

Table des matières

Dédicaces.....	i
Remerciements	ii
Résumé.....	iii
Abstract.....	iii
الملخص.....	iii
Table des matières	iv
Liste des tableaux	viii
Liste des figures	x
Liste des photos	xiii
Liste des Notations	xvi
Introduction	1
Chapitre 1 – Etude historiques des ponts ferroviaires de la période coloniale en Algérie.....	2
1.1 Introduction.....	2
1.2 Programme de réalisation des réseaux en période coloniale.....	2
1.2.1 Programme de 1857.....	2
1.2.2 Programme de 1879.....	4
1.2.3 Programme de 1907.....	5
Conclusion.....	9
Chapitre 2 – Méthodologie de calcul des ponts métalliques ancien	10
2.1 Introduction	10
2.2 Note de calcul du pont de 10 m d’ouverture à Ouled-Mimoun.....	11
2.2.1 Poutres principales	11
2.2.2 Poutrelles courantes	16
2.2.3 Poutrelles biaises du pont	18
2.2.4 Longerons courants	21

2.2.5 Longerons en porte-à-faux	22
Conclusion	24
Chapitre 3 – Etude de fatigue des ponts métalliques existants.....	25
3.1 Introduction	25
3.2 Le phénomène de fatigue	25
3.3 Mécanisme de la rupture par fatigue	27
3.4 La résistance à la fatigue	30
3.4.1 Détermination du nombre de cycles N	30
3.4.2 L'endommagement de fatigue (Palmgren-Miner)	32
3.4.3 La vérification à la fatigue	33
Conclusion	33
Chapitre 4 – Etude du pont de Ouled-Mimoun.....	34
4.1 Introduction	34
4.2 Présentation de l'ouvrage	34
4.2.1 Repère historique.....	34
4.2.2 Repère géographique.....	35
4.2.3 Présentation géométrique de l'ouvrage	35
4.2.3.1 Les poutres	37
4.2.3.2 Les poutrelles courantes	37
4.2.3.3 Les poutrelles biaisées	38
4.2.3.4 Les longerons courants	38
4.2.3.5 Les longerons en porte-à-faux	39
4.2.3.6 Les contreventements	39
4.2.3.7 Les montants	40
4.2.3.8 Les tabliers	41
4.2.3.9 Les appuis	42

4.2.3.10 Les matériaux utilisés	44
4.2.4 Les pathologies de la structure	45
4.2.4.1 Poutres principales	45
4.2.4.2 Le tablier	48
4.2.4.3 Les poutrelles	48
4.2.4.4 Les longerons	49
4.3 Vérification du pont sain	50
4.3.1 Modélisation	50
4.3.2 Evaluation des charges et surcharges	51
4.3.3 Vérification de la flèche	51
4.3.4 Calculs et vérification du pont sain à l'état limite de service	52
a. La charge mobile du train (UIC71)	52
b. La charge sismique	52
i. Données et règlement de calcul.....	52
ii. Détermination des actions sismique	53
iii. Spectre de réponse élastique	53
iv. Combinaisons des composantes de l'action sismique	55
4.3.5 Effet de la température	61
4.4 Vérification du pont endommagé	67
4.4.1 Modélisation	67
4.4.2 Evaluation des charges et surcharges	68
4.4.3 Vérification de la flèche	68
4.4.4 Calculs et vérification a l'état limite de service	68
4.4.5 Effet de la température	74
4.4.6 Vérification du ration ($\frac{\sigma}{F_y}$)	81
4.5 Le calcul à la fatigue du pont	82
4.5.1 Le calcul à la fatigue du pont sain	82

4.5.1.1 Détermination des pièces sollicitées en fatigue	84
4.5.1.2 Détermination de n_i Cycle de chargement	84
4.5.1.3 Détermination du nombre de cycles N_i	84
4.5.1.4 Calcul du dommage D_{tot}	85
4.5.1.5 Calcul du temps de fatigue T_{fat}	86
4.5.2 Calcul à la fatigue du pont endommagé.....	87
4.5.2.1 Détermination des pièces sollicitées en fatigue	87
4.5.2.2 Détermination de n_i Cycle de chargement	88
4.5.2.3 Détermination du nombre de cycles N_i	88
4.5.2.4 Calcul du dommage D_{tot}	89
4.5.2.5 Calcul du temps de fatigue T_{fat}	89
Conclusion	90

Liste des Tableaux

Tableau 2.1	Tableau des efforts tranchants et tensions dans les barres.....	15
Tableau 2.2	Sections des barres des panneaux.....	15
Tableau 3.1	Formulation analytique des facteurs de correction.....	29
Tableau 4.1	Données de circulation ferroviaire sur la ligne Tabia-Tlemcen	51
Tableau 4.2	Valeurs caractéristiques du site meuble de l'ouvrage.....	54
Tableau 4.3	Contraintes des éléments de la poutre vers Sebdou (poutre1).....	56
Tableau 4.4	Contraintes des éléments de la poutre vers Lamoricière (poutre2).....	57
Tableau 4.5	Contraintes dans les autres éléments du pont	58
Tableau 4.6	Les modes propres de vibration du pont	59
Tableau 4.7	Contraintes dans les éléments de la poutre 1	62
Tableau 4.8	Contraintes des éléments de la poutre 2 (vers Lamoricière)	63
Tableau 4.9	Contraintes dans les autres éléments du pont	64
Tableau 4.10	Contraintes pour une température de -15°C pour les éléments de la poutre 1	65
Tableau 4.11	Contraintes pour une température de -15°C pour les éléments de la poutre 2	66
Tableau 4.12	Contraintes pour une température de -15°C pour les autres éléments du pont	67
Tableau 4.13	Contraintes des éléments de la poutre 1.....	69
Tableau 4.14	Contraintes dans les éléments de la poutre 2.....	70
Tableau 4.15	Contraintes dans les autres éléments du pont.....	71
Tableau 4.16	Les modes propres de vibration du pont endommagé.....	72
Tableau 4.17	Contraintes des éléments de la poutre 1 pour $T= 35^{\circ}\text{C}$	75
Tableau 4.18	Contraintes des éléments de la poutre 2 pour $T= 35^{\circ}\text{C}$	76
Tableau 4.19	Contraintes des autres éléments du pont pour $T= 35^{\circ}\text{C}$	77
Tableau 4.20	Contraintes des éléments de la poutre 1 pour $T= -15^{\circ}\text{C}$	78
Tableau 4.21	Contraintes des éléments de la poutre 2 pour $T= -15^{\circ}\text{C}$	79

Tableau 4.22 Contraintes des autres éléments du pont pour $T = -15^{\circ}\text{C}$	80
Tableau 4.23 Ratios pour la poutre 1 du pont sein et endommagé	81
Tableau 4.24 Ratios pour la poutre 2 du pont sein et endommagé	81
Tableau 4.25 Ratios pour les autres éléments du pont	81
Tableau 4.26 Eléments sollicités en fatigue et leurs contraintes correspondantes.....	84
Tableau 4.27 Spectre de chargement du pont (1890-2017)	84
Tableau 4.28 Valeur de N_i pour chaque élément	85
Tableau 4.29 Taux de dommage des éléments sollicités	86
Tableau 4.30 La durée de vie théorique restante pour chaque élément	87
Tableau 4.31 Eléments sollicités en fatigue et leurs contraintes correspondantes	88
Tableau 4.32 Valeur de N_i pour chaque élément	88
Tableau 4.33 Taux de dommage des éléments sollicités	89
Tableau 4.34 La durée de vie restante théorique de chaque élément	90

Liste des Figures

Figure 1.1 Le développement des chemins de fer algériens en 1870 à 1880.....	3
Figure 1.2 Le développement des chemins de fer algériens en 1890 à 1900.....	5
Figure 1.3 Le développement des chemins de fer algériens en 1916.....	6
Figure 1.4 Le développement des chemins de fer algériens en 1920.....	6
Figure 1.5 Le développement des chemins de fer algériens en 1930.....	8
Figure 1.6 Le développement des chemins de fer algériens en 1949.....	9
Figure 2.1 Schéma du pont en 3D.....	11
Figure 2.2 Détails géométriques de la poutre principale.....	12
Figure 2.3 Détails de la poutre treillis.....	13
Figure 2.4 Coupe transversale du tablier.....	16
Figure 2.5 Coupe longitudinale avec locomotive sur le tablier.....	17
Figure 2.6 Détails géométriques de la poutrelle courante.....	17
Figure 2.7 Coupe à travers la poutrelle biaisée.....	19
Figure 2.8 Vue en plan du tablier du côté de la poutre biaisée.....	19
Figure 2.9 Poutrelle biaisée.....	20
Figure 2.10 Coupe longitudinale du tablier avec locomotive.....	21
Figure 2.11 Longeron courant.....	22
Figure 2.12 Coupe longitudinale du tablier.....	23
Figure 2.13 Longeron en porte-à-faux.....	23
Figure 3.1 Endommagement par fatigue –processus de ruine-.....	25
Figure 3.2 Courbe représentant le processus de ruine.....	26
Figure 3.3 Détail d'un cycle de contrainte d'amplitude constante.....	26
Figure 3.4 Etapes de défaillances en fatigue.....	28
Figure 3.5 Courbes de Wöhler	31
Figure 3.6 Courbes de résistances normalisées-détails de construction.....	32
Figure 4.1 plan de masse du pont	34

Figure4.2 vue plus rapprochée du pont.....	34
Figure4.3 Schéma du pont et ses composantes.....	36
Figure4.4 Schéma représentant les dimensions du pont ainsi que de l'ouverture.....	36
Figure4.5 Détails géométriques de la poutre principale.....	37
Figure4.6 détails géométriques de la poutrelle courante.....	37
Figure4.7 détails géométriques de la poutrelle biaise.....	38
Figure4.8 détails géométriques des longerons courants.....	38
Figure4.9 details géométriques des longerons en porte-à-faux	39
Figure4.10 details géométriques du contreventement	39
Figure4.11 details géométriques du contreventement	40
Figure4.12 détails géométriques des montants des extrémités.....	40
Figure4.13 détails géométriques des montants au-dessus des poutrelles	40
Figure4.14 détails géométriques des montants au-dessous des quels il n'ya pas de Poutrelles.....	41
Figure4.15 détails géométriques des montants inclinés.....	41
Figure4.16 élévation de la culée.....	42
Figure4.17 coupe transversale de la culée.....	43
Figure4.18 détails géométriques de l'appareil d'appui double.....	43
Figure4.19 détails géométriques de l'appareil d'appui simple.....	44
Figure4.20 Modélisation du pont métallique en éléments finis 3D	50
Figure4.21 Modélisation du pont métallique en éléments finis 3D	50
Figure4.22 Déformée du pont.....	51
Figure4.23 Charge mobile sur la longueur du pont (UIC71).....	52
Figure4.24 Spectre de réponse élastique (composante verticale).....	54
Figure4.25 Les dix premiers modes de vibration du pont	60
Figure4.26 Déformée du pont.....	68
Figure4.27 les dix premiers modes de vibration.....	73

Figure4.28 Train type 1 du 19 ^{ème} siècle définit pour l'analyse des ponts	83
Figure4.29 Train type 2 du19 ^{ème} siècle définit pour l'analyse des ponts.....	83
Figure4.30 Train type 3 UIC 71 (actuel)	83
Figure3.31 courbe S-N pour différents métaux.....	85

Liste des Photos

Photo 1.1 La Station de Hussein-Dey sur la ligne d'Alger à Blida en Aout 1862.....	3
Photo 4.1 Vue de l'emplacement du pont (Google Map)	35
Photo 4.2 Pont vu de coté de sebdou	35
Photo 4.3 Tablier du pont	42
Photo 4.4 Poutre principale vers Sebdou	45
Photo 4.5 Semelle inferieure de la poutre principale vers Sebdou montrant la fissure ...	45
Photo 4.6 Fissure sur la semelle inferieure de la poutre principale vers Sebdou	46
Photo 4.7 Semelle inferieure de la poutre principale endommagée vers Sebdou vue d'en haut	46
Photo 4.8 Poutre principale vers Lamoricière	46
Photo 4.9 Poutre principale vue d'en haut	47
Photo 4.10 Poutre principale vers Sebdou ou le trou est visible	47
Photo 4.11 Membrure inferieure et contreventements de la poutre principale vers sebdou	47
Photo 4.12 Barre de contreventement du panneau 05 en allant de droite vers Sebdou	47
Photo 4.13 Tôle striée déformée du tablier	48
Photo 4.14 Tôle striée arrachée et tuyaux déformés	48
Photo 4.15 Poutrelles 03 et 04 en allant de droite vers Sebdou.....	49
Photo 4.16 Longérons courants	49
Photo 4.17 Longérons courant 03 en allant de droite vers Sebdou	49

