posé au droit du longeron sur longrines ou sur traverses.

âme : un plat 350x8

semelles supérieures : 2 cornières 80x80x8

semelles inférieures : 2 cornières 70x70x8

portée : 2.222 mètres

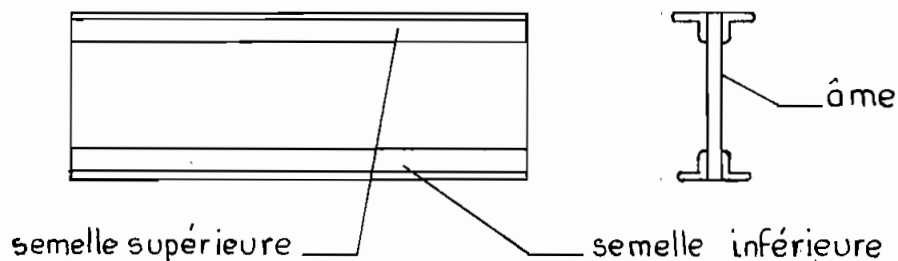


Figure 1.1 le longeron.

1.2 les pièces de pont :

Elles relient les deux poutres principales, et en sont attachées par l'intermédiaire de goussets. Une pièce de pont est constituée de 3 cadres contreventés (fig: 1.2)

cadres derive :

membres inférieures et supérieures: cornières 70x70x8
portée : 0.98 mètre

contreventements : cornières 70x70x10
longueur : 1.4 mètre

cadre intermédiaire :

membres inférieures et supérieures: cornières 70x70x8
portée : 1.02 mètre

contreventements : cornières 70x70x8
longueur : 1.43 mètre

bracons :

ce sont les pièces qui relient la membrure inférieure de la pièce de pont à la semelle inférieure de la poutre principale.

cornières : 70x70x8

longueur : 1.22 mètre

Entretoise basse : elle relie les semelles inférieures des poutres principales.

cornières : 70x70x8

longueur : 2.98 mètres

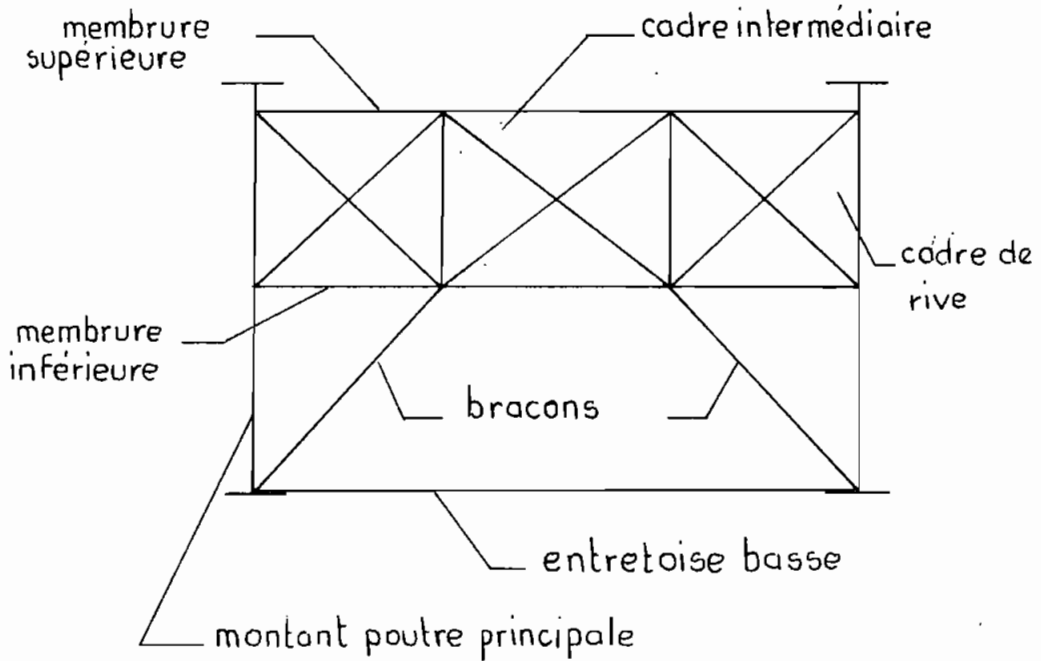


Figure 1.2 la pièce de pont

1.3 la poutre principale :

c'est le treillis latéral qui se trouve de part et d'autre du pont

longueur : . totale : 24.950 mètres

. d'axe en axe des appuis: 24.450 mètres

11 panneaux : longueur 2.222 mètres par panneau

un panneau est délimité par deux pièces de pont.

semelle ou membrure horizontale : 3 plats 350 x 14

âme : plat 400 x 8

: cornières 90 x 90 x 10

montant : cornières 80x80x8

contreventements : tendus : 2 cornières 70x70x8

. comprimés : 2 cornières 70x70x8

plat 100x10

. horizontaux : cornières 70x70x7

les contreventements horizontaux relient les membrures inférieures des poutres principales.

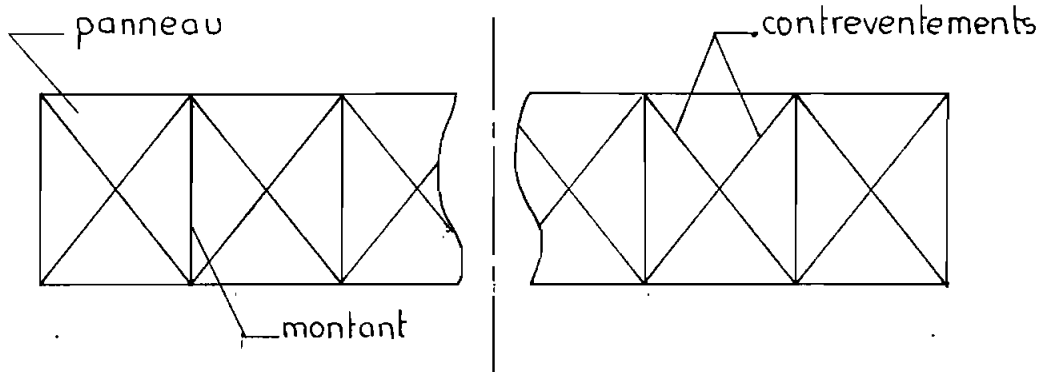


Figure 1.3 schéma poutre principale vue en élévation

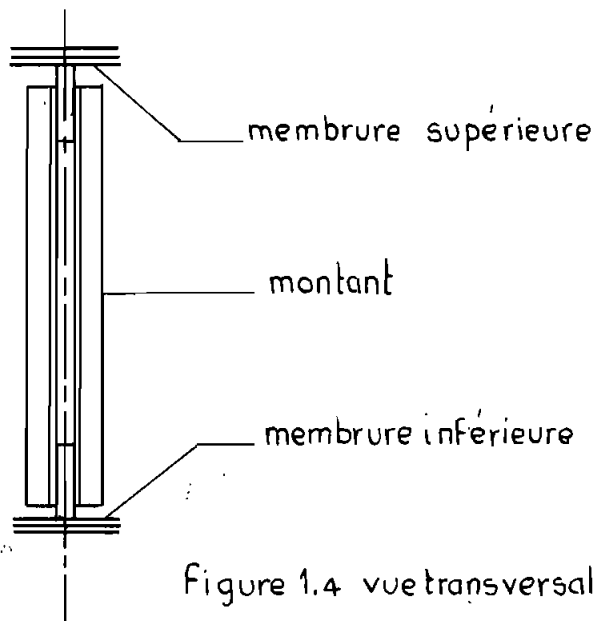


Figure 1.4 vue transversale de la poutre principale

longueur: contreventements verticaux : 2.9 mètres
contreventements horizontaux : 3.2 mètres
montant : 2.16 mètres

1.4 les goussets :

les goussets sont des plats, de 8 millimètres d'épaisseur, de diverses formes qui servent à relier les différents éléments du pont.

surfaces :

- . gousset du détail 1 : 0.208 m²
- . gousset du détail 2 : 0.093 m²
- . gousset du détail 4 : 0.16 m²
- . gousset du détail 7 : 0.09 m²
- . gousset du détail 8 : 0.245 m²
- . gousset du détail 3 : 0.443 m²

I.4' Platelage métallique :

le platelage métallique est une tôle striée de 50 kg/m². On le trouve entre les deux longerons, et il doit, en cas de déraillement, servir de surface de roulement. Il remplace le platelage en bois au niveau de la passerelle.

1.5 Console :

les consoles sont les appuis du platelage de la passerelle .

cornières : 50 x 50 x 7

portée : 0.8 mètre

gousset :

.reliant la console à la poutre principale

surface : 0.094 m²

.reliant les éléments de la console

surface : 0.029 m²

1.6 Garde-corps :

les garde corps sont constitués de lisses de $\phi 30$ et de sous-lisses de $\phi 25$

1.7 Voie unique métrique :

Rails "vignde" sur traverses en bois en contact direct avec les longerons sur lesquels elles sont fixées par des cornières 80 x 80 x 8 .

1.8 Relevé des avaries

- l'insuffisance des contreventements horizontaux a conduit à la pose d'entretoises basses au droit de toutes les pièces de pont. les goussets ces derniers sont soudés à la semelle de la poutre principale au lieu d'être boulonnés ou rivés.
- On rencontre dans un même assemblage des boulons et des rivets ce que le code interdit.
- les butées de traverse sont soudées et rivées aux longerons.
- les fourchettes des contreventements tendus n'ont pas les mêmes dimensions. Et les fourrures sont parfois insuffisantes.
- Au niveau du gousset reliant le bracon et la poutre principale, l'aile libre du bracon poinçonne la semelle de cette dernière.
- les rivets de l'assemblage de l'âme du longeron et du montant de la pièce de pont sont ébranlés et sont à remplacer par ^{des} boulons hautes résistances.
- la structure est en très bon état.

chapitre II EVALUATION DES CHARGEMENTS

On va, dans ce chapitre examiner et évaluer les différents types de chargement qui peuvent solliciter le pont.

II.1 Charges permanentes

les poids des différents éléments du pont sont déterminés à l'aide des tables de la page 53 (ref4)

II.1.1 le longeron

semelle supérieure : 2 cornières 80x80x8 :	42.8 kg
semelle inférieure : 2 cornières 70x70x8 :	37.2 kg
âme : plat 350x8 :	<u>48.9 kg</u>
	128.9 kg

En ce qui concerne les pièces de pont et la poutre principale, on ramène le poids au noeud, c'est à dire qu'on évalue le poids propre supportés par un noeud, parce que ce sont des treillis.

II.1.2 .la pièce de pont

la charge calculée cidessous s'applique aux noeuds intérieurs des pièces de pont intérieures. Pour les pièces de pont de rive, on lui soustrait le demi poids d'un longeron .

longeron	:	128.9	kg
voie et accessoires	:	155.6	kg
platelage métallique	:	113.3	kg
montant	:	35.0	kg
contreventements intérieurs	:	12.4	kg
contreventements de rive	:	14.5	kg
bracon	:	6.1	kg
goussets	:	67.0	kg
		532.8	kg

II.1.3 .la poutre principale

le poids permanent repris par un noeud intérieur :

pièce de pont	:	532.8	kg
contreventements horizontaux	:	56.0	kg
contreventements verticaux	:	96.8	kg
montant	:	83.2	kg
membres horizontales	:	744.1	kg
console	:	110.0	kg
		1623.0	kg

II.2 Surcharge

II.2.1. le lacet

article 2 (ref:1) : l'effort de lacet (force latérale horizontale due au choc de la roue sur le champignon du rail) sera pris égal à 100 kN. Il est supposé agir horizontalement en un point quelconque de la surface de roulement de l'un^{des} deux rails. Il n'est pas à considérer pour la vérification des tabliers comportant un platelage solidaire des longerons.

II.2.2 . surcharge sur les passerelles

pour le calcul des poutres principales on supposera que le tablier supporte simultanément les charges ferrovières et une charge réduite de 2 kN/m^2 sur les accotements. (article 5.1.2 a/ ref:1)

II.2.3 .forces de freinage ou de démarrage (article 4.1 ref:1)

les efforts de freinage ou de démarrage correspondant aux schémas de charge sont fixés au $1/7$ des charges maximales portées par le tablier. Ils ne sont pas majorés dynamiquement.

II.2.4 .levent

(article 9 ref:1)

On assimilera le matériel roulant du chemin de fer à un écran de 3 m de hauteur dont le bord inférieur se trouve à 0.5 m au-dessus du rail et dont la longueur est à déterminer en vue d'obtenir le maximum de la sollicitation calculée.

II.2.5 . Convoi de calcul

le convoi est le train-type de 1927 (voir annexe 1)

chapitre III EVALUATION DE LA CAPACITE DU PONT

. Il est nécessaire, avant de renforcer une structure, de connaître sa capacité. On va, dans ce chapitre, évaluer la capacité actuelle du pont.

la vérification s'effectue au niveau des éléments les plus sollicités uniquement.

En ce qui concerne les vérifications

on utilise : - pour la compression

article 16 ref: 2

- pour la traction

page 75 ref: 3 et article 14. ref 2

- pour la pression diamétrale

page 100 ref: 4

- sollicitations composées

article 14 ref: 2

- pour assemblage rivé en flexion

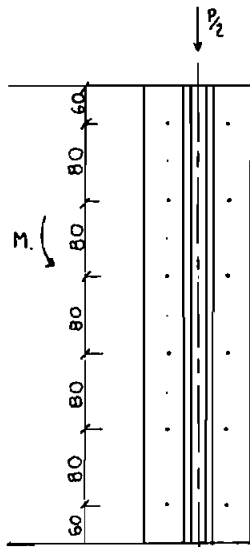
page 138 référence 5

- pour assemblage soudé

article 26.3 réf: 2

III.1 le longeron

les longerons de rive sont plus critiques. En effet, ils sont continus d'un côté et discontinus de l'autre.



le moment maximum du longeron est obtenu lorsque la roue est au milieu du longeron.

$$M = 0.2 \times 0.556 P = 0.111 P$$

$$N = 0.5 P$$

P = la charge d'une roue

l'effort au niveau d'un rivet est donné par la relation :

Figure 3.1: appui

du longeron de rive

$$T = \sqrt{\left(\frac{N}{n} + \frac{M \times m}{R}\right)^2 + \left(\frac{M Y_m}{R}\right)^2}$$

$$\text{avec } R = \frac{10}{12} \left[(n_y^2 - 1) g^2 + (n_x^2 - 1) p^2 \right]$$

$$= \frac{10}{12} \left[(2^2 - 1) 68^2 + (5^2 - 1) 80^2 \right] = 139560$$

$$T = \sqrt{\left(\frac{0.5P}{10} + \frac{0.111P \times 0.034}{139560 \times 10^{-6}}\right)^2 + \left(\frac{0.111P \times 0.16}{139560 \times 10^{-6}}\right)^2} = 0.149 P$$

. cisaillement du corps de rivet

$$\tau < 0.6 \sigma_e \Rightarrow \frac{0.149 P}{2 \times n \times g^2} \leq 0.6 \times 260 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 532 \text{ KN}$$

. pression diamétrale

pour une même épaisseur de tôle, c'est l'âme du longeron qui est plus critique

$$\frac{T}{de} < 2\sigma_e \quad \text{avec } d = \text{diamètre du rivet plus } 1\text{mm}$$

$$\Rightarrow \frac{0.149P}{19 \times 8} < 2 \times 260$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 530 \text{ KN.}$$

Pour l'effort tranchant maximal $N = 1.325P$ et $M = 0.063P$

cisaillement du corps de rivet

$$\tau \leq 0.6 \cdot \sigma_e \quad \Rightarrow \frac{1.650P}{2 \times \pi \times 9^2 \times 10} < 0.6 \times 260$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 540 \text{ KN.}$$

pression diamétrale

$$\frac{T}{de} \leq \sigma_e \times 2 \quad \Rightarrow \frac{1.650P}{10} \times \frac{1}{19 \times 8} < 520$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 479 \text{ KN}$$

cisaillement de l'âme (voir fig.1.1)

centre de gravité de la section

$$\gamma_G = \frac{1230 \times 2(175 - 22.6) - 1060 \times 2(175 - 20.1)}{7380} = 6.3 \text{ mm au dessus}$$

du centre de l'âme

calcul d'inertie de la section

$$I_x = \frac{350^3 \times 8}{12} + 350 \times 8 \times (6.3)^2 + 144.4 \times 10^{-4} + 1230 \times 2(168.7 - 22.6)^2 + 95 \times 10^4 + 1060 \times 2(181.3 - 20.1)^2 = 1.387 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

la position de l'axe neutre

$$\frac{A}{2} = \frac{7380}{2} = 3690 \text{ mm}^2$$

l'axe neutre par rapport à la semelle supérieure

$$h = 3690 - \frac{(1230 \times 2)}{8} = 153.75 \text{ mm}$$

section de l'âme : 2800 mm^2

le moment de flexion maximale au milieu de la

travée $M_{\max} = 0.8 \times 0.556P = 0.445P \text{ N.m}$

le module d'inertie

$$W = \frac{I_x}{y_{\max}} = \frac{1.387 \cdot 10^8 \text{ mm}^4}{(350 - 153.75)} = 706751.6 \text{ mm}^3$$

l'effort tranchant $T = 0.5P$

$$\left(\frac{M}{W}\right)^2 + 3\left(\frac{T}{A}\right)^2 < \sigma_e^2 \Rightarrow \left(\frac{0.445P}{706751.6}\right)^2 + 3\left(\frac{0.5P}{2800}\right)^2 < 260^2$$

$$P_{\max} = 370 \text{ kN.}$$

III.2. la pièce de pont (effort : tableau A2 annexe):

.vérification des éléments tendus

.pour les cornières 70.70.8

c'est la membrure n°21 qui est la plus critique

la charge est $0.362P$.elle est reprise par 2
cornières .au niveau d'une cornière $N = 0.181P$

aire nette : $A_n = (1060 - 19.8) = 908 \text{ mm}^2$

$$\sigma < 0.8\sigma_e \Rightarrow \frac{0.181P}{908} < 208 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 1043 \text{ kN}$$

cisaillement du corps de rivet

on a 3 rivets et chacun d'eux reprend

$$N = \frac{0.181P}{3} = 0.06P$$

$$\tau < 0.6\sigma_e \Rightarrow \frac{0.06P}{\pi \cdot 9^2} < 0.6 \cdot 260$$

$$L = 1220 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \frac{L}{r} = \frac{1220}{13.6} = 89.7$$

$$\Rightarrow \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \times E}{\lambda^2} = \frac{3.14^2 \times 2 \cdot 10^5}{89.7^2} = 245 \text{ N/mm}^2$$

on a $\sigma_{cr} > 0.75 \sigma_e = 195 \text{ N/mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_m = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}\right)$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_m = 260 \left(1 - 0.375 \frac{260}{245}\right) = 156.5 \text{ N/mm}^2$$

et $\sigma \leq \bar{\sigma}_m \Rightarrow \frac{0.523 P}{1060} < 156.5 \text{ N/mm}^2$

$$\Rightarrow P_{\max} = 317 \text{ KN}$$

pression diamétrale (détail 1)

on a 2 rivets : effort par rivet $N = 0.261 P$

$$\frac{T}{de} < 2\sigma_e \Rightarrow \frac{0.261 P}{19 \cdot 8} \leq 520$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 303 \text{ KN}$$

. pour les cornières 70.70.10 (détail 4) barren°16

N effort dans la barre est de : 0.49 P

$$\text{inertie } I = 23.9 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad A = 1310 \text{ mm}^2 \quad r = 13.5 \text{ mm}$$

$$L = 1400 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \frac{L}{r} = 103.7$$

$$\Rightarrow \sigma_{cr} = \frac{3.14^2 \times 2 \cdot 10^5}{(103.7)^2} = 183.4 \text{ N/mm}^2 < 0.75 \sigma_e$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_m = 0.66 \times 183.4 = 121 \text{ N/mm}^2$$

et $\sigma \leq \bar{\sigma}_m \Rightarrow \frac{0.49 P}{1310} < 121 \text{ N/mm}^2$

$$\Rightarrow P_{\max} = 323 \text{ KN}$$

pression diamétrale

on a 3 rivets : effort par rivet $N = 0.163 P$

$$\frac{T}{de} < 2\sigma_e \Rightarrow \frac{0.163 P}{19 \times 8} \leq 520 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 485 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 661 \text{ KN}$$

la pression diamétrale

$$\frac{T}{de} \leq 2\sigma_e \Rightarrow \frac{0.06P}{19 \times 8} \leq 520 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 1317 \text{ KN.}$$

. pour les cornières 70.70.10 (détail 4)

l'effort maximal est: $N = 0.382P$

$$\text{aire nette } A_n = 1310 - (19 \times 8) = 1158 \text{ mm}^2$$

on a 3 rivets : effort par rivet $N = 0.127P$

$$\text{traction: } \sigma \leq 0.8\sigma_e \Rightarrow \frac{0.382P}{1158} \leq 208 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 630 \text{ KN}$$

cisaillement corps de rivet

$$\tau \leq 0.6\sigma_e \Rightarrow \frac{0.127P}{\pi \times 9^2} \leq 0.6 \times 260$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 312 \text{ KN}$$

pression diamétrale

$$\frac{T}{de} = \frac{0.127P}{19 \times 8} \leq 2\sigma_e = 520 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 622 \text{ KN}$$

. Vérification des éléments comprimés

. pour les cornières 70.70.8

ce sont les bras qui sont les plus sollicités

$$N = 0.523P$$

. le plan de flambage n'est pas celui de la poutre

$$\text{Inertie } I = 19.7 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad A = 1060 \text{ mm}^2 \quad r = 13.6 \text{ mm}$$

III.3 la poutre principale

(effort : tableau A4 annexe)

Vérification des membrures diagonales :

• comprimées

effort maximal $N = 5P$

la longueur prise en compte pour les calculs est celle qui est entre les deux extrémités libres des plats 400.8 soit $l = 1050 \text{ mm}$.

les diagonales sont liées par deux rivets ce qui va nous donner une longueur de flambage égale à $l/2$.

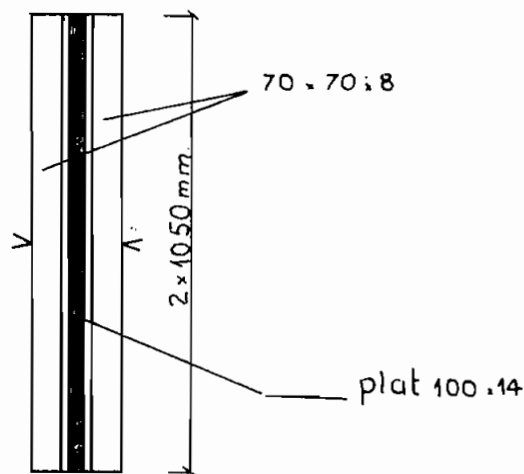


Figure 3.2 membrure comprimée (diagonale)
centre de gravité de la section.

$$\text{Aire } A = (1060 \times 2) + (100 \times 14) = 3520 \text{ mm}^2$$

$$Y_G = 2120(50 - 20.1) = 18 \text{ mm au dessus du centre du plat}$$

$$I_y = 2 \left[47.5 \times 10^4 + 1060(20.1 + 7)^2 \right] + \frac{100 \times 14^3}{12} = 2.53 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{2.53 \cdot 10^6}{3520}} = 26.8 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow L = \frac{1050}{r} = 39.2$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{3.14^2 \cdot 2 \cdot 10^5}{39.2^2} = 1283.3 \text{ N/mm}^2 > 0.75 \sigma_e$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_m = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}} \right) = \left(1 - 0.375 \cdot \frac{260}{1283.3} \right) = 240.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_m \Rightarrow \frac{5P}{3520} < 240.2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 169 \text{ kN.}$$

. pression de contact.

ona 10 rivets d'où l'effort par rivet est de :

$$N = 0.5P \quad \text{et} \quad \frac{N}{d_e} \leq 2\sigma_e$$

$$\Rightarrow \frac{0.5P}{19 \times 8} \leq 520 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 158 \text{ kN}$$

. tendues (détails)

effort maximal : $1.96P$

2 cornières $70 \times 70 \times 8$

effort par cornière : $0.98P$

Au niveau des contreventements tendus on trouve une fourchette, c'est à dire un plat de 8mm d'épaisseur, qui permet aux rivets d'attaches d'avoir deux surfaces de cisaillement (Fig 3.3)

nombre de rivets par cornière qui résistent: 5

aire nette : $1060 - (19 \times 8) = 908 \text{ mm}^2$

$$\sigma \leq 0.8 \sigma_e \Rightarrow \frac{0.98P}{908} \leq 208 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 193 \text{ kN.}$$