Notations

L	: Longueur de la portée du pont
G	: Charges permanentes
Q	: Charges d'exploitation
M	: Moment fléchissant
I	: Moment d'inertie de la section
v	: Distance entre l'axe neutre et la fibre extrême
T	: Effort tranchant
P, P'	: Surcharge par mètre courant
R	: Le travail moléculaire
b	: La distance du montant considéré à l'appui le plus éloigné
a	: La distance du montant considéré à l'appui le plus rapproché
c	: La distance du montant considéré au point d'attache de la poutrelle
α	: L'angle entre les diagonales et les montants
F	: Tension totale dans une barre
M_B	: Moment fléchissant au point B
M_C	: Moment fléchissant au point C
Ω	: section des barres
$\Delta\sigma$: Etendue de contrainte
$\Delta\sigma_C$: Résistance à la fatigue du détail de construction
$\Delta\sigma_D$: Limite de fatigue
$\Delta\sigma_L$: Limite de troncature
$\Delta\sigma_E$: Contrainte équivalente
σ_{min}	: Contrainte minimale
σ_{max}	: Contrainte maximale

σ_0	: Contrainte Uniforme appliquée
n_i	: Nombre de cycles appliqué, correspondant pendant la durée de vie requise
N_i	: Nombre de cycles déduit d'une courbe $S-N$
N	: Nombre de cycles
D	: Dommage par fatigue
D_{tot}	: Dommage total
T_{fat}	: Durée de vie en fatigue (restante)
Y	: Facteur de correction
Y_e	: Facteur de correction en fonction de la forme de la fissure
Y_F	: Facteur de correction en fonction de la dimension de la plaque
Y_S	: Facteur de correction en fonction de la position de la fissure
K	: Facteur d'intensité de contrainte
a	: Dimension de la fissure
E_x	: Action sismique suivant l'axe x
E_y	: Action sismique suivant l'axe y
E_z	: Action sismique suivant l'axe z
g	: Accélération de la pesanteur
$\Delta\tau$: Contrainte de cisaillement
N_d	: La limite de la fatigue
N_i	: la limite troncature
C	: Constante représentant l'effet de détail de construction
m	: Constante de pente des courbes de résistance à la fatigue
σ_{fat}	: Sollicitation de fatigue
R_{fat}	: Rapport de contrainte $\left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min}}\right)$
$\Delta\sigma_{imax}$: Différence de contrainte max de l'histogramme de $\Delta\sigma_i$
γ_{fat}	: Niveau de sécurité de fatigue

f	: La flèche maximale
E	: Le module d'élasticité du fer puddlé
ξ	: L'amortissement critique
η	: Facteur de correction de l'amortissement
α	: Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante vertical en zone de forte sismicité
E	: La charge sismique
M_{max}	: Moment maximum
N_{corrs}	: L'effort normal correspond à M_{max}
N_{max}	: L'effort normal maximum
M_{corres}	: Moment correspond à N_{max}
$\sigma_{cisaillement}$: Contrainte de cisaillement
A_v	: L'aire de cisaillement de l'âme pour la section en I
V	: L'effort tranchant
f_y	: Limite d'élasticité du matériau du fer puddlé ($227N/mm^2$)
T	: Période
f	: Fréquence
ω	: pulsation
T_{15}	: Température 15°C
T_{35}	: Température 35°C
$\frac{\sigma}{f_y}$: Ratio

INTRODUCTION

En Algérie, le réseau routier remonte aux premiers temps de l'ère coloniale, et c'est en 1868 que fut ouverte au trafic la voie ferrée Alger-Blida et en 1870, la ligne Alger-Constantine.

Le réseau des chemins de fer national se présente sous la forme d'une longue dorsale de 4500km allongée d'Est en Ouest sur laquelle viennent se souder les lignes desservant les ports ou se dirigeant vers l'intérieur du pays.

Depuis la construction des ouvrages d'art, les conditions d'exploitation ont sans cesse évolué et les conditions climatiques ont changé. Ce qui a eu pour conséquence d'accélérer les phénomènes de vieillissement, dont la fatigue est l'élément le plus représentatif. Leur état de service doit faire l'objet d'un suivi permanent et d'une maintenance adéquate selon leur typologie. L'entretien et l'exploitation doivent être conformes aux hypothèses prises en compte lors de la conception et le dimensionnement de l'ouvrage.

La wilaya de Tlemcen est caractérisée par l'existence de plusieurs ouvrages d'art métalliques anciens dont certains nécessitent une étude de portance et aussi à la fatigue.

L'ouvrage étudié, dans le cadre de notre projet de fin d'études, est un pont métallique ferroviaire biais datant de la période coloniale (1889) situé à Ouled Mimoun. Ce dernier a été endommagé à plusieurs reprises et surtout en 2013 après être percuté par un véhicule militaire où de grands endommagements ont été relevés. L'objectif de notre travail est de vérifier la résistance actuel de l'ouvrage aux différentes charges auxquelles il est exposé ainsi qu'au phénomène de fatigue et ceci pour estimer sa durée de vie restante.

Notre mémoire de projet de fin d'études a été organisé comme suit :

Dans le premier chapitre, nous parlons de l'historique du chemin de fer en Algérie en période coloniale en détaillant les trois programmes d'investissement des chemins de fer en Algérie.

Dans le deuxième, nous discutons des anciennes méthodes de dimensionnement des ponts en fer commentant la note de calcul du pont d'Ouled Mimoun.

Dans le troisième chapitre, nous présentons le phénomène de fatigue ainsi que les étapes du calcul et de vérification à ce phénomène.

Dans le quatrième chapitre, nous vérifions la résistance du pont dans son état initial et endommagé, ceci en tenant en compte des charges sismiques et de température et par la suite nous vérifierons l'ouvrage à la fatigue en calculant le taux d'endommagement actuel et la durée de vie restante du pont sain et endommagé.

On clôturera notre mémoire par une conclusion générale qui rassemblera l'ensemble des résultats de notre projet et une synthèse globale.

CHAPITRE 1 ETUDE HISTORIQUE DES CHEMINS DE FER ALGERIENS DE LA PERIODE COLONIALE

1.1 Introduction

La construction des chemins de fer en Algérie a débuté durant la période coloniale. Les autorités françaises visaient à mailler tous le nord du pays avec le double objectif de l'utiliser comme un outil logistique de pacification des territoires et un moyen de transfert des richesses algériennes vers la métropole.

La réalisation du réseau de chemin de fer algérien s'est faite par étapes successives.

1.2 Programmes de réalisation des réseaux en période coloniale

Durant la période coloniale trois programmes ont été initiés par l'administration

1.2.1 - Programme de 1857

En 1857, il y a eu l'autorisation de la construction de 1357 km de chemin de fer dans la colonie d'Algérie et ceci avec le décret impérial du 8 avril de Napoléon III

Les trois premières lignes construites eurent naturellement comme origine les trois ports les plus importants qu'elles unissaient à leur arrière-pays ; elles reliaient :

- **Alger à Blida** (51km), des 1862 ;
- **Oran à Saint-Denis-du-Sig** (51 km), en 1868 ;
- **Philippeville** (Skikda) à **Constantine** (87 km), en 1870 ;

Ces trois lignes, concédées en 1860 à la compagnie des chemins de fer algériens, furent rétrocédées peu après au paris-lion- méditerranée (P-L-M) comme prolongement, au-delà de la méditerranée du plus grand réseau de la France continentale qui est reliée, par son artère maîtresse, Paris à Marseille, principale port d'embarquement pour l'Algérie.

En 1871, cette compagnie ouvrait à l'exploitation les 320 km de voies séparant **Blida** de **Saint-Denis du Sig**, assurant ainsi, dès cette époque, les relations par fer **Alger-Oran** (422 km).

Il faut mentionner aussi l'existence d'une ligne à voie métrique de 32 km qui n'était pas ouverte aux voyageurs, construite dès 1862 entre le port de Bône (Annaba) et Ain mokra (village près d'Annaba), par la compagnie mokta-el-hadid, pour relier à la mer un important gisement de minerai de fer.

Le prodigieux développement de l'activité économique qui se manifesta en France après la guerre de 1870 marqua le début de l'extension du réseau algérien dans la construction et l'exploitation furent confiés, à diverses compagnies :

- A La compagnie franco-algérienne :
 - ligne à voie de 1055 m. d'Arzew port, à l'est d'Oran, à Saïda (170 km) et au-delà vers les hauts plateaux couverts d'Alfa.
- A l'ouest Algérie :
 - ligne d'Oran- sainte-barbe-du-tlelat, gare de la ligne Oran-Alger à Sidi-Bel-Abbès (52 km) en direction de la frontière du Maroc, ouverte en 1877
- A l'est algérien :
 - ligne de Constantine à Sétif (156 km), ouverte en 1879.
- A la compagnie du Bône-Guelma :
 - Ligne de Bône à Guelma (89 km) ouverte en 1877, cette ligne était prolongée des 1879 sur 116 km jusqu'à kheroub, gare de la ligne Constantine-Sétif à (16km de Constantine). (1)

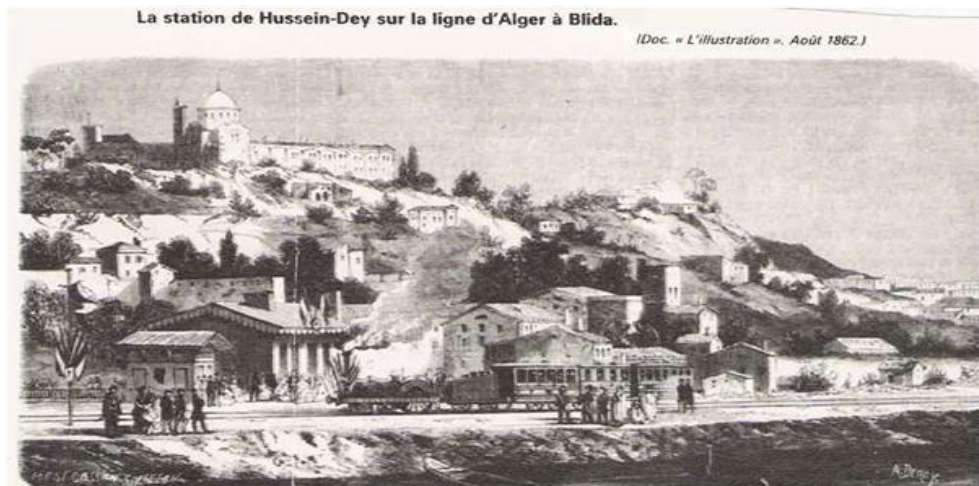


Photo.1.1 La Station de Hussein-Dey sur la ligne d'Alger à Blida en Aout 1862 [2]

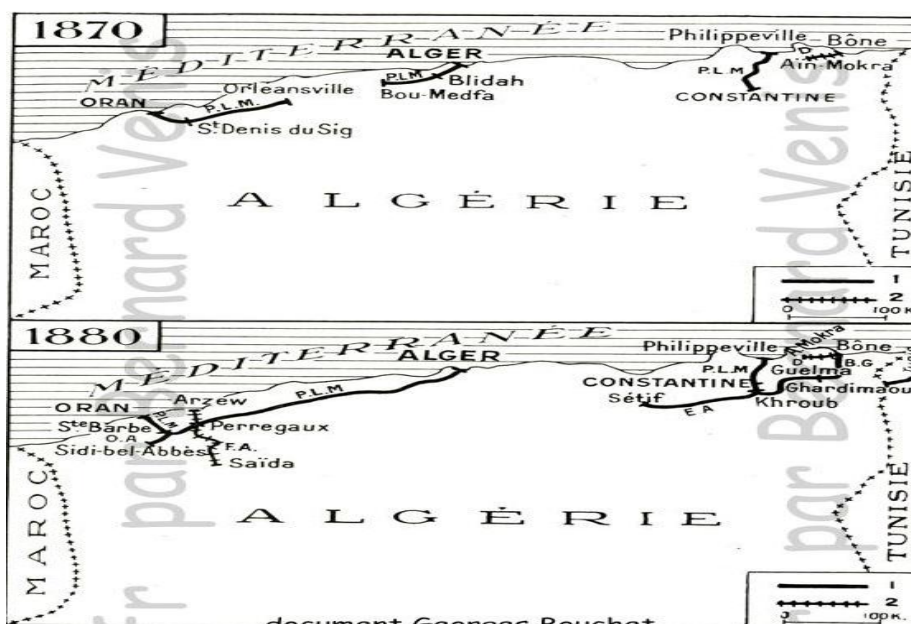


Fig.1.1 Le développement des chemins de fer algériens en 1870 à 1880

1.2.2-Programme de 1879

Une loi de 18 juillet 1879 prévoyait la construction de vingt lignes nouvelles couvrant plus de 1800 km et concédées principalement aux compagnies de l'ouest algérien et du Bône-Guelma et franco-algérienne.