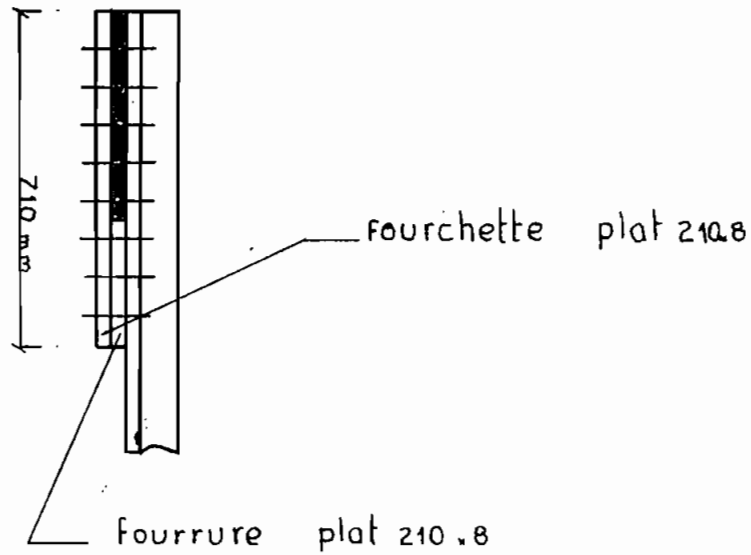


Figure 3.3 vue transversale de la diagonale tendue

. cisaillement corps de rivet

effort par rivet $\cdot N = 0.196 P$

$$\tau \leq 0.6 \sigma_e \Rightarrow \frac{0.196 P}{\pi \cdot 9^2} = 156 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 199.8 \text{ KN.}$$

. pression diamétrale

$$\frac{T}{d_e} \leq 2 \sigma_e \Rightarrow \frac{0.196 P}{19 \times 8} \leq 520 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 403 \text{ KN.}$$

c'est le plat 400 x 8 qui nous donne la pression maximale.

Vérification des barres horizontales

. tendues

les barres horizontales sont un assemblage de plats et cornières (voir plan n° 3)

Lorsque l'effort de traction s'applique sur la section, chaque élément reprend, proportionnellement à sa surface, une portion de l'effort de telle sorte que le déplacement est le même.

effort : . pour les plats 350 x 14

$$N = \frac{15.4 P \times 14700}{21320} = 10.62 P$$

. pour le plat 400 x 8

$$N = \frac{15.4 P \times 3200}{21320} = 2.31 P$$

. pour cornières 90 x 90 x 10

$$N = \frac{15.4 P \times 1710 \times 2}{21320} = 2.47 P$$

: 3 plats 350 x 14

$$\text{aire nette } A_n = 14700 - (4 \times 2 \times 21) = 11172 \text{ mm}^2$$

$$\sigma \leq 0.8 \sigma_e \Rightarrow \frac{10.62 P}{11172} \leq 208 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 218.8 \text{ kN}$$

. cornières 90 x 90 x 10

$$\text{effort par cornière } N = 1.235 P$$

$$\text{Aire nette} = 1710 - 2 \times 21 \times 10 = 1290 \text{ mm}^2$$

$$\sigma \leq 0.8 \sigma_e \Rightarrow \frac{1.235 P}{1290} \leq 208 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 217 \text{ kN}$$

. plat 400 x 8

$$\text{aire nette } A_n = 320 - (21 + 19) \times 8 = 2880 \text{ mm}^2$$

$$\sigma \leq 0.8 \sigma_e \Rightarrow \frac{231P}{2880} \leq 208 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 259 \text{ KN.}$$

pression diamétrale

au niveau du joint avec les diagonales on a 5 rivets et chacun assure $\frac{N}{5}$ soit $0.462P$

$$\frac{T}{d_e} \leq 2\sigma_e \Rightarrow \frac{0.462P}{21 \times 8} \leq 520 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 189 \text{ KN}$$

. comprimées

centre de gravité

$$Y_G = \frac{2 \times 1710 \times (200 - 25.8) + 3 \times 350 \times 14 (200 + 21)}{2 \times 1710 + 3 \times 350 \times 14 + 400 \times 8} = 180.3 \text{ mm.}$$

au dessus du centre du plat 400×8

$$I = \frac{42 \times 350^3}{12} + \frac{400 \times 8^3}{12} + 2(127 \times 10^4 + 1710(25.8 + 4)^2) = 1.556 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1.556 \cdot 10^8}{21320}} = 85.4 \text{ mm.}$$

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{2222}{85.4} = 26 \text{ mm.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{3.14^2 \times 2 \cdot 10^5}{26^2} = 2917 \text{ N/mm}^2 > 0.75 \sigma_e$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_m = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}} \right) = 260 \left(1 - 0.375 \times \frac{260}{2917} \right)$$

$$= 251.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_m \Rightarrow \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_m \quad \text{l'effort maximal } N = 15.4P$$

$$\Rightarrow \frac{15.4P}{21320} \leq 251.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 348 \text{ KN.}$$

Vérification des montants (détail 2)

. tendus

effort maximal : $2.29 P$ le montant est composé de 4 cornières $80 \cdot 80 \cdot 8$ effort par cornière : $0.573 P$ aire nette $A_n = 1230 - (2 \times 21 \times 8) = 894 \text{ mm}^2$

$$\sigma \leq 0.8 \sigma_e \Rightarrow \frac{0.573 P}{894} \leq 208 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 324 \text{ KN}$$

cisaillement du corps de rivet

la traction : on a 3 rivets d'attache, avec le plat 400×8 , par cornière.

$$\text{soit } N = 0.191 P \quad \text{effort par rivet : } \frac{0.573 P}{3}$$

soit $N = 0.191 P$

$$\sigma \leq 0.6 \sigma_e = \frac{0.191 P}{\pi \times 9^2} \leq 0.6 \times 260$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 208 \text{ KN}$$

pression diamétrale

$$\frac{T}{de} \leq 2 \sigma_e \Rightarrow \frac{0.191 P \times 2}{19 \times 8} \leq 520 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 206 \text{ KN}$$

. comprimés

effort maximal : $1.3 P$

on considère que le travail des cornières

est indépendant c'est à dire que

chaque cornière supporte le quart de l'effort

$$\text{soit : } N = \frac{1.3P}{4} = 0.325 P$$

cornière 80.80.8

$$I = 29.9 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad A = 1230 \text{ mm}^2 \quad r = 15.6 \text{ mm.}$$

$$L = 2160 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{2160}{15.6} = 138.5$$

$$\Rightarrow \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{3.14^2 \times 2.10^5}{(138.5)^2} = 102.8 \text{ N/mm}^2 < 0.75 \sigma_e$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_m = 0.66 \times 102.8 = 67.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma < \bar{\sigma}_m \Rightarrow \frac{0.325 P}{1230} < 67.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{max} = 256 \text{ kN}$$

la pression de contact et le cisaillement du corps des montants tendus sont plus critiques

Vérification des contreventements horizontaux.

Ils sont en compression

effort maximal : 0.606 P

cornière 70.70.8

$$I = 17.5 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \quad A = 940 \text{ mm}^2 \quad r = 13.6 \text{ mm} \quad L = 1500 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{1500}{13.6} = 110.3 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{cr} = \frac{3.14^2 \times 2.10^5}{(110.3)^2} = 162 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cr} < 0.75 \sigma_e \Rightarrow \bar{\sigma}_m = 0.66 \times 162 = 107 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_m \Rightarrow \frac{0.606 P}{940} \leq 107 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{max} = 166 \text{ kN}$$

pression diamétrale
on a 3 rivets aux joints.

effort par rivet : $N = 0.202 P$

$$\frac{T}{de} \leq 2\sigma_e \Rightarrow \frac{0.202 P}{17 \times 1} \leq 520 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 306 \text{ KN}$$

Vérification des couvre-joints

. Detail 6

l'échelle est: 1/25

c'est le couvre-joint delamembrure n°22

(FigA6) qui est le plus sollicité

effort dans la barre : $15.4 P$

effort dans le plat 400 : $2.31 P$

. pour la section critique

△ couvre-joint

$$\text{aire nette} = 310 \times 8 - (4 \times 19 \times 8) = 1872 \text{ mm}^2$$

$$\text{effort} = 0.8 N_A + 0.6 N_B \quad \text{avec } N_A = N_B = 0.5 N$$

$$\Rightarrow \text{la force} = 0.8 N = 0.8 \times 2.31 P = 1.848 \frac{P}{2}$$

$$\sigma \leq 0.8 \sigma_e \quad \frac{1.848 P}{1872 \times 2} \leq 208 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 210 \text{ KN.} \times 2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 420 \text{ KN.}$$

△ pièce assemblée

effort : $N = 1.848 P$ pour la même aire nette

$$\Rightarrow P_{\max} = 210 \text{ KN.}$$

cisaillement du corps de rivet

$$\tau \leq 0.6 \sigma_e \Rightarrow \frac{2.31P}{2 \times 8} \times \frac{1}{\pi \times 9^2} \leq 0.6 \times 260 \text{ N/mm}^2$$
$$\Rightarrow P_{\max} = 275 \text{ KN}$$

pression diamétrale

$$\frac{T}{d_e} \leq 2 \sigma_e \Rightarrow \frac{2.31P}{8} \times \frac{1}{19 \times 8} \leq 520 \text{ N/mm}^2$$
$$\Rightarrow P_{\max} = 274 \text{ KN.}$$

couvre-joint barre horizontale n° 10

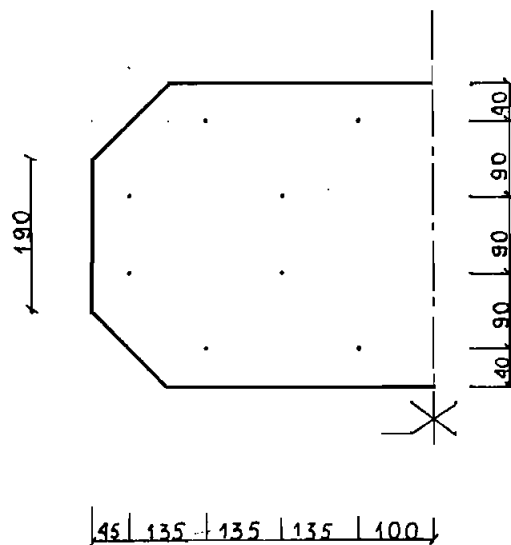


Figure 3.4 couvre-joint de la poutre principale

traction

effort dans la membrure : $2000P$

effort dans les plats : $0.4826P$

on a 8 rivets : effort par rivet = $0.608P$

$$\text{aire nette } A_n = 350 \times 14 - 4 \times 21 \times 14 + \frac{135^2 \times 2}{4 \times 90} = 3825.25 \text{ mm}^2$$

c'est la pièce qui est plus critique parce que, pour une même surface, elle a un effort plus grand.

$\sigma \leq \sigma_e \times 0,8$ avec $N_A = N_B = 0,5N$ d'où la force appliquée

$$\text{est : } N_A + N_B \times 0,6 = 0,8 \cdot N.$$

$$\frac{0,8N}{3825,25} \leq 208 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \frac{0,8 \times 4,826P}{3825,25} \leq 208 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 206 \text{ KN}$$

. cisaillement corps de rivet

$$\tau \leq 0,6 \sigma_e = \frac{4,826P}{8} \times \frac{1}{2 \times 3,14 \times 10^2} \leq 0,6 \times 260 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 1,62 \times 10^2 \text{ KN}$$

. pression diamétrale

$$\frac{T}{d_e} \leq 520 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \frac{4,826 \cdot P}{21 \times 14 \times 8} \leq 520 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 253 \text{ KN}.$$

III.4. . Vérification de la butée de traverse. (fig 3.5)

la soudure recouvre tout le périmètre de l'aile.