Cette dernière devait abandonner l'exploitation de son réseau à l'ouest-algérien en 1888 et déposer son bilan en 1900: ce fait incita le gouvernement à racheter la ligne du sud-oranais en vue de pousser rapidement les travaux de prolongement vers le sud et vers la frontière marocaine pour des raisons de sécurité militaire.

En 1890, la ligne impériale nord-africaine était terminée entre **Tlemcen, Oran-Alger-Constantine** et **Ghardimaou** à la frontière tunisienne, elle se raccordait à la ligne venant de Tunis.

A la même époque, des lignes de pénétration et des embranchements de l'artère impériale étaient en exploitation :

- De **Tabia**, gare située entre Sidi Bel Abbes et Tlemcen, à **Ras-El-Ma**, au sud-ouest du département d'Oran, à 156 km.de cette ville ;
- D'**Arzew** à **Ain Sefra**, sur 454 km ;
- De **Mostaganem** à **Tiaret**, au sud-est du département d'Oran, sur 197 km ;
- De **Bougie** (Bejaïa) à **Béni-Mansour**, gare de la ligne Alger-Constantine, sur 90 km.
- De **Ménerville** (Thénia) à **Tizi-Ouzou**, en pleine Kabylie, sur 53 km ;
- De **Philippeville** (Skikda) et **Constantine** à **Biskra**, sur 289 km ;
- De **Bône** (Annaba) à **Souk-Ahras** et **Tébessa**, sur 235 km ;
- De **Ouled-Rahmoun** (Constantine), gare de la ligne d'Alger, à **Ain-Beida**, sur 93km. (1)

L'ouest-algérien mettait en chantier et en service l'amorce de la ligne de 1,055m.de pénétration du département d'Alger à Blida vers Laghouat, ouverte, dès 1892, jusqu'à Berrouaghia (commune de la wilaya de Médéa), sur 83 km, au prix de travaux d'art considérables.

Le réseau général restait concédé à cinq entreprises : le P-L-M, l'ouest-algérien, l'est-algérien, le Bône-Guelma, et la compagnie franco-algérienne.

On commença à développer comme dans la France continentale, les chemins de fer sur route ; les lignes :

- **El-Affroun** (commune de Blida)-**Marengo** (Hadjout, commune de Tipaza) (20 km) ;
- **Alger-Rovigo** (Bougara, commune de Blida) (37 km) ;
- **Alger-Mazafran** (35 km).

- **Delys** (commune de Boumerdes)-**Camp-du-Maréchal** (commune de Tizi-ouzou) (31 km)

Furent ouvertes avant 1900.

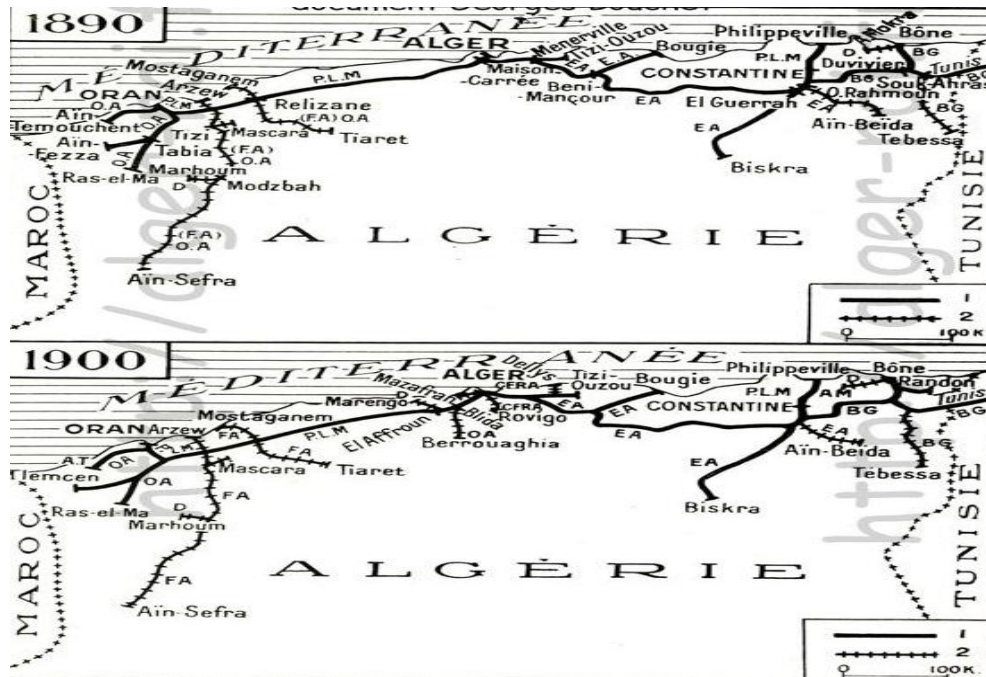


Fig.1.2 le développement des chemins de fer algériens en 1890 à 1900

1.2.3- Programme de 1907

En 1907, un nouveau programme de lignes portant sur 1256 km s'ajoute au réseau existant. Au cours de la période 1907-1946, une longueur totale de 1614 km de lignes, ont été réalisées.

Les faits les plus saillants de la période 1900-1910 sont le rachat des concessions de la compagnie franco-algérienne en 1900 et de l'est-algérien en 1908 ; l'exploitation de ces deux réseaux passait à l'état et la ligne du sud oranais était activement poussée vers :

- Djenien-Bou-Rezg (commune de Naama) (538 km d'Oran) ;
- Duveyrier (571 km) ;
- Colomb-Béchar (710 km), qui a été prolongée de 21 km pendant la guerre de 1914-1918

Les tramways sur routes étaient encore développés :

Nouvelles lignes :

- **Alger-Ain taya** (32 km) ;
- **Bône (Annaba)-la calle** (88 km) ;
- **Oran- hammam-Bou-hadjar** (72 km) ;

Prolongements :

- **Mazafran-Coléa** (12 km) ;
- **Mazafran- Castiglione** (Bou Ismail, commune de Tipaza) (12 km) ;
- **Camp-du-Marechal-Boghni** (commune de Tizi Ouzou) (37 km) ;
- **Marengo-Cherchell** (29 km) ; (1)

En même temps, il y a eu la construction des raccordements côtiers de **Mostaganem** à la **Macta**, sur la ligne du sud oranais (30 km) et d'**Oran** à **Damesme**(Ain el Bia) (42 km), autre gare de la ligne du sud oranais à 5 km de son terminus nord Arzew.

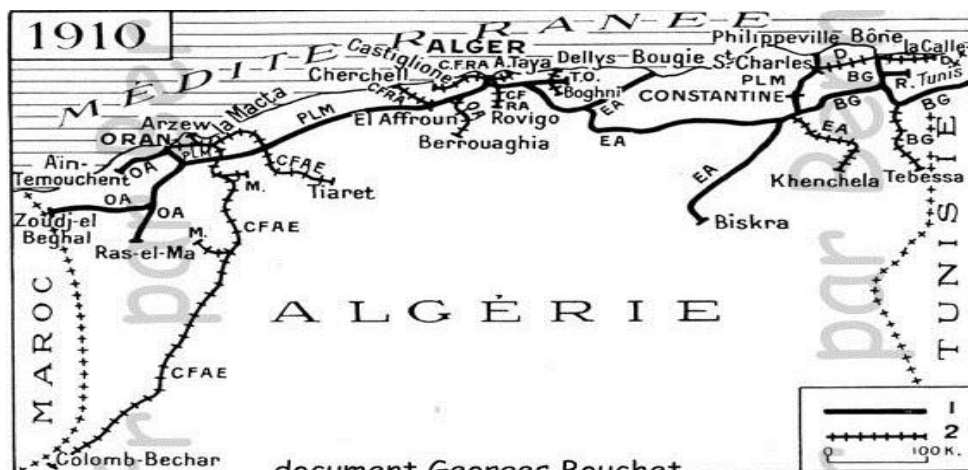


Fig.1.3 Le développement des chemins de fer algériens en 1910

En 1914, l'état rachetait les lignes que la compagnie Bône-Guelma exploitait sur territoire algérien.

Pendant la guerre, on poursuivait avec lenteur l'achèvement des lignes en construction, et vers 1920 le réseau ne s'est étendu que de deux prolongements des lignes de pénétration :

- Dans le département d'Alger, entre **Berrouaghia** et **Boghari** (50 km), ouvert peu après jusqu'à **Ain-Oussera** (à 50 km), puis **Hassi-Bahbah** (46 km plus loin) ;
- Dans le département de Constantine, par l'ouverture d'une ligne à voie métrique de 27 km entre **Biskra** et **Touggourt**. (1)

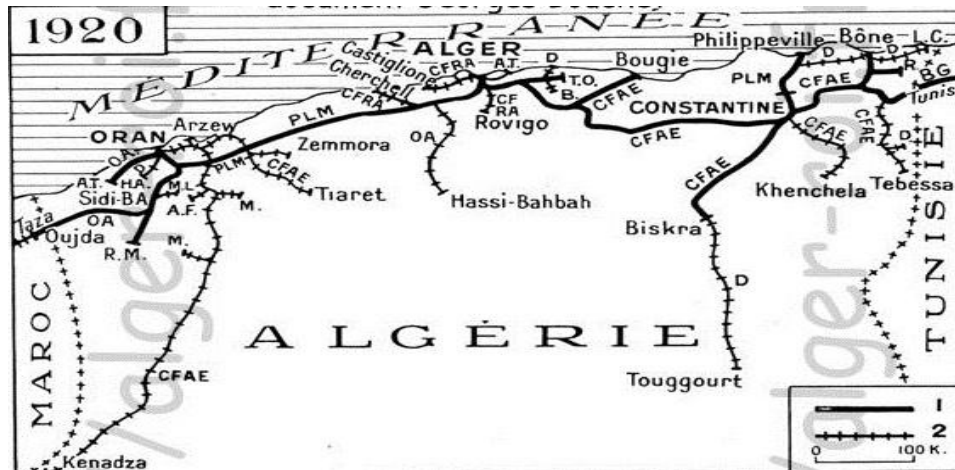


Fig.1.4 Le développement des chemins de fer algériens en 1920

En 1921, d'importantes modifications furent apportées à l'administration des chemins de fer algériens :

- Rachat par l'état du réseau de l'Ouest-Algérien ;
- Rachat par l'état du réseau P-L-M algérien, suivi par l'affermage à cette même compagnie, des anciennes lignes de l'Ouest-Algérien et celles de son propre réseau ;
- Création des Chemins de fer Algériens de l'Etat (**C.F.A.E**) par fusion des trois administrations séparées ;
- Incorporation au réseau des (**C.F.A.E**) de la ligne Biskra-Touggourt, gérée jusqu'à ce moment par le territoire du sud.

L'ensemble des chemins de fer était donc divisé en deux grands réseaux :

- Chemins de fer Algériens de l'Etat (**C.F.A.E**), à l'est d'Alger ;
- Compagnie (**P-L-M**) à l'ouest d'Alger.

La période 1920-1930 vit s'ouvrir plusieurs voies ferrées du programme de 1907 :

- Amorce d'une deuxième ligne parallèle à la cote : **Sidi Bel Abbes-Tizi-mascara-Uzès le Duc-Trumelet** (dans le département d'Oran) (258 km) Et à l'autre extrémité : **Bouira-Aumale** (Sour El Ghozlane, wilaya de Bouira) (43 km).

Ces deux antennes devaient être unies entre le terminus de Trumelet et Ain-Bessem par la construction des jonctions **Trumelet-Boghari** et **Berrouaghia-Ain-Bessem** (223 km à construire) et emprunt de la ligne Djelfa-Blida.

- Deux nouvelles liaisons avec la cote, d'une part entre **Orleansville**(Chlef) et **Ténès** (56 km) ; d'autres part, entre **Tlemcen** et **Béni-Saf** (69 km) ;
- Une antenne agricole à voie de 0,60 m dans le sersou : **Trumelet-Hardy** (38 km) ;
- Prolongement de la ligne de pénétration entre **Hassi-Bahbah** et **Djelfa**(région de Tissemsilet) (52 km).

Bien d'autres projets étaient en cours en 1930 les plus importants consistaient à :

- Prolonger vers le sud, d'une part sur Laghouat, d'autre part sur Ouargla, les lignes de pénétration des départements d'Alger et Constantine ;
- Terminer la ligne Bizot (près de Constantine)-Djidjelli, la dernière du programme de 1907.

On projetait enfin de construire :

- Une ligne directe entre Bougie et Sétif ;
- Un raccordement entre Philippeville et Sétif par la vallée du Rhumel et Oued-Athmenia ;
- Un raccordement entre Philippeville et Guelma ;
- Une liaison entre Ain-Temouchent et Oujda pour raccourcir la distance entre Oran et le Maroc.

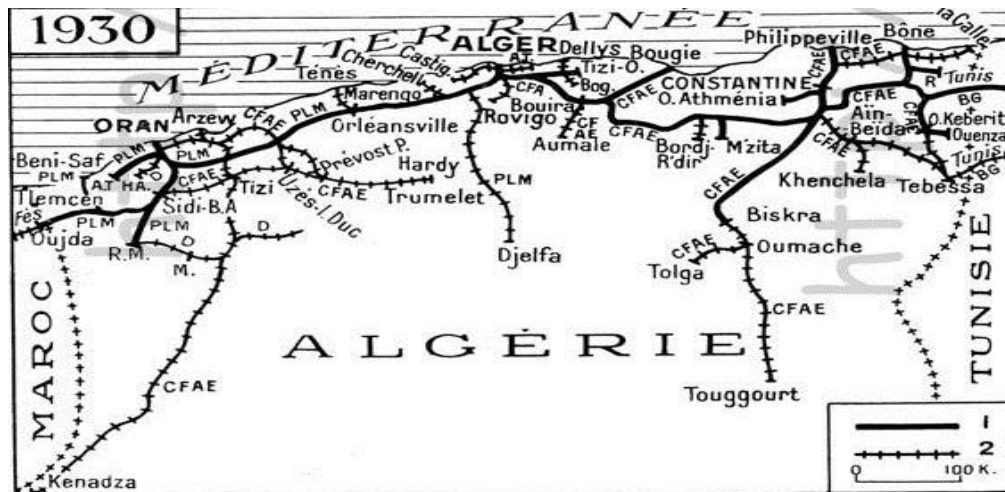


Fig.1.5 Le développement des chemins de fer algériens en 1930

Un décret de coordination fut signé en 1938 ; il a eu pour objet :

- De fermer au trafic voyageurs quelques lignes ;
- De fermer des embranchements de faible importance ;
- De réglementer le métier de transporteur et de stabiliser la concurrence entre le rail et la route.

Conformément à ce décret :

- Les antennes de l'Oued-Athmenia, d'Aumale et de Ténès ;
- Les liaisons Sidi-Bel-Abbes-Tizi et Mascara-Uzès-le-Duc ;
- Les tramways sur route de la grande banlieue d'Alger et de la Kabylie ;

Ont été fermés a tout trafic.de même, les lignes Tlemcen-Béni-Saf et Bône-La Calle ont été fermées au trafic voyageurs.

Sur les grandes lignes restées en exploitation, d'importants travaux ont été réalisés :

- Dédoulement des sections les plus chargées de l'artère impériale Maroc-Algérie-Tunisie ;
- La mise à voie normale de quelques importantes antennes isolées à voies étroites ; c'est le cas des lignes :
 - Oued-Kéberit-Tébessa-Le Kouif, prolongement de la ligne de l'Ouenza : les travaux ont été terminés en 1946 ;
 - Ouled-Rahmoun-Tébessa et Ain-Beida-khenchela ;
 - Bône-Saint-Charles (près de Skikda), liaison côtière entre Bône et Philippeville ;
 - Biskra-Tougourt, la décision de construire le transsaharien avec amorce à Oujda a entraîné la construction d'une antenne à voie normale de 55 km, le long de la frontière du Maroc, reliant Oujda à Nemours. (1)

En 1933, un accord passé entre le gouvernement général de l'Algérie, le P-L-M et les C.F.A.E instituait une gestion commune aux deux réseaux.

Le 1^{er} janvier 1939, les deux réseaux étaient fusionnés, entièrement nationalisés et leur exploitation confiée aux chemins de fer algériens (C.F.A.).

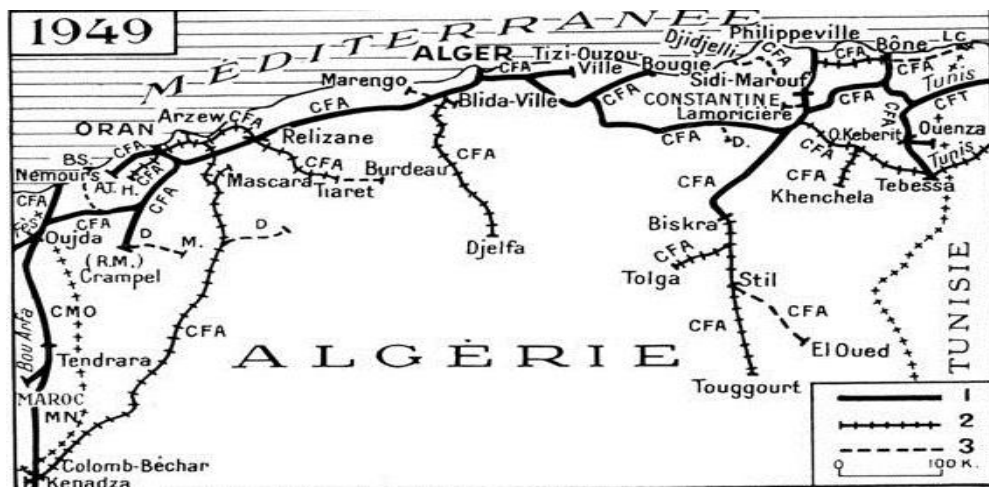


Fig.1.6 le développement des chemins de fer algériens en 1949

Conclusion

Pendant la guerre, les chemins de fer algériens ont rendu les plus éminents services au cours des opérations en Afrique du nord. Quoique moins atteint que le réseau continental, le réseau algérien a subi de sérieux dégâts et surtout il s'est trouvé, à la fin des hostilités avec un matériel à bout d'usage ; un effort continu et vigoureux a permis, non seulement de remettre en état, mais même d'améliorer de nombreux services.

CHAPITRE 2 METHODOLOGIE DE DIMENSIONNEMENT DES PONTS METALLIQUES ANCIENS

2.1 Introduction

L'histoire des ouvrages d'art métalliques, entre autres les ponts ferroviaires, depuis leur origine jusqu'au 19^{ème} siècle s'est déroulée en différentes étapes suivant les évolutions dans la nature du matériau acier et dans les moyens d'assemblages des pièces élémentaires, et plus particulièrement au prix d'échecs douloureux (effondrement des ponts et perte de vie humaine). Ceci a conduit après la deuxième guerre mondiale, à révolutionner dans les méthodes de construction et les règlements de calcul, d'inventer la plupart des principes de mise en œuvre utilisées aujourd'hui et s'est traduit par des structures plus stables et sûres avec les différentes formes: pont en arcs, à poutres et suspendus.

Dans ce travail, on s'est basé sur la note de calcul originale du pont métallique sur le chemin de grande communication de Sebdoù à Lamoricière ou l'ingénieur concepteur a calculé avec les lois de la RDM, pour comparer avec les méthodes de calcul et de dimensionnement actuelles (en éléments finis par le SAP2000)

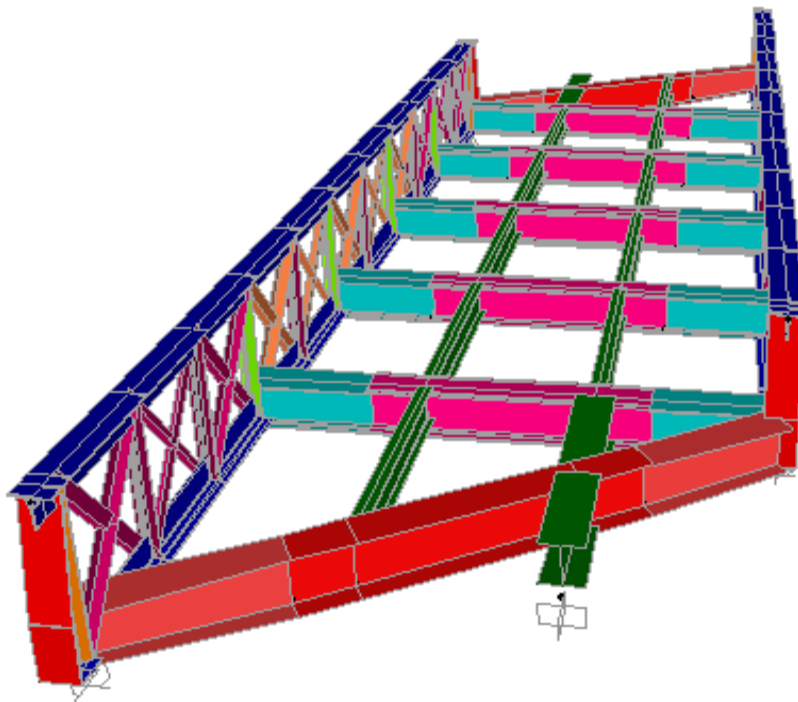


Fig2.1 Schéma du pont en 3D

On a analysé les différentes phases de calcul dans le tableau suivant :

2.2 Note de calcul du pont de 10 m d'ouverture sur le chemin de grande communication de Sebdou à Lamoricière sur la ligne tabia Tlemcen (calculs justificatifs du fer)

Les calculs sont fait par l'ingénieur concepteur (lautreue, 4 janvier 1889) sont analysés et commentés ci-dessous :

2.2.1 Poutres principales

La portée des poutres mesurée d'axe en axe des appareils d'appuis, est de 13,100m.

Charges et surcharges : les charges et surcharges qu'elles auront à supporter sont les suivantes :

- charge permanente : **1500 kg**
- surcharge prescrite par la circulation ministérielle du 09juillet 1877 : **6170 kg/ml**
Soit par mètre courant du tablier **p=750 kg** et **p'=3085 kg** par mètre courant de poutre.

Charge et surcharge par mètre courant de poutre **p+p'=3835 kg**.

Le moment fléchissant maximum a lieu au milieu de la portée, et il a pour valeur :

$$M = \frac{1}{8} \times 3835 \times \overline{13,100^2} = 82265,5 \text{ kg.m}$$

La section des membrures, constante sur toute la longueur des poutres, est celle de la figure (2.1) et donne :

$$\frac{I}{v} = 0,014673 \text{ m}^3$$

Observations

- Ils ont commencé par les poutres principales ;
en définissant la portée des poutres et les charges et surcharges qu'elles supporteront.
- Ils considéraient la poutre treillis comme une poutre en I d'une hauteur égale à 1500 mm appuyée des deux cotés soumise à une charge uniformément répartie
- La surcharge Q est prescrite par le code de (CM 09.07.1877) et est égale à 6170 kg/ml (61,70 kn/ml).
- Le calcul des sollicitations est fait à l'état limite de service (G+Q)

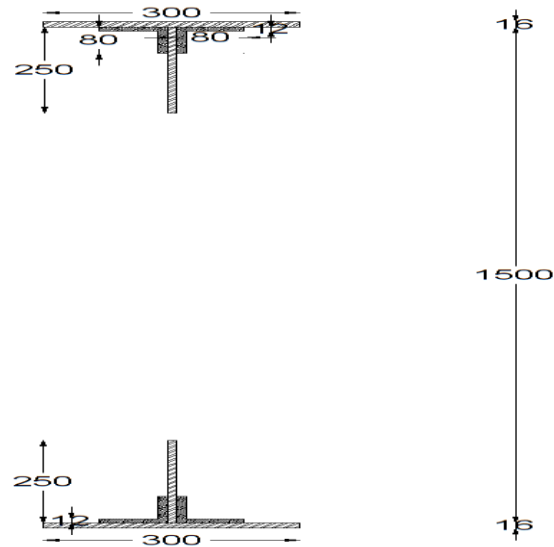


fig.2.2 Détails géométriques de la poutre principale

Le travail moléculaire maximum dans les membrures a pour valeur

$$R = \frac{M}{10^6 \times \frac{l}{v}} = \frac{82265,5}{10^6 \times 0,014673} = 5,61 \text{ kg/mm}^2$$

Si l'on désigne par :

l, la portée de la poutre ;

b, la distance du montant considéré à l'appui le plus éloigné ;

a, la distance du montant considéré à l'appui le plus rapproché ;

c, la distance du montant considéré au point d'attache de la poutrelle suivante, cette distance étant toujours comptée du côté opposé à celui où règne la surcharge ;

- La vérification se faisait par une résistance du fer $R = 5,61 \text{ kgf/mm}^2$ par rapport à un f_y du fer puddlé égale à 227 N/mm^2

- Le travail moléculaire R est la contrainte sur les fibres extrêmes
La contrainte calculée sur la fibre inférieure est égale à $13,583 \text{ kgf/mm}^2$

$$F_{\text{passé}} = 4,04 \approx 4$$

$$F_{\text{actuel}} = 1,67 \approx 1,7$$

$F_{\text{passé}}$ est environs 2 fois plus grand que

$$F_{\text{actuel}}$$

L'effort tranchant maximum dans un panneau a lieu lorsque la surcharge règne sur la zone comprise entre ce panneau et l'appui qui en est le plus éloigné et en outre, sur une longueur ξ donnée par la formule :

$$\xi = \frac{b \times c}{l \times a}$$

Il a pour expression :

$$T = p \times \left(\frac{b \times c}{2} - a \right) + \frac{p' \times b^2}{2 \times (l - c)}$$