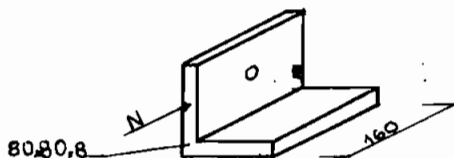


Figure 3.5 butée de traverse

épaisseur de la soudure : 8 mm.

la force qui s'applique sur les butées est

force de lacet : 100 kN

force du vent : $1.5 \text{ kN/m}^2 \times 2.222 \times 3 = 10 \text{ kN}$

force totale : 110 kN

on a 4 butées, soit 27.5 kN par butée

$$\Delta \tau_1^2 + \tau_{II}^2 \leq 0.36 \sigma_c^2 \quad \text{avec } \tau_1 = \tau_{II} = \frac{27.5}{\frac{8}{\sqrt{2}} \times 160} = 3.03 \cdot 10^{-2} \text{ kN/mm}^2$$

$$\Rightarrow 2 \times 30.3^2 \text{ (N/mm}^2) \leq 0.36 \times 260^2$$

$$\Rightarrow 1836 \leq 24336$$

Δ le moment $M = 27.5 \times 10^3 \text{ N} \times 40 \text{ mm} = 1.1 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$

$$\frac{M}{160 \left(2 \times 80 \times \frac{8}{\sqrt{2}} + 160 \times \frac{8}{\sqrt{2}} \right)} \leq 0.66 \sigma_c$$
$$\Rightarrow 3.8 \leq 171.6 \text{ (N/mm}^2)$$

les butées résistent aux efforts de lacet et de vent.

III.5 . Calcul des coefficients de majoration dynamique.

article 1.3 (réf:1)

$$\phi = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.82$$

coefficient de majoration dynamique.

. pour les longueurs caractéristiques (voir annexe 1)

référence 1

. longeron

$$L_\phi = \text{distance entre pièces de pont} + 3.0 \text{ m} = 2.222 \times 3 + 3 = 5.222 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \phi = 1.51$$

. pièce de pont

$L_{\phi} = 2 \times \text{portée de la pièce de pont}$

$$L_{\phi} = 6 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \phi = 1.46$$

. poutre principale

$L_{\phi} = \text{portée de la poutre principale}$

$$L_{\phi} = 25 \text{ m.}$$

$$\phi = 1.12$$

. Résumé

les charges maximales obtenues dans les calculs sont des charges de services majorées.

A présent, on détermine la charge maximale par roue admise

longeron . $P_{\max} = 370 \text{ KN}$

$$\text{avec } P_{\max} = 1.23 + 1.51 P_{ad}$$

$$\Rightarrow P_{ad} = 244 \text{ KN} = 24.4 \text{ t.}$$

pièce de pont : $P_{\max} = 303$

$$P_{\max} = 5.33 + 1.46 P_{ad}$$

$$\Rightarrow P_{ad} = 204 \text{ KN} = 20.4 \text{ t}$$

On ne tient pas compte des forces de freinage ou de démarrage pour le longeron et la pièce parce que la majoration qu'elles induisent est plus petite que la majoration dynamique. Elle est égale

a 143% contre 51% et 46%

la majoration sera utilisée pour la poutre principale

$$P_{\max} = 158 \text{ KN}$$

$$P_{\max} = 16.23 + 1.143 P_{\text{ad}}$$

$$\Rightarrow P_{\text{ad}} = 124 \text{ KN} = 12.4 \text{ t}$$

III.6 Flèche

On calcule la flèche d'un des noeuds du panneau du milieu du tablier.

la flèche ou le déplacement du noeud est donné par l'équation n°12 de l'annexe

les valeurs des paramètres sont tirées du tableau A4 de l'annexe

$$\lambda_k = \frac{50 P}{E}$$

la déformation permise qui est due aux surcharges est de 25 mm. A noter que ce chiffre tient compte du coefficient de majoration dynamique.

$$\Rightarrow \lambda_k = \frac{50 P}{E} \leq 25 \Rightarrow P_{\max} = \frac{25 \times 2 \times 10^5}{50}$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 100 \text{ KN} = 10 \text{ t}$$

En ce qui concerne la déformation permanente, elle est limitée à $\frac{L}{500}$ où L est la distance entre

appuis. $\frac{L}{500} = \frac{24.45 \text{ m}}{500} = 0.049 \text{ m} = 49 \text{ mm}.$

la flèche due aux charges permanentes :

$$F = \frac{50 \cdot 16230}{2 \cdot 10^5} = 4 \text{ mm}$$

Donc il reste 45 mm pour les surcharges .

Les flèches occasionnées par les surcharges autre que la température sont limitées à 40 mm soit 5 mm pour l'effet de la température qui est à considérer à cause de la portée du tablier et des variations de température dont on ne possède aucun renseignement.

Pour une déformation de 40 mm la surcharge maximale est:

$P_{max} = 160 \text{ KN}$ avec P_{max} égale à la somme de la surcharge due au convoi et de celle due à la passerelle qui est de 3 KN d'où la charge maximale est de 157 KN par roue . Lorsque le convoi circule elle devient 157.7 KN

NOTA : En réalité, la flèche $\lambda_k = \frac{46.5}{E} P$ parce que les membrures n° 22, 25, 34, 35 ont 5 plats de 350 x 14 au lieu de 3 plats, ceci implique que la surcharge maximale effective est de 107.5 KN par roue soit 21.5 tonnes-essieu. Et la flèche sous charges dynamiques n'est pas toujours supérieure à la flèche sous charges statiques (voir annexe 6) comme le montre les ^{mesures} qui ont été faites sur le terrain. On remarque aussi que les travées (4) ne sont pas parfaitement identiques.

Donc on retient que la charge maximale par essieu est de:

$$P_{max} = 21.5 \text{ tonnes.}$$

A l'issue des vérifications du tablier, la capacité maximale est donnée par le critère de flèche.

la charge maximale par essieu est : 21.5 tonnes

chapitre IV PROPOSITIONS DE RENFORCEMENT ET EVALUATION DES PROPOSITIONS

Il ressort des vérifications que la capacité actuelle du pont, au point de vue de la stabilité et de la résistance, est de 24,8 tonnes par essieu ; mais le critère de flèche limite la charge maximale à 21,5 tonnes par essieu.

Compte tenu de ces résultats, il n'y a pas lieu de renforcer le tablier du pont pour un convoi de 20 tonnes-essieu.

Par ailleurs il sied :

- d'avoir des ailes mouchées, au niveau des brancards et des contreventements de la pièce de pont, pour mieux transmettre les charges.
- de remplacer les rivets $\phi 18$ de l'assemblage de l'âme de la pièce de pont (ou montant) et de l'âme du longeron, par des boulons à haute résistance qui présentent une meilleure surface de répartition des contraintes. ($\phi 20$)
- d'avoir des assemblages rivés ou boulonnés au niveau des butées de traverse et des goussets des contreventements horizontaux

detail n°8 .

. de remettre le platelage métallique de la passerelle gauche en allant vers Bamako , ceci pour avoir un comportement identique des poutres principales. la situation actuelle cause des déformations plus grandes que prévues. Ce surplus de sollicitations est dû à la dénivellation des deux poutres principales.

. de changer les traverses en bois dont les trous sont ovalisés où qui présentent des avaries

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

L'étude menée dans ce projet a été essentiellement une vérification de stabilité, de résistance et de critères de flèche afin de voir s'il s'avère nécessaire de renforcer la superstructure du pont sur la falémé.

Les différentes composantes du tablier ont fait l'objet de ces vérifications.

Les calculs de résistances et de stabilités nous donnent une charge maximale de 24.8 tonnes essieu mais les critères de flèches nous limitent à 21.5 tonnes essieu donc le renforcement de la superstructure ne s'impose pas.

Seulement certaines dispositions constructives doivent être respectées notamment au niveau :

- . des contreventements de la pièce de pont où les ailes seront mouchées pour qu'il y est un meilleur contact et une meilleure transmission des efforts.

- . des bracons : on fera un chanfrein pour les

raisons énoncées ci-dessus.

les rivets $\phi 18$ de l'assemblage de l'âme du longeron et du montant de la pièce de pont seront remplacés par des boulons à haute résistance qui offrent une section plus uniforme après la pose et une meilleure distribution des contraintes .

les assemblages de la butée de traverse et du longeron, et ceux du gousset des contreventements horizontaux avec la poutre principale doivent être boulonnés ou rivés et non soudés afin d'être plus flexibles à cause des sollicitations de courte durée

RÈGLEMENT MINISTÉRIEL DU 10 MAI 1927

PONTS

PONTS MÉTALLIQUES POUR VOIES FERRÉES

ARTICLE XIV. — Valeur des limites de sécurité admissibles pour la fonte :
 Compression : $R_1 = 7 \text{ k.}$ $R_2 = 8 \text{ k.}$
 Extension dans les pièces fléchies : $R_1 = R_2 = 1 \text{ k. 6.}$
 L'utilisation de la fonte dans les pièces soumises à des efforts de traction simple est interdite.

ARTICLE XV. — Conditions minima de résistance et d'allongement :

DÉSIGNATION DES MATIÈRES	RÉSISTANCE		ALLONGEMENT DE RUPTURE mesuré sur $l = \sqrt{66,67 S}$
	Limite d'élasticité	A la rupture	
	Kg/cm ²	Kg/cm ²	„
Tôles nûes, Plats et barres rondes, carrées ou profilées en acier.....	34	42	25
Rivets.....	24	30	25

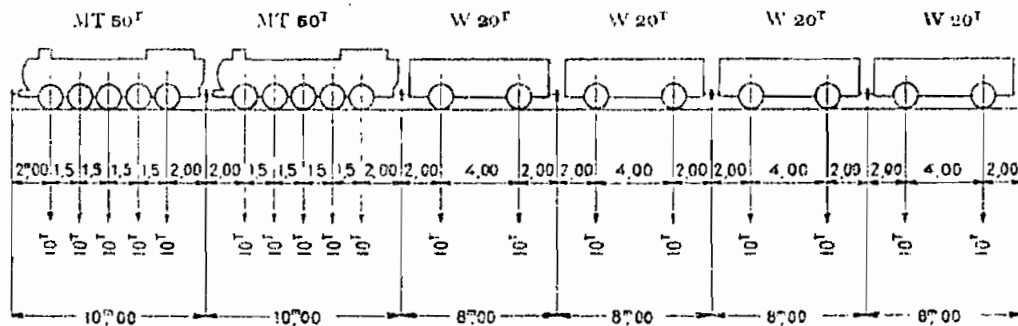
ARTICLE XVIII. — On doit calculer les flèches produites sous l'action de la charge permanente et de la surcharge réglementaire, et en tenant compte éventuellement de la composition exacte du train devant servir aux essais concurremment avec le train-type.

D'une façon générale, cette flèche se calculera au milieu de chaque travée. Dans les ponts en arcs, et les ouvrages importants, on calculera également les flèches en d'autres points (reins des arcs, articulations de fermes dans les caillottes, etc.).

II — PONTS POUR VOIES ÉTROITES

ARTICLE I. — Toutes les dispositions précédentes relatives aux ponts-rails à voie normale sont applicables aux ponts-rails à voie étroite.

ARTICLE II. — Le train type servant de base au calcul de stabilité doit être modifié comme indiqué ci-dessous :



DÉSIGNATION	MACHINE TENDER	WAGON CHARGÉ
Longueur totale.....	10 mètres	8 mètres
Nombre d'essieux.....	5	2
Ecartement de deux essieux consécutifs.....	1 m. 50	4 mètres
Distance d'un tampon à l'essieu voisin.....	2 mètres	2 mètres
Charge par essieu.....	10 tonnes	10 tonnes
Poids total.....	50 tonnes	20 tonnes
Poids moyen par mètre de longueur.....	5 tonnes	2 t. 500

S'il y a lieu d'intercaler des wagons vides dans le convoi, leur poids sera réduit à 750 kilogs. par mètre linéaire.

ARTICLE III. — Pour la pression du vent, on admettra le chiffre maximum de 250 kilos par mètre carré de surface verticale ; mais la pression maxima compatible avec la circulation des trains est limitée à 100 kilos par mètre carré. Pour vérifier l'équilibre statique de l'ensemble du tablier, on admettra un convoi de wagons pesant 1200 kilos au mètre.

ANNEXE N° 2

Hypothèse de calcul:

1. On suppose que les rails sont directement posés ^{sur} les longerons ce qui, en réalité, n'est pas exact. La différence entre les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissants n'est pas tellement significative. Cette supposition est sécuritaire.
2. le nombre d'essieux maximal que peut prendre le tablier est de 11. On suppose que chaque pièce de pont supporte un essieu.

les lignes d'influences (ref:6)

On appelle ligne d'influence (L.I.) la représentation graphique des efforts dans une section donnée d'un élément de structure, ou du déplacement d'un point de cette structure, en fonction de la position de la charge.

les lignes d'influences sur le longeron :

Un longeron peut supporter 2 roues distantes de 1.50 m.