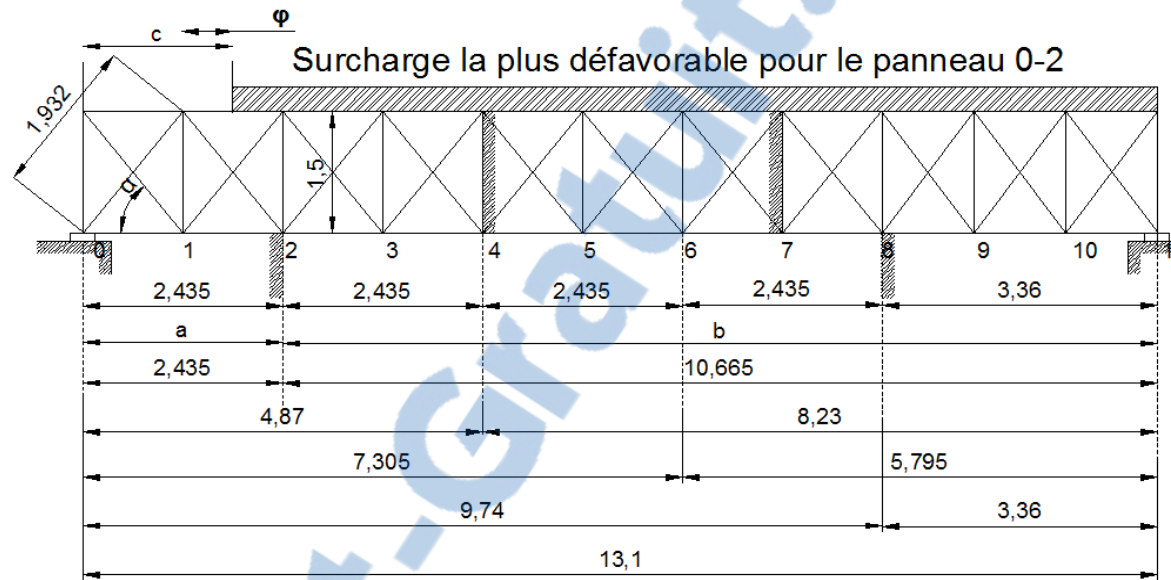


Fig.2.3 Détails de la poutre treillis

- α est l'angle entre les diagonales et les montants $\text{tg } \alpha = 1,2175/1,5$
 $\Rightarrow \alpha = 39,06^\circ$.

- Le treillis triangulaire est la forme la plus simple utilisée dans la construction des ponts métalliques (facilité du calcul manuel).
- Ils ont supposé une surcharge uniformément répartie sur la longueur de la poutre pour connaître les plus grandes valeurs du moment fléchissant.

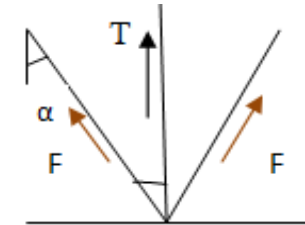
D'autre part, α étant l'angle des barres de treillis avec la verticale, la tension totale dans une barre est donnée par la formule :

$$F = \frac{T}{2 \times \cos \alpha} = \frac{T}{2 \times \frac{1,500}{1,932}} = 0,641 T$$

En appliquant ces formules sur les différents panneaux, on dresse le tableau suivant :

Numéros des panneaux	Efforts tranchants maxima	Tensions maxima dans les barres de treillis
0-2	$T = 750 \times \left(\frac{13,100 + 2,7435}{2} - 2,435 \right) + \frac{3085 \times \overline{10,665^2}}{2 \times (13,100 - 2,435)}$ $= 20450^k$	$F = 13170^k$
2-4	$T = 750 \times \left(\frac{13,100 + 2,435}{2} - 4,870 \right) + \frac{3085 \times \overline{8,23^2}}{2 \times (13,100 - 2,435)}$ $= 11969^k$	$F = 7708^k$
4-6	$T = 750 \times \left(\frac{13,100 + 2,435}{2} - 7,305 \right) + \frac{3085 \times \overline{5,795^2}}{2 \times (13,100 - 2,435)}$ $= 5204^k$	$F = 3351^k$
6-8	$T = 750 \times \left(\frac{13,100 + 2,435}{2} - 5,795 \right) + \frac{3085 \times \overline{7,305^2}}{2 \times (13,100 - 2,435)}$ $= 9197^k$	$F = 5923^k$

- L'effort tranchant sur un montant est repris par les deux diagonales sur le nœud inférieur.



$$T = 2 \times F \cos \alpha \Rightarrow F = \frac{T}{2 \times \cos \alpha}$$

- L'effort tranchant décroît de plus en plus allant vers le milieu de la travée.
- On remarque que les diagonales extrêmes sont les plus sollicitées.

8-11	$T = 750 \times \left(\frac{13,100 + 3,360}{2} - 3,360 \right) + \frac{3085 \times \sqrt{9,740^2}}{2 \times (13,100 - 3,360)}$ $= 18676^k$	$F = 12027^k$
------	---	---------------

Tableau 2.1 Tableau des efforts tranchants et tensions dans les barre

Contreventement

Les sections des barres de treillis des différents panneaux et les efforts moléculaires maxima correspondants sont indiqués dans le tableau suivant :

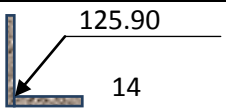
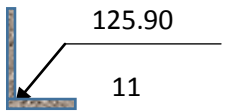
Numéros des Panneaux	Tensions maxima totales dans les barres de chaque type	Sections des barres	Efforts moléculaires par m/m^2
0-2, 8-11	13170^k	 $\Omega = 2814 \text{ m}/m^2$	$4^k,68$
2-8	7708^k	 $\Omega = 2244 \text{ m}/m^2$	$3^k,43$

Tableau 2.2 Sections des barres des panneaux

- Ces calculs permettent le dimensionnement des sections des barres.ces dernières sont définies dans le chapitre 4 avec leurs sections prises des plans du pont car cette partie manque dans la note de calcul.
- Les détails des calculs des contreventements manquent aux documents (note de calcul).
- on remarque que les sections des diagonales des deux extrémités sont plus importantes que celles du milieu et ceci parce qu'elles sont plus sollicitées.
- La contrainte calculée des fibres les plus chargées des barres des extrémités vaut $9,12 \text{ kg}/\text{mm}^2$. $F_{passé} = 4,85 \approx 4,9$

$$F_{actuel} = 2,48 \approx 2,5$$

Et celle des barres du milieu vaut $6,84 \text{ kg}/\text{mm}^2$. $F_{passé} = 6,6$

$$F_{actuel} \approx 3,3$$

Dans les deux cas

$$F_{passé} > F_{actuel}$$

2.2.2 Poutrelles courantes

Les poutrelles ont une portée de 4,8m mesurée d'axe en axe des poutres.

La charge permanente qu'elles ont à supporter se compose de :

1° d'un poids uniformément repartit de 300kg par mètre courant ;

2° de deux poids distincts de 548kg qui leur sont transmis par les longerons.

Le moment fléchissant maximum se produit lorsqu'une locomotive du type prescrit (2001 de la compagnie de midi) occupe la position indiquée par le croquis ci-dessous.

La surcharge transmise à la poutrelle, à l'aplomb de chacun des rails a pour valeur :

$$7200 + (6600 + 6800) \times \frac{1,155}{2,435} = 13556 \text{ kg/ml}$$

Le moment fléchissant maximum a lieu au milieu de la poutrelle ; il est égal à :

$$M = (548 + 13556) \times 1,650 + \frac{1}{8} \times 300 \times 4,800^2 = 24136 \text{ kg.m}$$

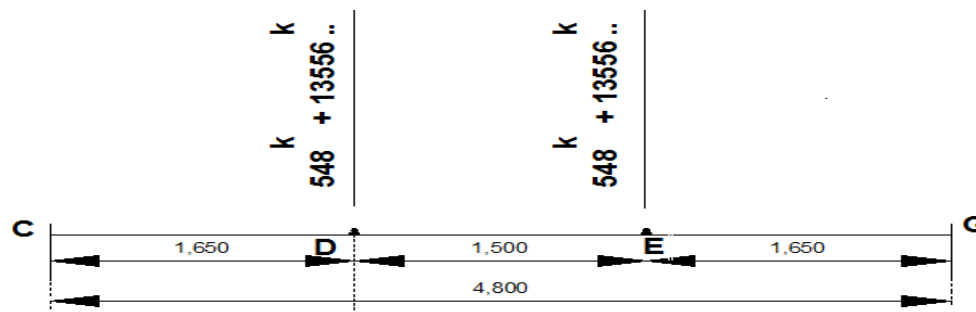


Fig.2.4 Coupe transversale du tablier

- La portée des poutrelles est établie par rapport à la largeur du tablier.
- Les calculs sont faits en négligeant l'attache des poutrelles avec les longerons (résultats plus défavorables)
- Les charges et surcharges sont prescrites dans le code (CM 09.07.1877).

- La largeur de la ligne ferroviaire est de 1,5 m

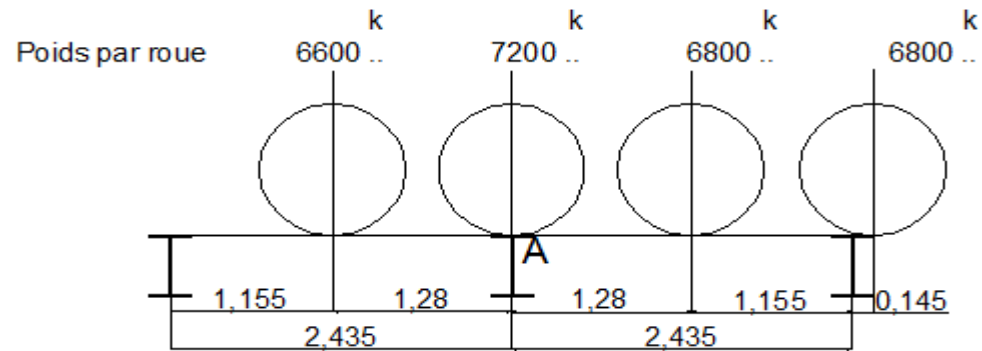


Fig.2.5 Coupe longitudinale avec locomotive sur le tablier

La section des poutrelles est équivalente à celle représentée ci-contre ; elle donne :

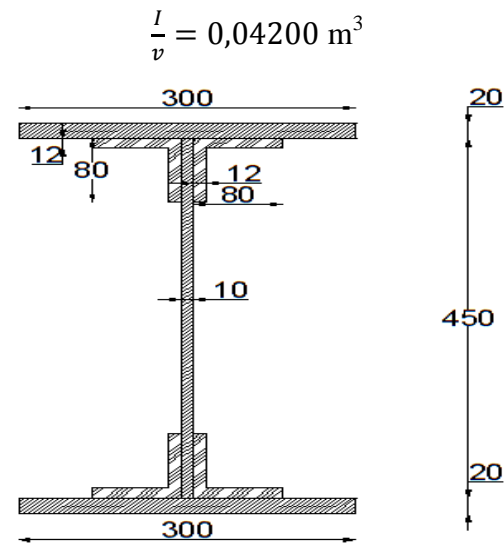


Fig.2.6 Détails géométriques de la poutrelle courante

Le travail moléculaire maximum des fibres les plus chargées de cette section a pour valeur :

$$R = \frac{M}{10^6 \times \frac{I}{v}} = \frac{24136}{10^6 \times 0,004200} = 5,75 \text{ kg/mm}^2$$

2.2.3 Poutrelles biaisées

Les poutrelles biaisées ont une portée de 5,577 m, mesurée entre leurs cornières d'attache avec les poutres.

La charge permanente qu'elles ont à supporter se compose de :

1° d'un poids uniformément repartit de 300 kg par mètre courant ;

2° de deux poids distincts de 500 kg et de 260 kg, qui leur sont respectivement transmis aux points B et C par les longerons.

Le moment fléchissant maximum se produit lorsque la locomotive précédemment considérée, occupe la position indiquée par le croquis ci-dessous.

Les charges produites sur la poutrelle, à l'aplomb des rails, ont pour valeurs :

$$\text{En B : } \frac{6800 \times 1,029 + 7200 \times 2,309}{1,301} = 18157 \text{ kg}$$

$$\text{En C : } 7200 + 6800 \times \frac{1,029}{2,309} = 10230 \text{ kg}$$

- Le travail moléculaire R des fibres les plus chargées est de 5,75 kg/mm² alors que la contrainte calculée à l'ELS vaut 6,63 kg/mm²

$$F_{\text{passé}} = 3,94 \approx 4$$

$$F_{\text{actuel}} = 3,42 \approx 3,5$$

$$F_{\text{passé}} > F_{\text{actuel}}$$

- La portée des poutrelles biaisées mesurée entre les attaches avec les poutres est de 5,577m.
- Elles supportent en plus de leur poids propre deux poids transmis par les longerons.