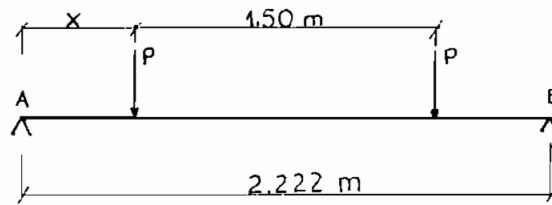


Figure A.1 le longeron chargé

lignes d'influence des efforts tranchants aux appuis

. si $0 \leq x \leq 0.722$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad (1)$$

$$\Rightarrow Px + P(x+1.5) - 2.222 R_B = 0$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{P(2x-1.5)}{2.222} \quad \text{et} \quad R_A = \frac{(2.944 - 2x)P}{2.222}$$

. si $0.722 \leq x \leq 2.222$

$$(1) \Rightarrow R_B = \frac{Px}{2.222} \quad \text{et} \quad R_A = P\left(1 - \frac{x}{2.222}\right)$$

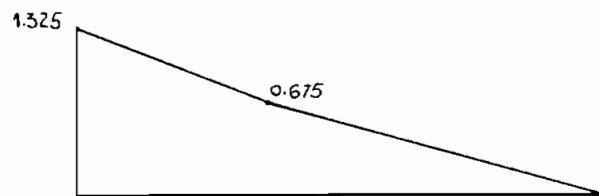


Figure A.2 ligne d'influence des efforts tranchants aux appuis du longeron

lignes d'influence des moments fléchissants au centre du longeron.

. si $0 \leq x \leq 0.722$

$$M_c = \frac{P(2.944 - 2x)}{2.222} \cdot 1.111 - P(1.111 - x) = 0.361P$$

. si $0.722 \leq x < 1.111$

$$M_t = P \left(1 - \frac{x}{2.222} \right) \cdot 1.111 - P (1.111 - x) = \frac{Px}{2}$$

. si $1.111 \leq x \leq 2.222$

$$M_t = P \left(1 - \frac{x}{2.222} \right) \cdot 1.111 = P \left(1.111 - \frac{x}{2} \right)$$

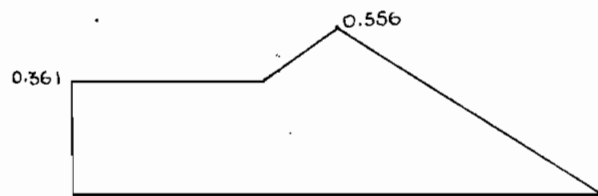


Figure A3 : lignes d'influence des moments

fléchissants au centre du longeron.

Ces représentations des figures A2 et A3 sont faites pour P égale à l'unité.

Détermination des efforts dans les barres des treillis (ref:6)

On utilise la méthode énergétique, c'est à dire le principe du travail minimum, pour calculer les efforts dans les membrures des treillis (poutre principale et pièce de pont).

principe du travail minimum :

Toute structure sollicitée adopte la position pour laquelle son énergie dépensée est minimum.

Pour calculer les efforts dans les membrures du S.I.F., on utilise la méthode des coupures qui consiste à effectuer une coupure sur la structure et vérifier la stabilité de la partie coupée rendue libre en appliquant les équations fondamentales de la mécanique. Et on trouve les résultats du tableau A1.

L'effort dans une barre est égal à la somme de l'effort dû aux charges extérieures et de l'effort dû aux charges hyperstatiques soit :

$$N_i = N'_i + \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} X_j \quad \text{éq: 3}$$

Sachant que pour une charge donnée l'effort dans une membrure est une constante, on peut donc écrire l'équation 2 sous la forme :

$$\frac{\partial U}{\partial X_j} = \sum_{i=1}^n \frac{N_i \alpha_{ij} l_i}{E a_i} = 0 \quad \text{éq: 4}$$

En remplaçant N_i (éq 3) dans l'équation 4 on obtient :

$$\frac{\partial U}{\partial X_j} = \sum_{i=1}^n \left(N'_i + \sum_{k=1}^n \alpha_{ik} X_k \right) \alpha_{ij} \frac{l_i}{a_i} = 0 \quad \text{éq: 5}$$

En ce qui concerne la pièce de pont on a donc :

$$\frac{\partial U}{\partial X_1} = 0 \quad \text{éq 6}$$

$$\frac{\partial U}{\partial X_2} = 0 \quad \text{éq 7}$$

$$\frac{\partial U}{\partial X_3} = 0 \quad \text{éq 8}$$

L'application des équations 6 - 7 - 8 nous donne le tableau

équation de compatibilité

$$\frac{\partial U}{\partial X_j} = \sum_{i=1}^{i=n} \int \frac{N_i}{Ea_i} \frac{\partial N_i}{\partial X_j} ds_i = 0 \quad (2)$$

Déterminons à présent les efforts dans les membrures.

Pièces de pont

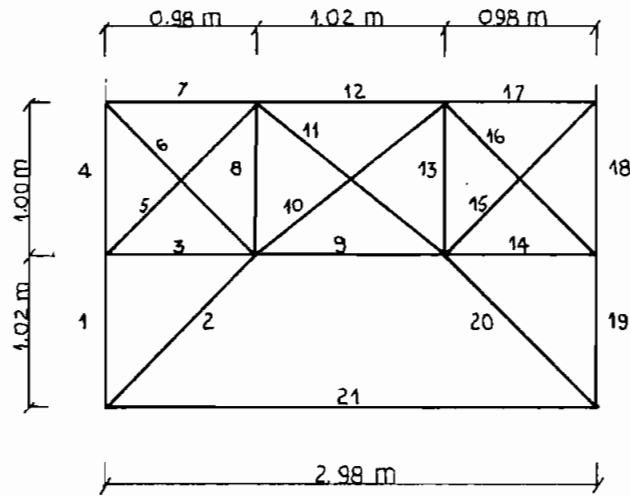


Figure A4 : les dimensions de la pièce de pont

l'hyperstaticité de la structure est de : 4 . la pièce de pont est symétrique symétriquement chargée . on peut donc ramener l'hyperstaticité à 3 , et on a le système isostatique fondamental suivant : (S.I.F.)

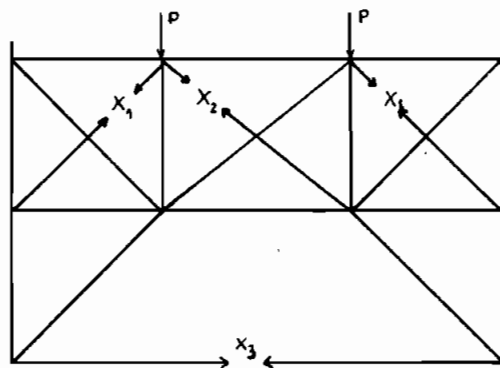


Figure A5 : le S.I.F. de la pièce de pont

N° barre	α_{i1}	α_{i2}	α_{i3}	N'_i	l_i (mm)	a_i (mm ²)
1	0.000	0.000	1.041	-1.000	1020	4920
2	0.000	0.000	-1.444	0.000	1415	1060
3	-0.700	0.000	0.000	0.000	980	2120
4	-0.714	0.000	1.041	-1.000	1000	4920
5	1.000	0.000	—	—	1400	1310
6	1.000	0.000	-1.457	1.400	1400	1310
7	-0.700	0.000	1.020	-0.980	980	2120
8	-0.714	-0.699	0.000	-1.000	1000	4240
9	0.000	-0.715	-2.061	0.980	1020	2120
10	0.000	1.000	0.000	0.000	1428	1060
11	—	1.000	—	—	1428	1060
12	0.000	-0.715	1.020	-0.980	1020	2120
13	-0.714	-0.699	0.000	-1.000	1000	4240
14	-0.700	0.000	0.000	0.000	980	2120
15	1.000	0.000	-1.457	1.400	1400	1310
16	1.000	0.000	—	—	1400	1310
17	-0.700	0.000	1.020	-0.980	980	2120
18	-0.714	0.000	1.041	-1.000	1000	4920
19	0.000	0.000	1.041	-1.000	1020	4920
20	0.000	0.000	-1.444	0.000	1.415	1060
21	—	—	1.000	—	2980	2120

Tableau A1 efforts d'aux charges extérieures et hyperstatiques

N° barre	effort		N° barre	effort
1	-0.623		12	-0.538
2	-0.523		13	-0.580
3	0.343		14	0.343
4	-0.273		15	0.382
5	-0.490		16	-0.490
6	0.382		17	-0.268
7	-0.268		18	-0.273
8	-0.580		19	-0.623
9	0.306		20	-0.523
10	-0.101		21	0.362
11	-0.101			

tableau A2 effort dans les barres
de la pièce de pont

Ces valeurs sont obtenues pour p (charge extérieure) égale à l'unité.

Poutre principale

l'hyperstaticité est égale à 11. la poutre principale est symétrique. On va charger la poutre principale symétriquement pour profiter de la symétrie. Dans ce cas la structure a une hyperstaticité de 6 (Figure A6,

A7)

Le nombre maximal d'essieux que peut prendre le tablier, est 11. (voir hypothèse ii/)

En ce qui a trait au calcul des efforts dans les membrures de la poutre principale, on applique la même procédure que celle utilisée pour la pièce de pont, en ajoutant les équations suivantes :

$$\frac{\partial U}{\partial X_4} = 0 \quad \text{éq:9}$$

$$\frac{\partial U}{\partial X_5} = 0 \quad \text{éq:10}$$

$$\frac{\partial U}{\partial X_6} = 0 \quad \text{éq:11}$$

En utilisant la méthode des coupures, on trouve les valeurs du tableau A3

La résolution du système d'équations composé par les équations 6-7-8-9-10-11 nous donne les valeurs du tableau A4. En fait ces dernières s'obtiennent en remplaçant les paramètres dans l'équation 3.

La flèche au droit d'un noeud est calculée avec la relation 12. On applique sur le noeud une charge P_k (figure A7) égale à l'unité. Le déplacement est donné par :

$$\lambda = \frac{\partial U}{\partial P_k} = \sum_{i=1}^{k+1} \frac{N_i}{E} \alpha_{ik} \frac{l_i}{a_i} \quad \text{eq:12}$$