Le moment fléchissant maximum a lieu au point B ; il est égal à :

$$M_B = \frac{(260 + 10230) \times 1,885 + (500 + 18157) \times 3,692}{5,577} \times 1,885 + \frac{1}{2} \times 300 \times 1,885 \times (5,577 - 1,885) = 31009 \text{ kg.m}$$

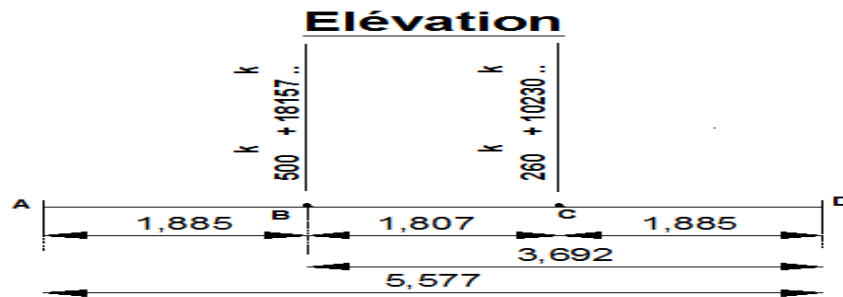


Fig.2.7 Coupe à travers la poutrelle biaisée

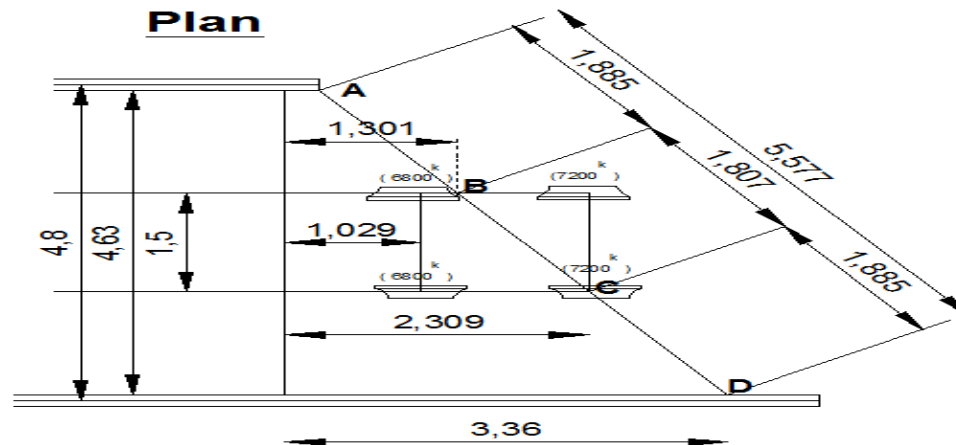


Fig.2.8 Vue en plan du tablier du côté de la poutre biaisée

- Le moment fléchissant maximum se produit au point B dans la partie où cette dernière est attachée avec le longeron courant et le longeron en porte-à-faux

La section des poutrelles biaises est équivalente a celle représentée ci-contre ; elle donne :

$$\frac{I}{v} = 0,005247 \text{ m}^3$$

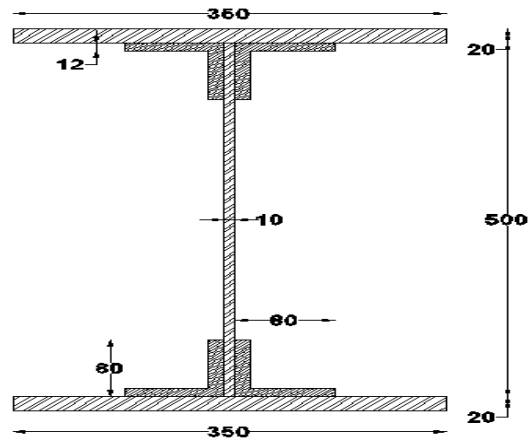


Fig.2.9 Poutrelle biaise

Le travail moléculaire maximum des fibres les plus fatiguées de la section B a pour valeur :

$$R = \frac{M}{10^6 \times \frac{I}{v}} = \frac{31009}{5247} = 5,91 \text{ kg/mm}^2$$

- La contrainte maximale dans les fibres extrêmes de la poutrelle biaise calculée à l'ELS est égale à 2,24 kg/mm²

$$F_{passé} = 3,84 \approx 4$$

$$F_{actuel} = 10$$

$$F_{actuel} > F_{passé}$$

2.2.4 Longerons courants

Les longerons courants ont une portée de 2,435 m, mesurée d'axe en axe des poutrelles et supportent une charge permanente de 225 kg par mètre courant.

Le moment fléchissant maximum de ces pièces se produit lorsque la locomotive envisagée précédemment, occupe au dessus d'elles, la position indiquée par le croquis ci-dessous :

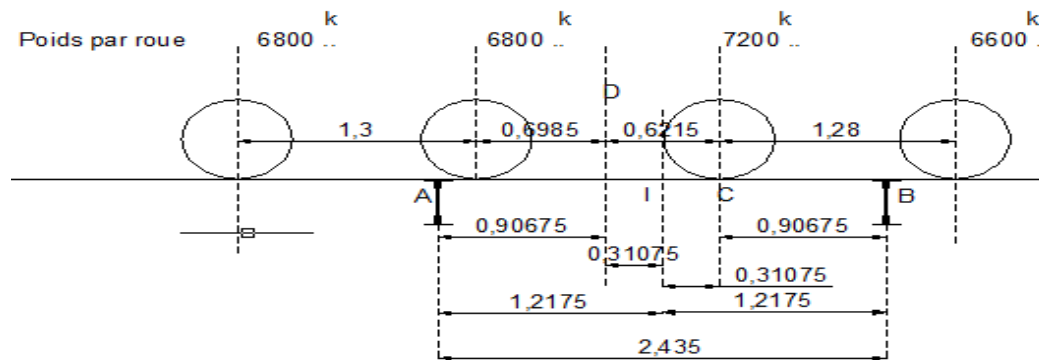


Fig.2.10 Coupe longitudinale du tablier avec locomotive

Ce moment a pour valeur :

$$M_c = \frac{(6800 + 7200) \times 0,90675^2}{2,435} + \frac{1}{2} \times 225 \times 1,52825(2,435 - 1,52825)$$

$$= 4883 \text{ kg.m}$$

La section des longerons du cours est celle figurée ci contre ; elle donne :

$$\frac{I}{v} = 0,000880 \text{ m}^3$$

- La portée des longerons dépend de la distance entre les poutrelles, ils soutiennent les traverses en bois sur les quels est posé le rail métallique.

- Le moment maximum est pris lorsque la roue de la locomotive est au milieu du longeron.

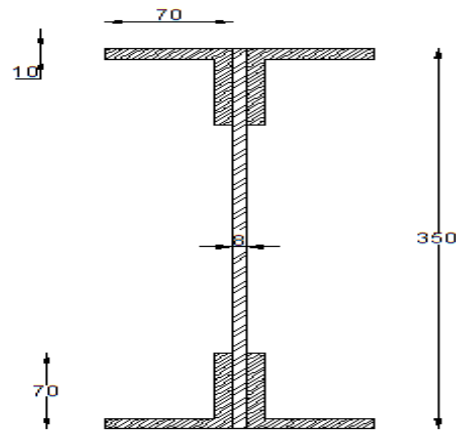


fig.2.11 Longeron courant

Le travail moléculaire maximum des fibres les plus chargées des longerons courants a pour valeur :

$$R = \frac{M_C}{10^6 \times \frac{I}{v}} = \frac{4883}{10^6 \times 0,000880} = 5,55 \text{ kg/mm}^2$$

2.2.5 longerons en porte-à-faux

Les longerons en porte-à-faux ont une longueur de 1 m environs, mesurée à partir de l'axe des poutrelles biaises avec lesquelles ils sont assemblés.

Le moment fléchissant maximum de ces pièces se développe lorsque la roue de 7200 kg se la locomotive considérée précédemment se trouve à l'aplomb de leur extrémité, ainsi que l'indique le croquis ci-dessous ; il a pour valeur :

$$M = 7200 \times 1 = 7200 \text{ kg.m}$$

- La résistance des fibres les plus chargées de la section des longerons courants calculée à L'ELS vaut 9,072 kg/mm²

$$F_{passé} = 4,09 \approx 4.1$$

$$F_{actuel} = 2,5$$

$$F_{passé} > F_{actuel}$$

- Les longerons en porte-à-faux ont une portée de 1 m et celle-ci pour être au même niveau des longerons courant parallèles vu que le pont est biais.
- Le longeron est considéré comme encastré d'un coté et libre de l'autre pour avoir des résultats plus défavorables

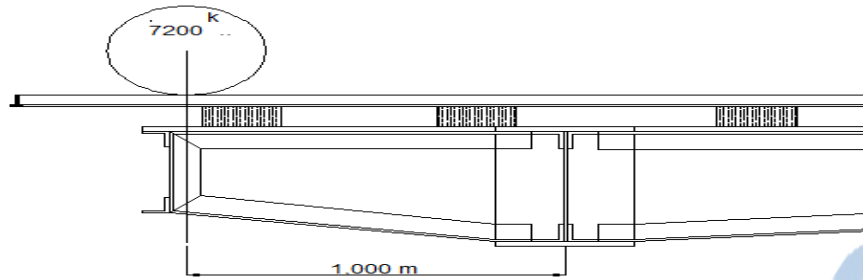


Fig.2.12 Coupe longitudinale du tablier

La section des longerons en porte-à-faux au point où se produit le moment fléchissant maximum, est celle figurée ci-contre ; elle donne :

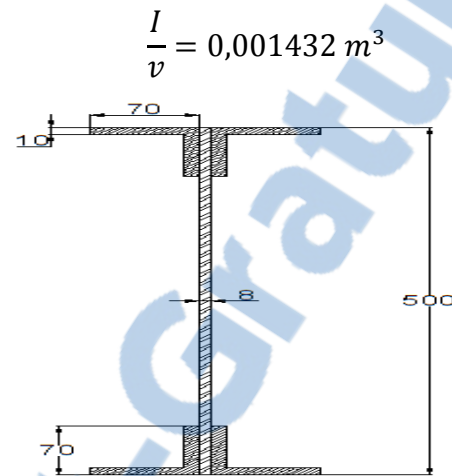


Fig.2.13 Longeron en porte-à-faux

Le travail moléculaire maximum des fibres les plus chargées de cette section a pour valeur :

$$R = \frac{M}{10^6 \times \frac{I}{v}} = \frac{7200}{10^6 \times 0,001432} = 5,03 \text{ kg/mm}^2$$

- Le moment maximum se produit lorsque la roue de la locomotive est sur l'ancrage du longeron avec la terre
- La contrainte des fibres les plus chargées du longeron en porte-à-faux calculée à l'ELS est de

12,89 kg/mm²

$$\begin{aligned} F_{\text{passé}} &\approx 4,5 \\ F_{\text{actuel}} &= 1,76 \approx 1,8 \\ F_{\text{passé}} &> F_{\text{actuel}} \end{aligned}$$

- Les détails de calcul des appareils d'appuis et leur type manquent à la note de calcul originale

Conclusion

Nous avons remarqué que les anciennes méthodes de calcul et de dimensionnement se basaient sur la résistance des matériaux en utilisant des modèles de calcul unidimensionnels, ils calculaient chaque élément séparément du reste de la structure ce qui donnait des résultats plus défavorables et donc plus de sécurité.

Nous avons également comparé les contraintes obtenues par la méthode actuelle (les calculs sont détaillé dans le chapitre 4) avec le travail moléculaire qu'ils ont trouvé pour avoir une idée de la sécurité qu'ils prenaient. Les contraintes que nous avons obtenues sont en général plus importantes.

CHAPITRE 3 ETUDE DE FATIGUE DES PONTS METALLIQUES EXISTANTS

3.1 Introduction

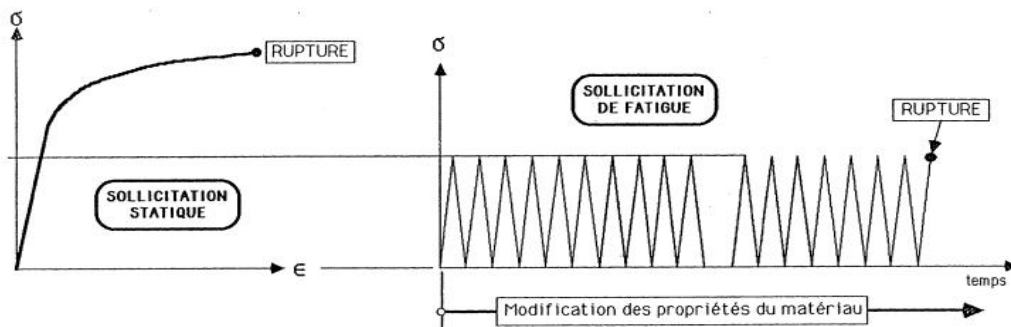
La fatigue est un phénomène qui provoque l'évolution des propriétés d'un matériau soumis à des sollicitations variables. La répétition d'efforts cyclique peut conduire à la rupture. Cette rupture se produit pour des contraintes le plus souvent inférieures à la limite d'élasticité du matériau.