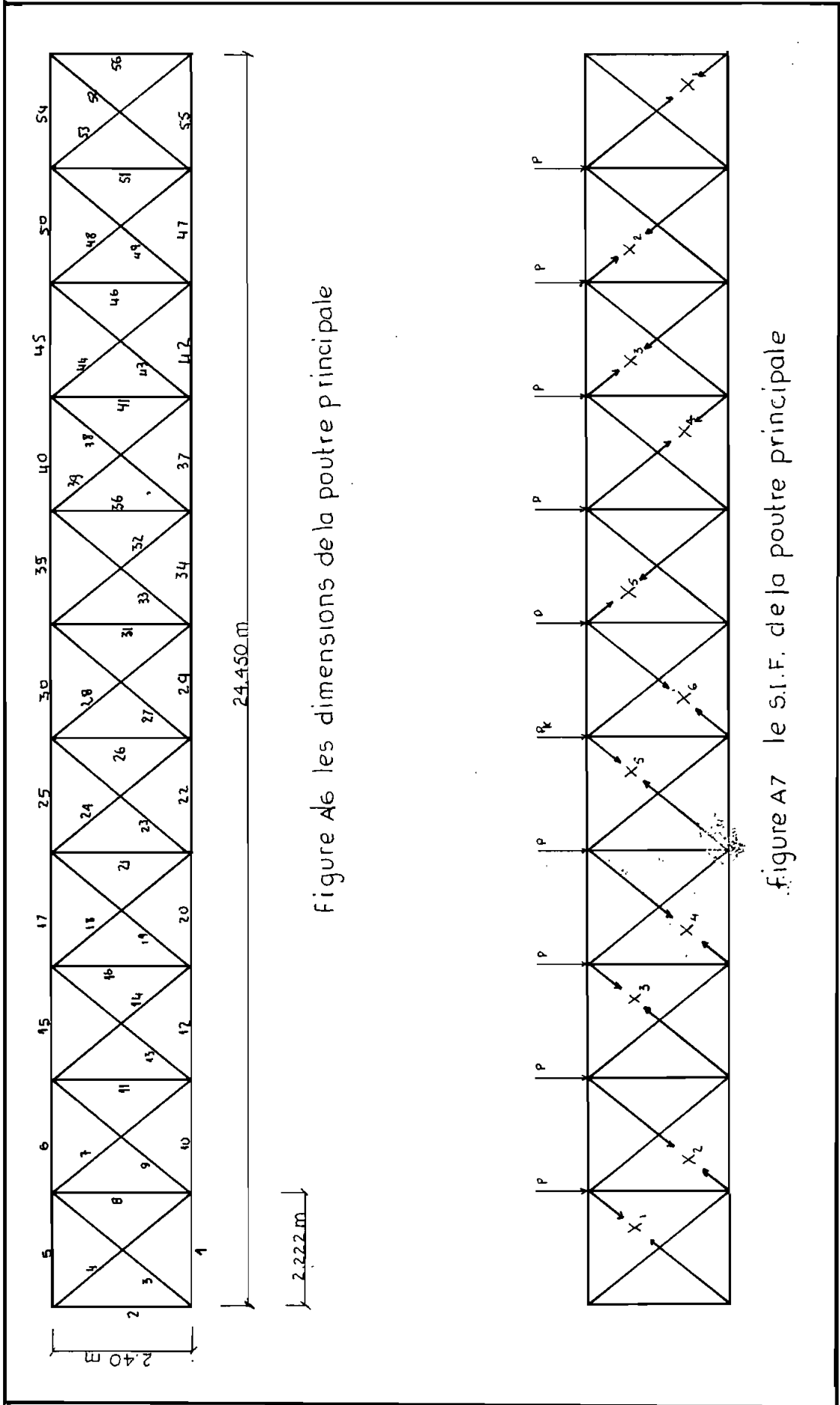


Figure A6 les dimensions de la poutre principale

Figure A7 le S.I.F. de la poutre principale

N° barre	α_{i1}	α_{i2}	α_{i3}	α_{i4}	α_{i5}	α_{i6}
1	-0.68					
2	-0.74					
3	1.00					
4	1.00					
5	-0.68					
6	0.00	-0.68				
7	0.00	1.00				
8	-0.74	-0.74				
9		1.00				
10		-0.68				
11		-0.74	-0.74			
12			-0.68			
13			1.00			
14			1.00			
15			-0.68			
16			-0.74	-0.74		
17				-0.68		
18				1.00		

tableau A3 efforts dans les membrures

dûs aux charges extérieures et
hyperstatiques.

N° barre	α_{i1}	α_{i2}	α_{i3}	α_{i4}	α_{i5}	α_{i6}
19				1.00		
20				-0.68		
21				-0.74	-0.74	
22					-0.68	
23					1.00	
24					1.00	
25					-0.68	
26					-0.74	-0.74
27						1.00
28						1.00
29						-0.68
30						-0.68
31					-0.74	-0.74
32					1.00	
33					1.00	
34					-0.68	
35					-0.68	
36				-0.74	-0.74	
37				-0.68		

tableau A3 efforts dans les membrures dus aux charges extérieures et hyperstatiques

N° barre	α_{i1}	α_{i2}	α_{i3}	α_{i4}	α_{i5}	α_{i6}
38				1.00		
39				1.00		
40				-0.68		
41			-0.74	-0.74		
42			-0.68			
43			1.00			
44			1.00			
45			-0.68			
46		-0.74	-0.74			
47		-0.68				
48		1.00				
49		1.00				
50		-0.68				
51	-0.74	-0.74				
52	1.00					
53	1.00					
54	-0.68					
55	-0.68					
56	-0.74					

tableau A3 efforts dans les membrures dus aux
charges extérieures et hyperstatiques

N°1 barre	N'_i	α'_{ik}	l_i mm	a_i mm ²	l_i/a_i
1	0.000	-0.000	2222	21320	0.104
2	-5.00	-0.545	2400	4920	0.488
3	-	-	3271	3520	0.929
4	6.81	0.743	3271	2120	1.543
5	-4.62	-0.505	2222	21320	0.104
6	-8.33	-1.01	2222	21320	0.104
7	5.45	0.743	3271	2120	1.543
8	-4.00	-0.545	2400	4920	0.488
9	-	-	3271	3520	0.929
10	4.63	0.505	2222	21320	0.104
11	-3.1	-0.545	2400	4920	0.488
12	8.3	1.01	2222	21320	0.104
13	-	-	3271	3520	0.929
14	4.1	0.743	3271	2120	1.543
15	-11.12	-1.515	2222	21320	0.104
16	-2.00	-0.545	2400	4920	0.488
17	-12.97	-2.02	2.222	21320	0.104
18	2.73	0.743	3271	2120	1.543

tableau A3 efforts dans les membrures dûs aux charges exterieures et hyperstatiques

N° barre	N'_i	α'_{ik}	l_i mm	a_i mm ²	l_i/a_i
19	-	-	3271	3520	0.929
20	11.110	1.515	2222	21320	0.104
21	-1.000	-0.545	2.400	4920	0.488
22	14.810	2.02	2222	21320	0.104
23	-	-	3271	3520	0.929
24	1.360	0.743	3271	2120	1.543
25	-15.730	-2.525	2222	21320	0.104
26	0.000	0.455	2400	4920	0.488
27	-	-	3271	3520	0.929
28	0.000	-0.62	3271	2120	1.543
29	13.890	2.525	2222	31120	0.072
30	-13.890	-2.105	2222	31120	0.072
31	0.000	-0.455	2400	4920	0.488
32	-	-	3271	3520	0.929
33	1.360	0.62	3271	2120	1.543
34	14.810	1.684	2222	21320	0.104
35	-15.730	-2.105	2222	21320	0.104
36	-1.000	-0.455	2400	4920	0.488
37	11.110	1.263	2222	21320	0.104

tableau A3 efforts dans les membrures dûs
aux charges extérieures et hyperstatiques

N° barre	N_i'	α'_{ik}	l_i mm	a_i mm ²	l_i/a_i
38	2.730	0.620	3.271	2120	1.543
39	-	-	3271	3520	0.929
40	-12.970	-1.684	2.222	21320	0.104
41	-2.000	-0.455	2400	4920	0.488
42	8.300	0.842	2222	21320	0.104
43	4.100	0.620	3.271	2120	1.543
44	-	-	3271	3520	0.929
45	-11.120	-1.263	2222	21320	0.104
46	-3.10	-0.455	2400	4920	0.488
47	4.630	0.421	2222	21320	0.104
48	-	-	3271	3520	0.929
49	5.450	0.620	3271	2120	1.543
50	-8.330	-0.842	2222	21320	0.104
51	-4.000	-0.455	2400	4920	0.488
52	6.810	0.620	3271	2120	1.543
53	-	-	3271	3520	0.929
54	-4.620	0.421	2222	21320	0.104
55	0.000	0.000	2222	21320	0.104
56	-5.000	-0.455	2400	4920	0.488

Tableau A3: efforts dans les membrures dûs

aux charges extérieures et hyperstatiques

N° barre	N _i	α_{ik}		N° barre	N _i	α_{ik}
1	3.400	0.343		15	-9.320	-1.203
2	-1.300	-0.171		16	+1.230	0.126
3	-5.000	-0.5049		17	-11.810	-1.715
4	1.810	0.238		18	1.020	0.295
5	-1.220	-0.162		19	-1.710	-0.448
6	-5.950	-0.710		20	12.270	1.820
7	1.960	0.303		21	0.860	0.186
8	2.290	0.154		22	15.360	2.387
9	-3.490	-0.440		23	-0.800	-0.5396
10	7.000	0.804		24	0.560	0.203
11	1.450	0.120		25	-15.18	-2.158
12	10.100	1.320		26	-0.460	0.55
13	-2.650	-0.459		27	0.187	0.418
14	1.450	0.284		28	0.187	-0.208

tableau A4 effort effectif dans les barres

N° barre	N _i	α_{ik}		N° barre	N _i	α_{ik}
29	13.770	2.245		43	1.450	0.161
30	-14.000	-2.385		44	-2.650	-0.459
31	-0.460	-0.360		45	-9.320	-0.950
32	-0.800	0.540		46	1.450	0.210
33	0.560	0.080		47	7.000	0.720
34	15.360	2.051		48	-3.490	-0.440
35	-15.180	-1.738		49	1.960	0.180
36	0.860	0.276		50	-5.950	-0.543
37	12.270	1.568		51	2.290	0.244
38	1.020	0.172		52	1.810	0.115
39	-1.710	-0.448		53	-5.000	-0.505
40	-11.810	-1.379		54	-1.220	-0.078
41	1.230	0.216		55	3.400	0.343
42	10.100	1.154		56	-1.300	-0.081

tableau A4 effort effectif dans les barres

REGIE DU CHEMIN DE FER
DU MALI

DIRECTION EXPLOITATION TECHNIQUE

-SERVICE VOIE & BATIMENTS-

PROCES VERBAL

DES ESSAIS EFFECTUES LE 28 AVRIL 1983 SUR LES 6
TRAVERSES METALLIQUES DU PONT DE LA FALÉME
KM 644+640

Etaient Présents

Pour la R.C.F.S.

MM. - N° Diaga	N° DIAYE, Directeur des I.F.
- Gamou	M° BAYE, CBT - I.F.
- Badara	TALL, CSN O.A.
- Alicou	BAH, CSN.4
- Madiop	FAYS, ODT.14
- Jacques	DEBENAY, C.T. - I.F.

Pour la R.C.F.M.

MM. - Daouda	DIANE, Directeur Exploitation Technique
- Assoumano	CISSE, Chef Service Voie & Batiments
- Bandiougou	NIAMBELE, Contrôleur O.A.
- Badon Kémoko	DIALLO, -" - "
- Abdoulaye	SIDIBE, Chef 1ère Section Voie Moyes
- Sambou	DANSOKO, Chef 1er District
- Jean	LIZARD, Conseiller Technique V.B.

Les résultats des essais sont consignés en annexes
1 et 2 au présent P.V.

- CONCLUSIONS -

L'ensemble des flèches permanentes étant inférieur à
50m/m (1/500 de la portée) et l'ensemble des flèches sous surcharges
statiques et dynamiques étant inférieur aux 25m/m donnés par le
calcul (voir annexe 3) la commission précitée conclue que les 6 ta-
bliers du Pont de la Falémé sont aptes à la circulation des machi-
nes CC d'un poids de 87 tonnes chacune.

Par ailleurs la commission décide que le relevé des flèches permanentes devra être effectué trimestriellement dans le cadre de la surveillance spéciale de cet ouvrage à l'initiative de la RCFP./-

FAIT A KIDIRA, LE 28 AVRIL 1983

POUR LA R.C.F.S.

- N'DIAGA N'DIAYE
- GAMBOU M'BAYE
- BADARA TALL
- ALIOU BAH
- MADIOP FAYE
- JACQUES DEBENAY

[Handwritten signatures and initials over the R.C.F.S. list]

POUR LA R.C.F.N.

- DACOUNA DIANE
- ASSOUHANE CISSE
- BANDIOUCOU NIAMBELE
- BAZON K. DIALLO
- ABDOULAYE SIDIBE
- SAMBOU DANSOKO
- JEAN LIZARD

[Handwritten signatures and initials over the R.C.F.N. list]

ANNEXE N°1

PONT DE LA PALENE

Km 644-640

RELÈVE DES FLECHES PERMANENTES EFFECTUÉ LE 28 AVRIL 1963

Nivellament rattaché au repère situé sur culée côté Banako.
(Altitude 32,800) et effectué en extrémité et au milieu de la partie supérieure de chaque poutre.

Le calcul de la flèche prend en compte l'épaisseur des semelles additionnelles en milieu de travée soit 28cm/m.

		Extrémité Dakar	Milieu	Extrémité Banako	Flèche
Travée 1 (côté Dakar)	Poutre G	34.258	34.279	34.278	17
	Poutre D	34.268	34.279	34.279	22
Travée 2	Poutre G	34.277	34.284	34.270	17
	Poutre D	34.277	34.283	34.269	10
Travée 3	Poutre G	34.268	34.278	34.248	8
	Poutre D	34.268	34.278	34.247	8
Travée 4	Poutre G	34.245	34.257	34.229	8
	Poutre D	34.247	34.256	34.227	9
Travée 5	Poutre G	34.227	34.247	34.228	9
	Poutre D	34.227	34.255	34.236	5
Travée 6	Poutre G	34.229	34.257	34.231	7
	Poutre D	34.245	34.257	34.229	6

ANNEXE No 2 /
PONT DE LA PALEME
N° 544-540

RELEVÉ DES FLECHES SOUS SURCHARGES EFFECTUÉ LE 26.04.1983

Surcharge d'un poids de 130T500 constitué par 2 machines
 ALSTHOM (CC 2476 et 2477) de la R.C.F.M.

Essais dynamiques effectués à $V = 45 \text{ Km/H.}$

		Sous charge Statique	Sous charge Dynamique
Travée 1	G	13,4 m/m	13,7
	D	13,6	13,9
Travée 2	G	13,5	12,4
	D	13,1	13,1
Travée 3	G	13,7	14,
	D	12,6	12,7
Travée 4	G	12,2	11,1
	D	11,7	11,2
Travée 5	G	13,6	13,6
	D	13,5	12,3
Travée 6	G	13,4	13,7
	D	13,5	13,7

ANNEXE N°3 /
PONT DE LA FALGÈRE

N° 644-640

CALCUL DES FLECHES

Poids au ml

Poutre principale côté droit 1068 kg/ml
 gauche 936 kg/ml

Les calculs sont établis pour la poutre de droite plus sollicitée par suite de la présence de l'encorbellement.

Charge 9 camions x 147500 = 130.500 K

Moments maximaux non majorés

$$M_c = \frac{1068 \times 24,45}{8} \times 2 = 159.613 \text{ m/kg}$$

$$M_0 = \frac{130.500 \times 24,45}{8} = 398.841 \text{ m/kg}$$

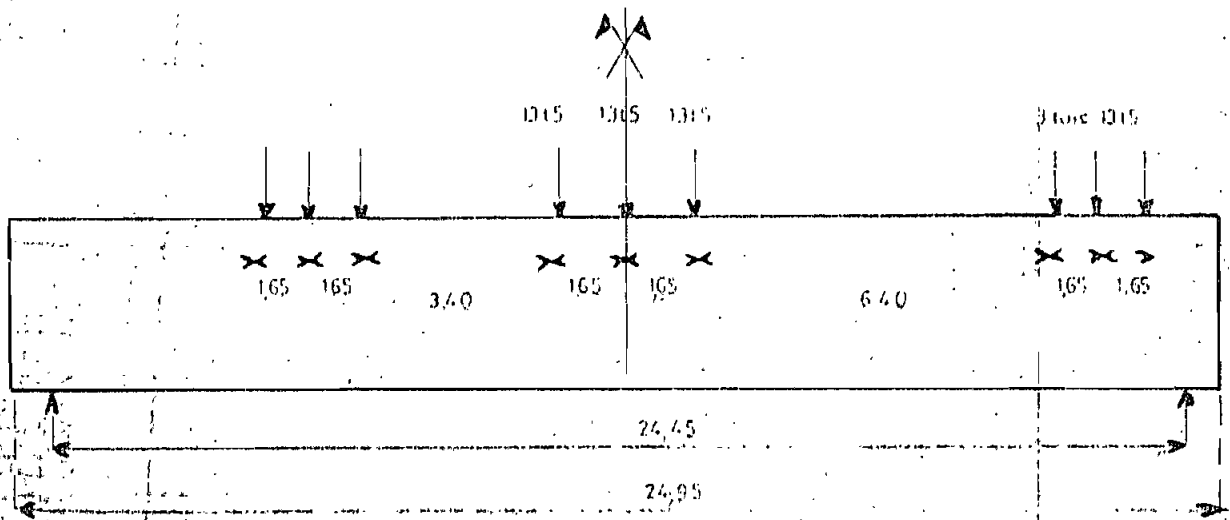
Fleche sous charge permanente $\left\{ \begin{array}{l} E = 16 \times 10^9 \\ I = 0,06 \text{ m}^4 \end{array} \right\}$

$$\frac{5 \times 159.613 \times 24,45}{48 \times 16 \times 10^9 \times 0,06} = 0,010 \text{ m}$$