La vérification des projets des ponts métalliques ou mixte en fatigue, la mise au point de règlements de calcul et les problèmes de maintenance et d'évaluation de la sécurité des ouvrages en service font appel à des calculs de dommage en fatigue.

Dans ce chapitre nous parlerons sur la méthodologie de l'étude de fatigue.

3.2 Le phénomène de fatigue

Le phénomène de fatigue désigne la dégradation progressive des structures soumises à des sollicitations fluctuantes ou répétées, qui se traduit par l'apparition et le développement de fissures, endommageant ces structures et pouvant les amener à la ruine par rupture brutale.

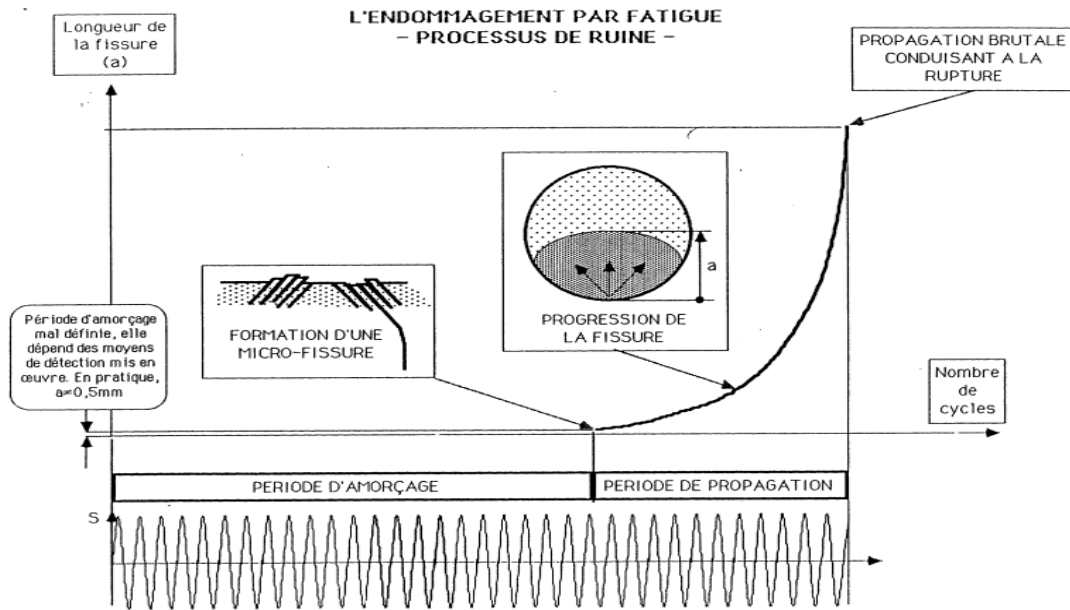


Dans le cas d'une sollicitation STATIQUE, c'est le dépassement d'un niveau de contrainte qui entraîne la rupture lors de l'application de l'effort.

Dans le cas d'une sollicitation de FATIGUE à un niveau d'effort donné, c'est le nombre d'applications de cet effort qui entraîne la rupture.

Fig3.1 Endommagement par fatigue –processus de ruine- (3)

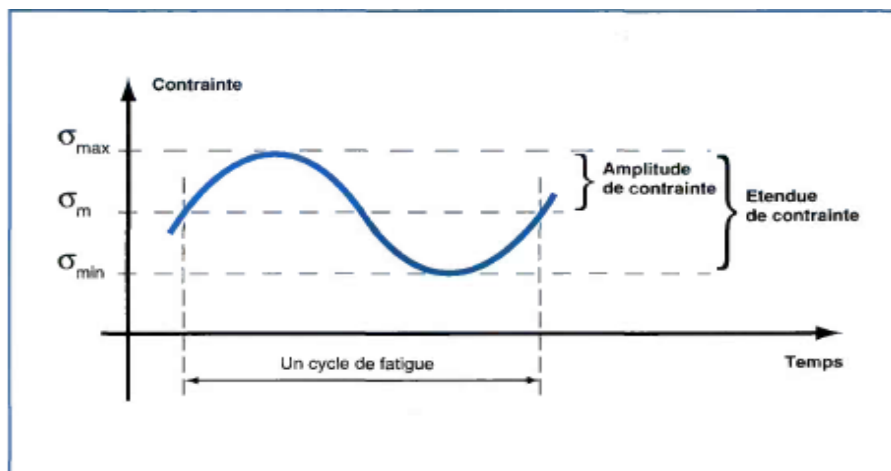
Les dommages physiques que subissent ces structures sont l'amorçage et la propagation de microfissures au cours du temps.



Le facteur important dans le phénomène de fatigue est l'étendue de contrainte définie par l'équation (3.1)

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (3.1)$$

Les cycles de contrainte les plus simples correspondent à une variation périodique de contrainte d'amplitude constante telle qu'illustrée à la **Figure3.3**, qui permet de préciser la terminologie utilisée pour "amplitude de contrainte" et "étendue contrainte".



3.3 Mécanisme de la rupture par fatigue

Les processus conduisant à une rupture par fatigue sont souvent expliqués en trois étapes et chacune à ses propres caractères :

➤ Etape 1

Où la fissure initiale apparaît (formée au niveau de la microstructure de l'acier).

La fissure initiale se produit durant la phase de déformation plastique due à la traction appliquée sur les grains de la structure métallique ce qui arrive lorsque la contrainte en un point passe de l'état cristallin à l'état de déformation plastique, cette déformation est souvent due à la présence d'inclusions, cloques, impuretés ou à l'augmentation de la contrainte...etc.

La fissuration par fatigue se produit rarement dans le matériau de base éloigné de tout détail d'usinage, de soudure ou d'assemblage. Même si la résistance statique de l'assemblage est supérieure à celle des éléments assemblés, l'assemblage demeure l'endroit critique du point de vue de la fatigue.

➤ Etape 2

Où la fissure se propage (la fissure s'étend d'avantage dans le matériau).

La propagation de la fissure se produit à cause d'une continuité des cycles de chargement multipliant ainsi le nombre de fissure, une zone plastique apparaît sur le front de la fissure de petites dimensions (notant que la propagation de la fissure ne dépend pas de la structure interne du matériau, ni des dimensions de ses graines). La direction de la fissure devient normale dans un vaste champ d'axes de traction.

D'une manière générale, les structures soumises à des charges variables répétées peuvent subir un endommagement qui se manifeste par la propagation de fissures. Cet endommagement se traduit par une perte de résistance au cours du temps.

➤ Etape 3

Où la fissure évolue rapidement (la rupture d'une composante ou de toute la structure).

La dernière étape est l'évolution rapide de la fissure conduisant à une ruine partielle ou totale de la structure lorsque la section ne peut plus tenir face à ces cycles de charges répétées, on démarque deux modes de rupture : fragile et ductile.

En rupture fragile on observe un effondrement rapide, hors qu'en ductile on observe d'abord une déformation plastique sur la section. (5)

Les trois étapes sont résumées dans la **figure 3.4**.

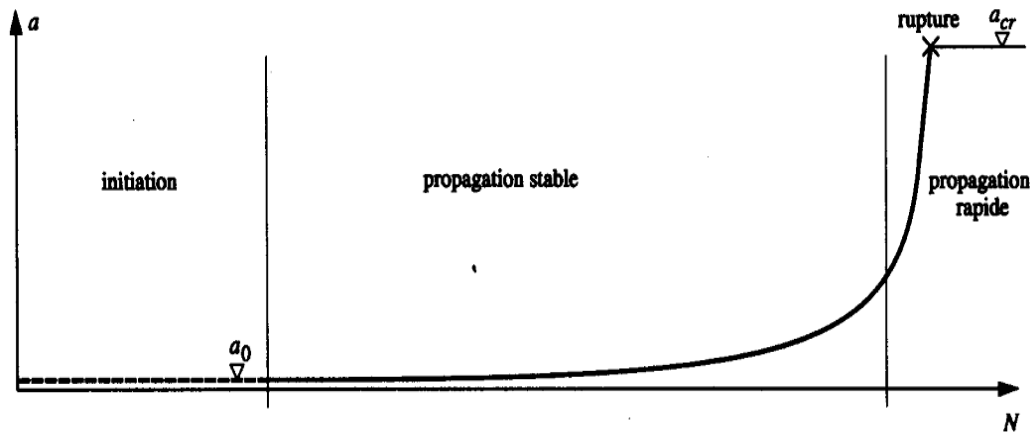


Fig.3.4 Etapes de défaillances en fatigue (3)

L'effet d'une fissure peut être expliqué en considérant une plaque soumise à une contrainte de traction uniforme et comportant un trou, le champ des contraintes est influencé par la présence du trou ; l'effet de ce dernier varie en fonction de sa géométrie (elliptique ou circulaire), de ce fait on introduit la notion de facteur d'intensité K qui dépend de la différence de contrainte ainsi que de la dimension et de la géométrie de la fissure, il se définit par la relation suivante :

$$K = Y \cdot \sigma_0 \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \quad (3.2)$$

Y : facteur de correction en fonction de a

σ_0 : La contrainte uniforme appliquée sur la plaque

a : la dimension déterminante de la fissure

Afin de déterminer le facteur de correction dans une plaque Y on se sert de différents facteurs de corrections représentant l'effet de la géométrie du détail ainsi que de la géométrie et de la position de la fissure, il s'exprimera comme suit :

$$Y = Y_e \cdot Y_f \cdot Y_s \quad (3.3)$$

Y_e : fonction de la forme de la fissure (a/c) (**défini en tridimensionnel**) ;

Y_f : fonction de la **dimension de la plaque** (a/w et a/t);

Y_s : fonction de la position de la fissure (a/w ou a/c); (**Fissure de surface**). (3)

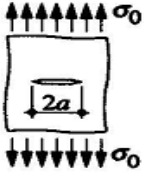
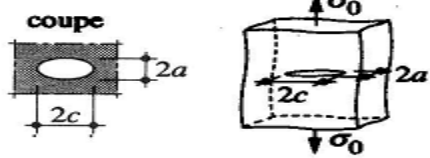
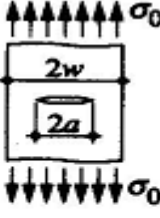
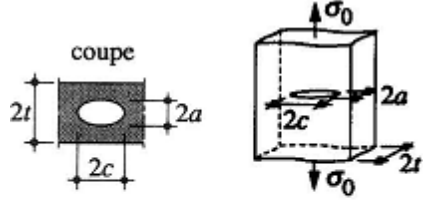
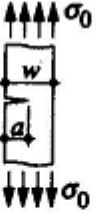
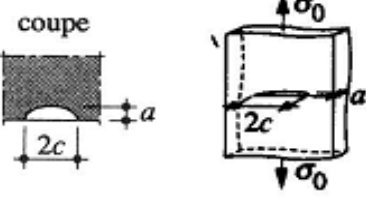
Cas bidimensionnel	Cas tridimensionnel
<p>Plaque infiniment grande</p>  $K = \sigma_0 \sqrt{\pi a}$	<p>Correction pour la forme de la fissure</p>  $Y_e = \frac{1}{\pi/2 \int_0^{\pi/2} \left[1 - \frac{c^2 - a^2}{c^2} \sin^2 \theta \right]^{1/2} d\theta}$
<p>Correction pour la dimension de la plaque</p>  $Y_f = \frac{1}{\sqrt{\cos \frac{\pi a}{2w}}}$	<p>Correction pour la dimension de la plaque</p>  $Y_f = \sqrt{\frac{2t}{\pi a} \tan \frac{\pi a}{2t}}$
<p>Correction pour une fissure de surface</p>  $Y_s = \sqrt{\frac{\cos \frac{\pi a}{2w}}{0.8 - 0.52 \left(\frac{a}{w}\right) - 0.28 \left(\frac{a}{w}\right)^2}}$	<p>Correction pour une fissure de surface</p>  $Y_s = 1 + 0.12 \left(1 - 0.75 \frac{a}{c} \right)$

Tableau 3.1 Formulation analytique des facteurs de correction (3)

3.4 La résistance à la fatigue

3.4.1 Détermination du nombre de cycles N

La capacité d'un élément de structure à résister à la fatigue est caractérisée par sa durée de vie à la fatigue. Celle-ci est définie par le nombre de cycles d'étendues de contrainte l'ayant conduit à la ruine. La notion plus concrète pour le projeteur est la durée de vie de calcul qui est la durée de référence pendant laquelle l'élément se comporte en sécurité vis-à-vis de la fatigue.