Fleche sous surcharge

$$\frac{0,010 \times 398.841}{159613} = 0,025 \text{ m}$$

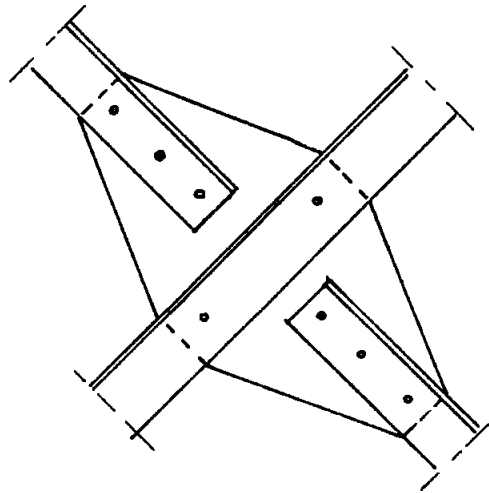
TABLEAU des CHARGES



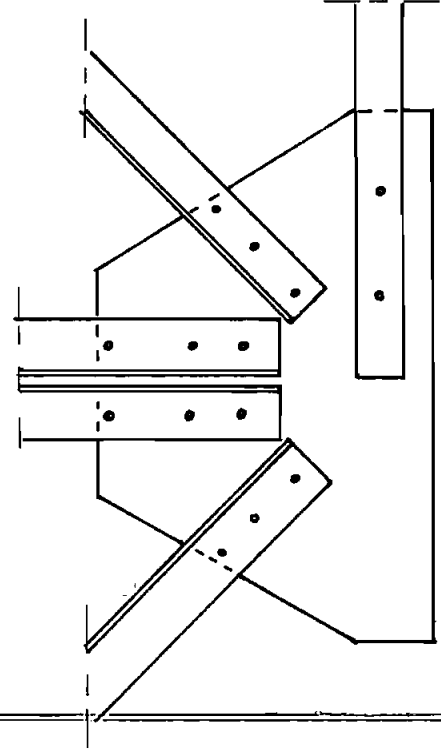
Ech 1/10°

PLAN DE DETAIL N° 2

DETAIL 7

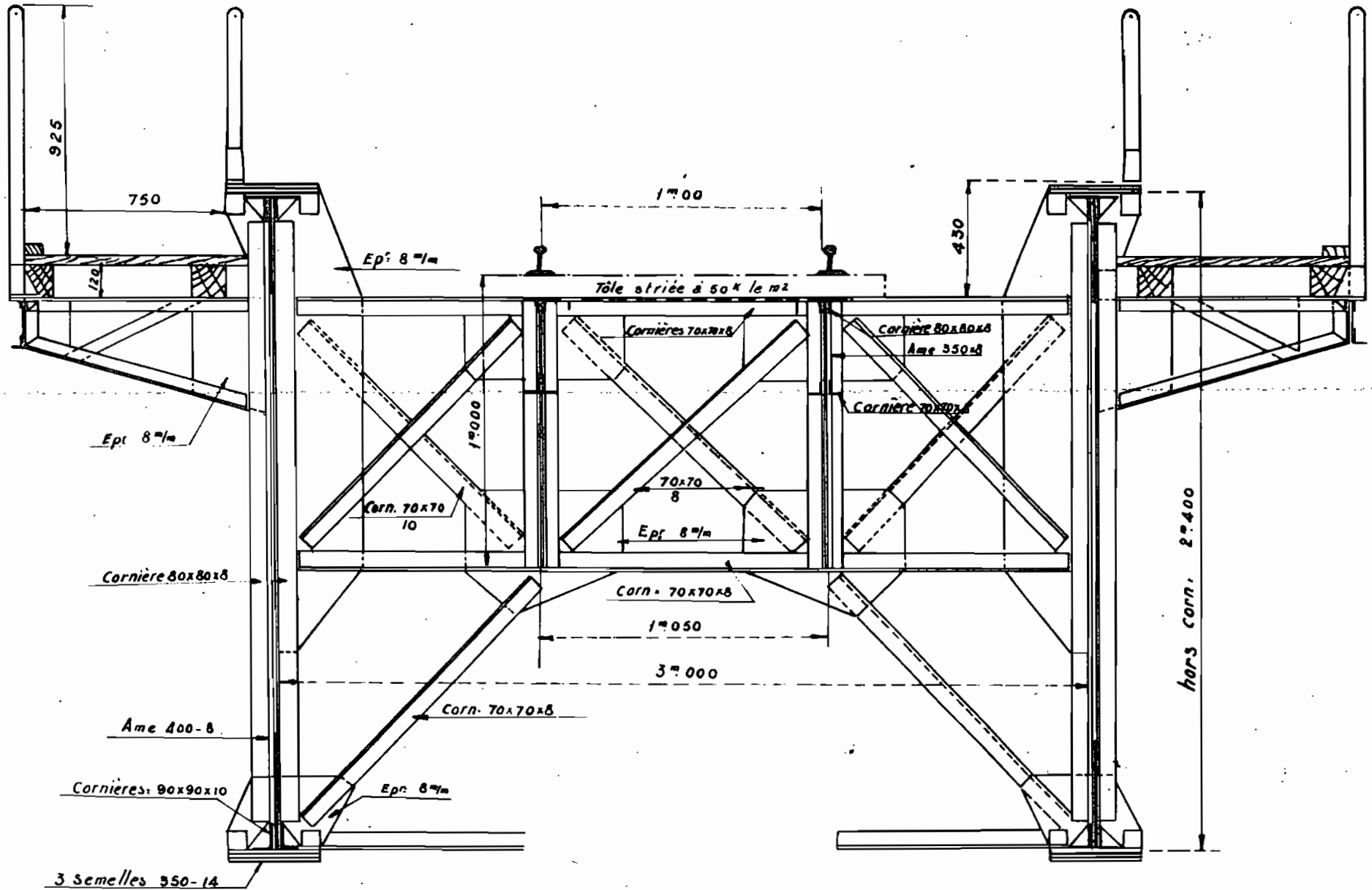


DETAIL 8



Coupe transversale

Echelle 1/20e



Chemin de fer de Thiès au Niger
Pont de 24^m.45 de portée à voie de 1^m.00

Plan sur 1

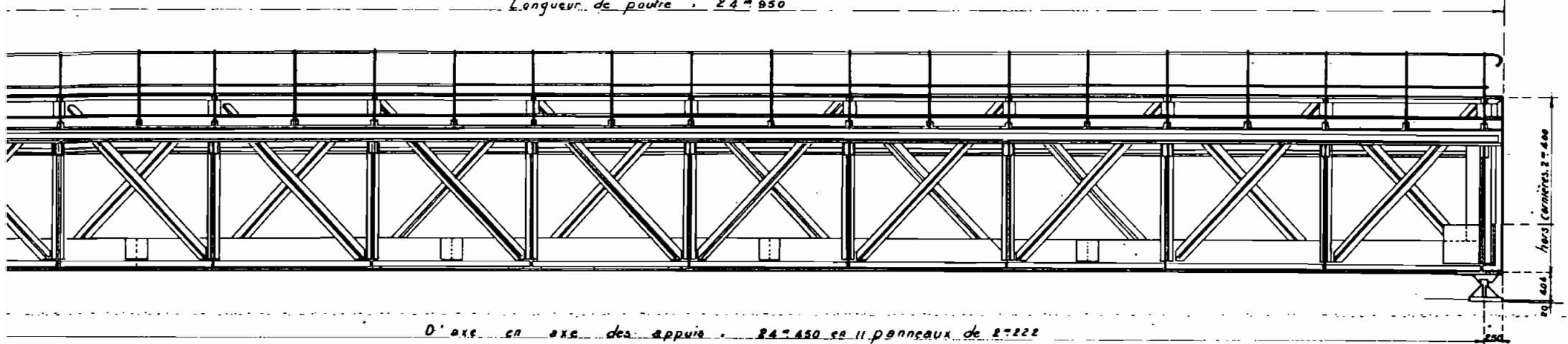
P.K. 575, 350

Élévation

Ensemble

Echelle : 1/500

Longueur de poutre : 24^m.950

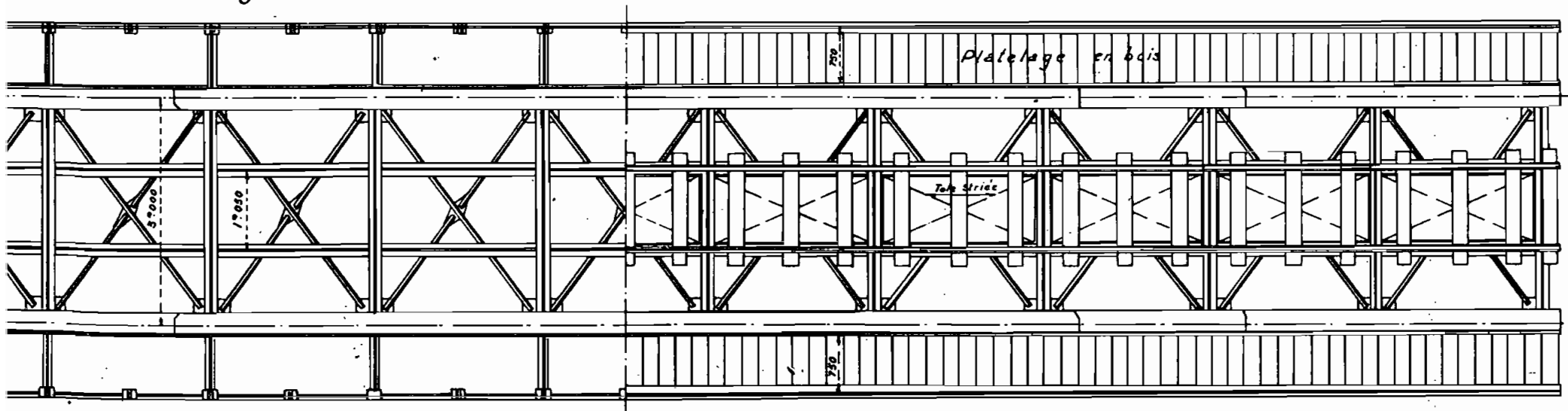


D'axe en axe des appuis : 24^m.450 en 11 panneaux de 2^m.222

Vue en plan

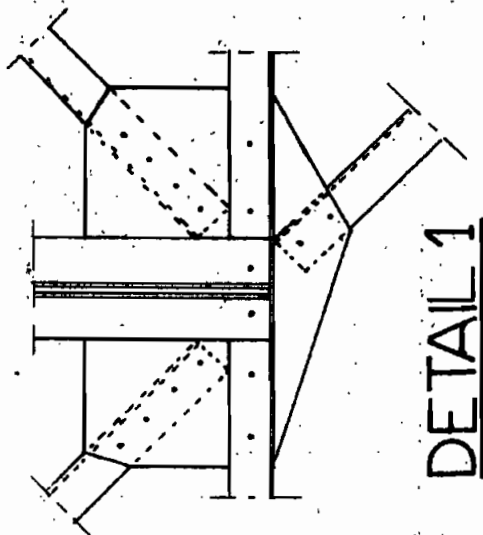
Voie et platelage enlevés

Plan supérieur

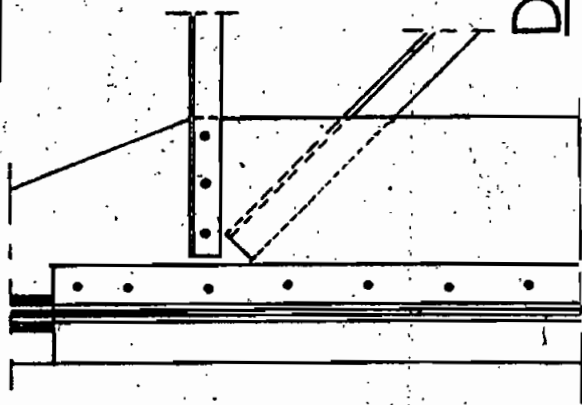


Ech. 1/10°

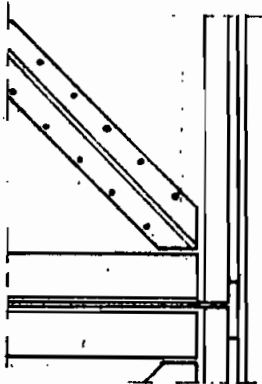
PLAN DE DETAIL N°1



DETAIL 1

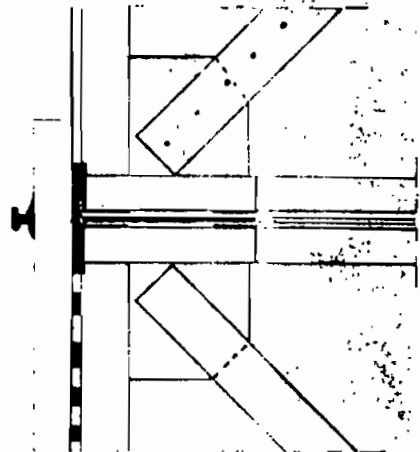


DETAIL 3

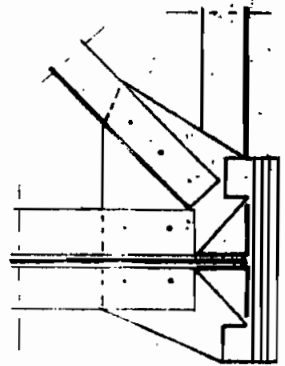


DETAIL 5

DETAIL 4

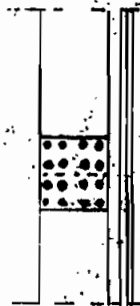


DETAIL 2

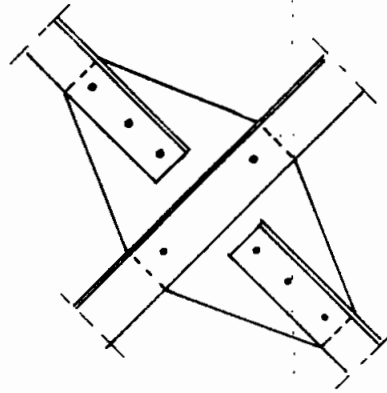


DETAIL 6

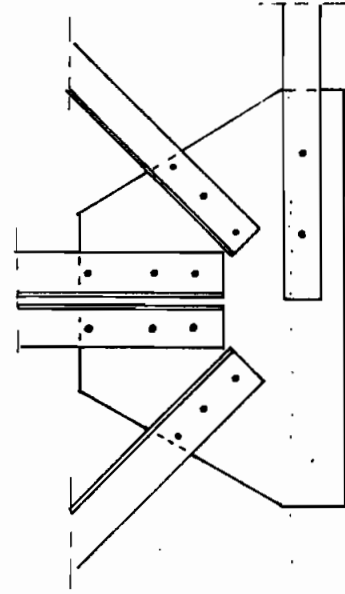
Ech. 1/25°



DETAIL 7



DETAIL 8



References bibliographiques

Reference 1 : Fascicule n° 61 titre 1^{er} AFNOR

Reference 2 : Fascicule n° 61 titre 2 AFNOR

Reference 3 : "construction métalliques"

conception des structures 1"

F. CIOLINA édition EYROLLES

Reference 4 "constructions métalliques

Rivées et soudées 1 "

G. KIENERT éditeur EYROLLES.

Reference 5 "Calcul aux états limites des
charpentes métalliques "

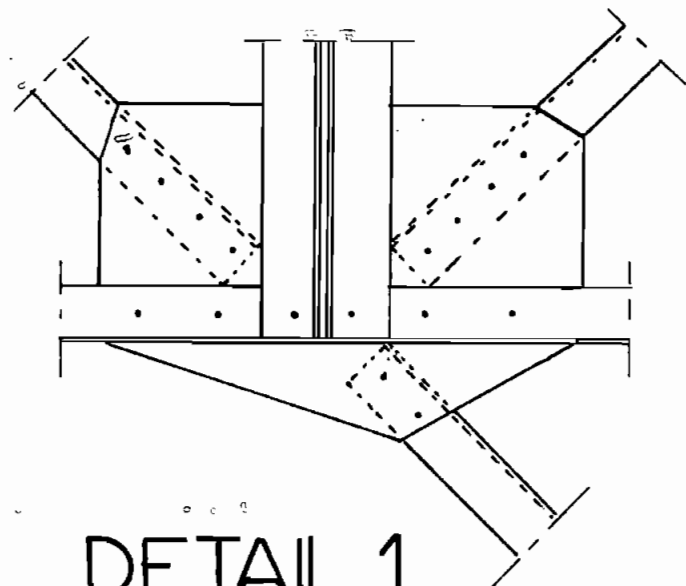
Picard et Beau lieu icca

Reference 6 notes de cours de structures

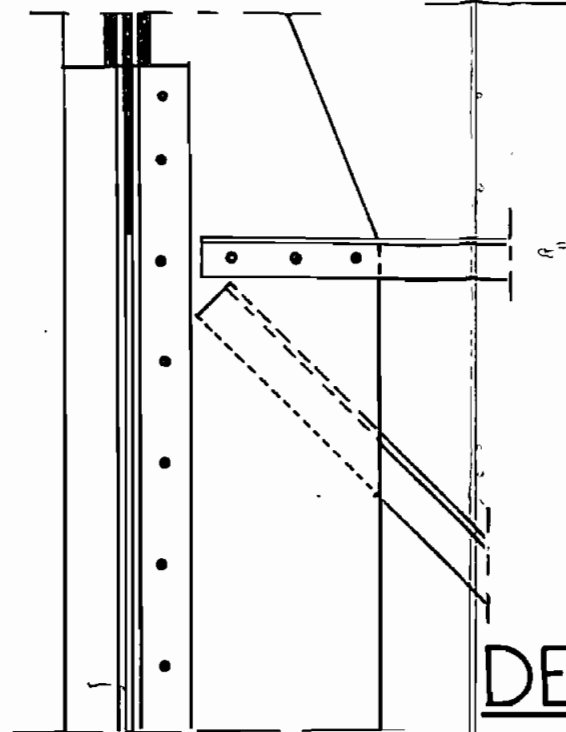
R. LUPIEN EPT.

PLAN DE DETAIL N°1

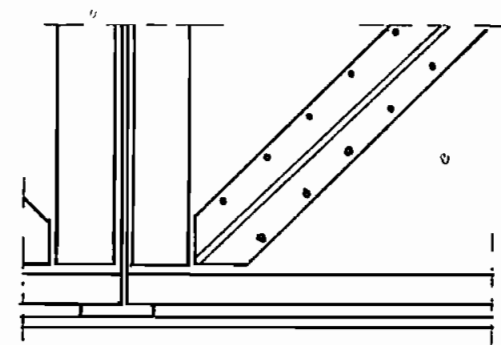
Ech. 1/10°



DETAIL 1

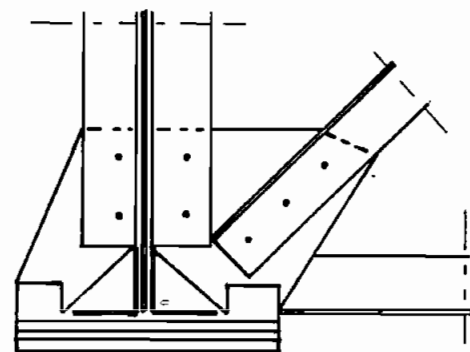


DETAIL 3

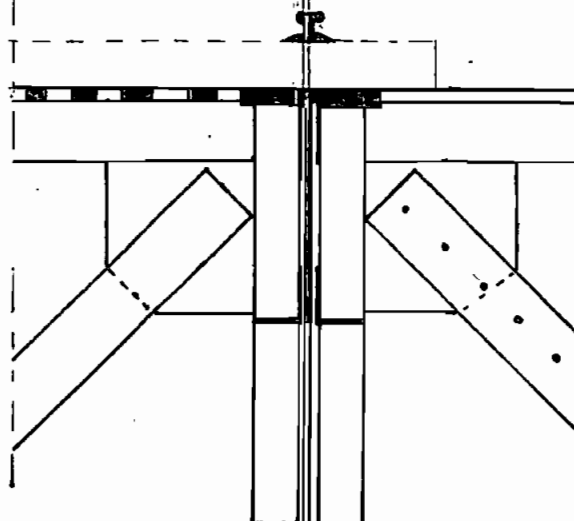


DETAIL 5

DETAIL 2



DETAIL 4



DETAIL 6 Ech. 1/25°