De nombreux facteurs peuvent avoir une influence notable sur la durée de vie à la fatigue des éléments. Il est largement admis maintenant et par simplification que les facteurs les plus importants pouvant être retenus pour les justifications sont les nombres de cycles (N) et les étendues de contrainte nominale dans les éléments, leur géométrie et l'exécution de leur assemblage.

La résistance à la fatigue d'un détail est établie expérimentalement. Ce détail est soumis à des cycles d'étendue de contrainte, $\Delta\sigma$ ou $\Delta\tau$, d'amplitude constante. Le nombre de cycles à la rupture, N , correspond généralement à une fissuration notable de l'éprouvette.

Différents essais permettent de tracer $\Delta\sigma$ ou $\Delta\tau$ en fonction de N . Compte tenu de la dispersion importante des résultats de tels essais, on considère une courbe correspondant à une probabilité de non-ruine de 95 %. ces courbe sont appelées courbe S-N ou courbe de Wöhler.

Cette courbe peut être caractérisée par :

- un point de référence conventionnellement choisi à la résistance à 2 millions de cycles (ou N_c cycles). Cette valeur est appelée catégorie du détail et elle varie de 36 MPa à 160 MPa selon les détails.
- La résistance à 5 millions de cycles (ou N_d cycles) est appelée limite de fatigue (ou limite d'endurance) sous amplitude constante. Si tous les cycles de variation de contraintes se situent en dessous de cette résistance, la propagation ne s'initie pas.

$$\Delta\sigma_D = 0,74 \Delta\sigma_C \quad (4) \quad (3.4)$$

- La résistance à 100 millions de cycles (ou N_L cycles) est appelée limite de Troncature, conventionnellement choisie pour prendre en compte l'endommagement sous amplitude variable. Les étendues de contrainte qui se situent en dessous de cette valeur ne créent pas de dommage.

$$\Delta\sigma_L = 0.405 \Delta\sigma_C \quad (4) \quad (3.5)$$

Quand aux contraintes de cisaillement, la courbe est caractérisée par deux points

- La catégorie de détail, $\Delta\tau_c$ pour $N = 2 \cdot 10^6$ cycles
- La limite de tronçure, $\Delta\tau_L$ pour $N = 10^8$ cycles

La courbe est ensuite conventionnellement définie, en échelle bi-logarithmique, pour les variations de contraintes normales, par

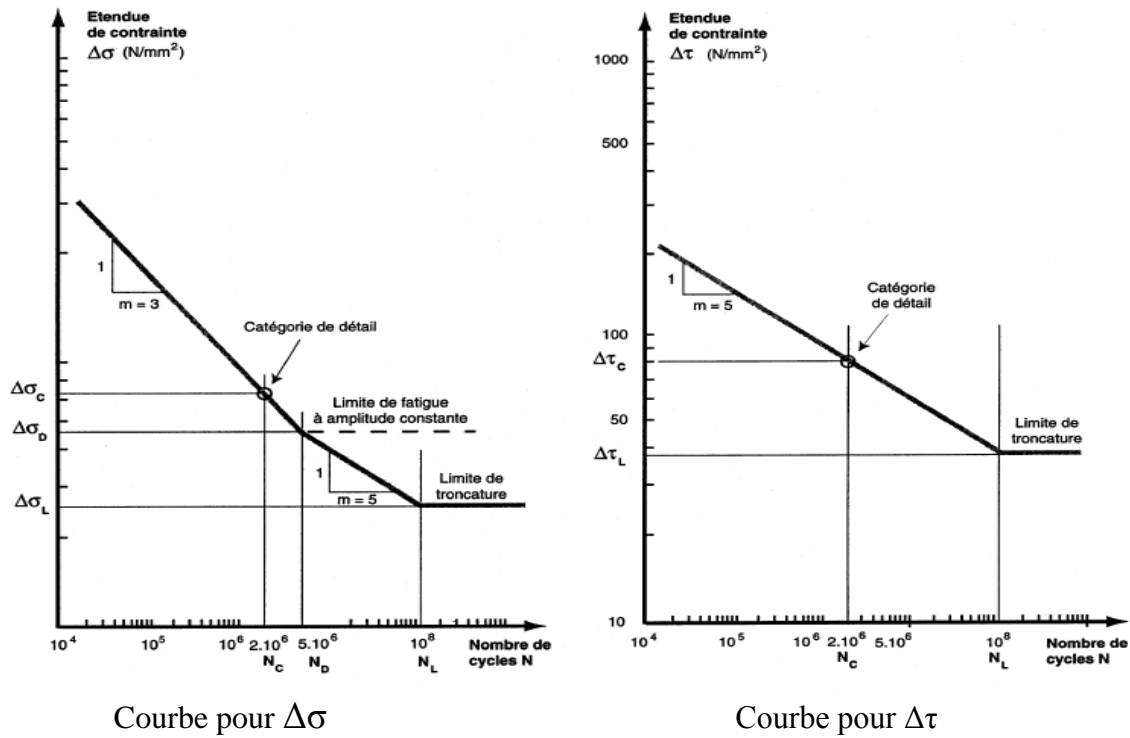


Fig3.5 Courbes de Wöhler (5)

$$\text{La loi de Wöhler } N_i = C \cdot \Delta\sigma_i^{-m} \quad (3.6)$$

$\Delta\sigma$: Etendue de contrainte $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ (N/mm²)

N : Nombre de cycles déduit de la courbe

C : Constante représentant l'effet de détail de construction

m : Constante de pente des courbes de résistance à la fatigue, dont la valeur est

$$\begin{cases} 3 \text{ pour } N \leq 5 \cdot 10^6 \\ 5 \text{ pour } 5 \cdot 10^6 < N < 1 \cdot 10^8 \\ N > 1 \cdot 10^8 \quad \text{droite horizontale} \end{cases}$$

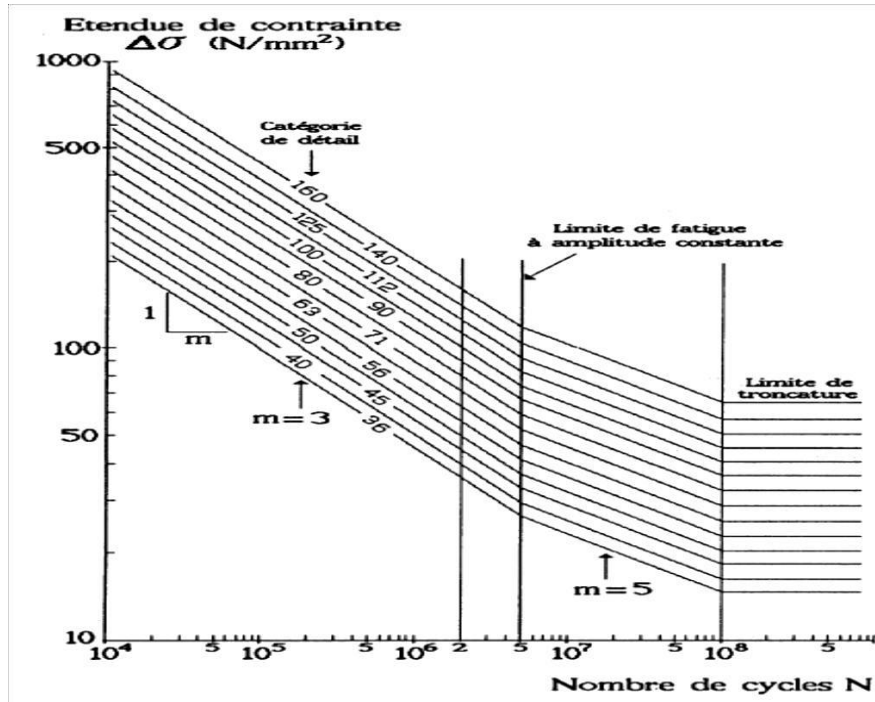


Fig.3.6 Courbes de résistances normalisées-détails de construction (3)

Les Eurocodes proposent des tables graphiques avec les courbes pour chaque type de détails (EN 1993-1-9).

3.4.2 L'endommagement de fatigue (Palmgren-Miner)

Le dommage physique que subissent ces structures est l'amorçage et la propagation de microfissures au cours du temps ; il peut être quantifié par une notion arbitraire mais vérifiée par des essais, appelée D , pour dommage par fatigue, ou aussi endommagement par fatigue. C'est un paramètre sans dimension, de valeur comprise entre 0 et 1, défini et utilisé pour rendre compte de l'état d'avancement de la fissuration.

- $D = 0$, si il n'y a pas eu d'endommagement.
- $D = 1$, si la propagation devient telle qu'elle entraîne la ruine de l'élément de structure considéré. (4)

On appelle ici ruine, l'atteinte d'un critère de ruine conventionnel : fissure traversante, trop grande déformation et parfois rupture de l'éprouvette dans le cas des petites éprouvettes d'essai.

Par définition, le dommage élémentaire pour un cycle d'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$ est égal à $1/N_j$, N_j étant la durée de vie correspondant à l'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$ (nombre de cycles à la rupture).

Selon Palmgren et Miner, le cumul d'endommagement peut se faire simplement par cumul linéaire. Ainsi n_i cycles d'étendues de contrainte $\Delta\sigma_i$; créent un dommage partiel égal à n_i/N_i Et pour un élément de structure soumis à différents nombres de cycles d'étendues de contrainte variables, le dommage total est égal à la somme des dommages partiels correspondants à chaque étendue de contrainte :

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (3.7)$$

n_i : nombre de cycles appliqués, correspondant à l'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$, pendant la durée de vie requise,

N_i : nombre de cycles déduits d'une courbe $S-N$, correspondant à $\Delta\sigma_i$.

La durée de vie en année, s'écrit alors : $T_{fat} = \frac{1}{D_{tot}}$ (3.8)

T_{fat} : Durée de vie en fatigue (ans)

3.4.3 La vérification à la fatigue

- Principe

$$\sigma_{fat} < R_{fat}/\gamma_{fat} \quad (3.9)$$

σ_{fat} : Sollicitation de fatigue (ELS)

R_{fat} : rapport de contraintes égale à $\sigma_{max}/\sigma_{min}$

- Vérification avec limite de fatigue

$$\Delta\sigma_{i,max} \leq \Delta\sigma_D/\gamma_{fat} \quad (3.10)$$

$\sigma_{i,max}$: Différence de contrainte max de l'histogramme de $\Delta\sigma_i$ due aux charges d'exploitation
Suivant l'Eurocode 3

$\gamma_{fat} = \gamma_{MF} = 1$ ou 1,15 Pour les éléments dont la ruine n'a pas pour conséquence celle de la structure ;

$\gamma_{fat} = \gamma_{Mf} = 1,25$ ou 1,35 Pour les éléments dont la ruine conduit rapidement à celle de la structure. (3)

Conclusion

Le parc d'ouvrages d'art du réseau ferroviaire comporte aujourd'hui une part importante de ponts métalliques anciens (plus de 80 ans). Une gestion optimisée de ce patrimoine est nécessaire. Elle suppose de savoir évaluer de manière suffisamment précise, la durée de vie résiduelle d'un pont métallique existant, en tenant compte de son histoire (trafic supporté, matériau, réparation éventuelle, etc).

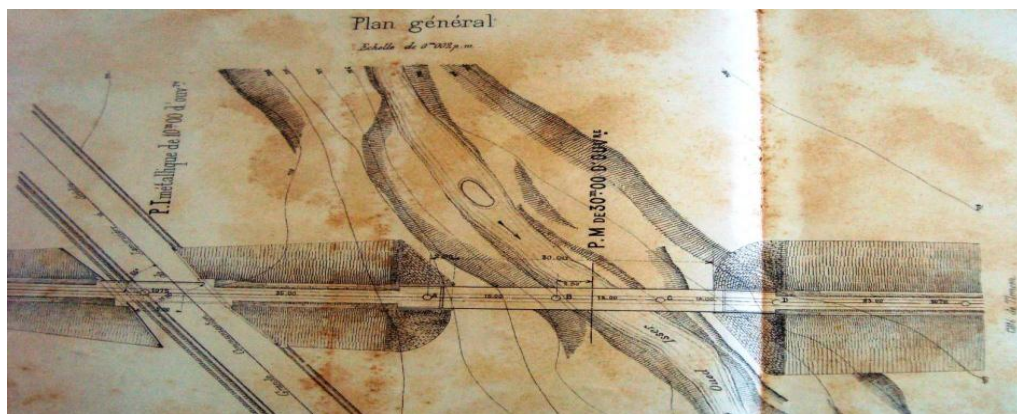
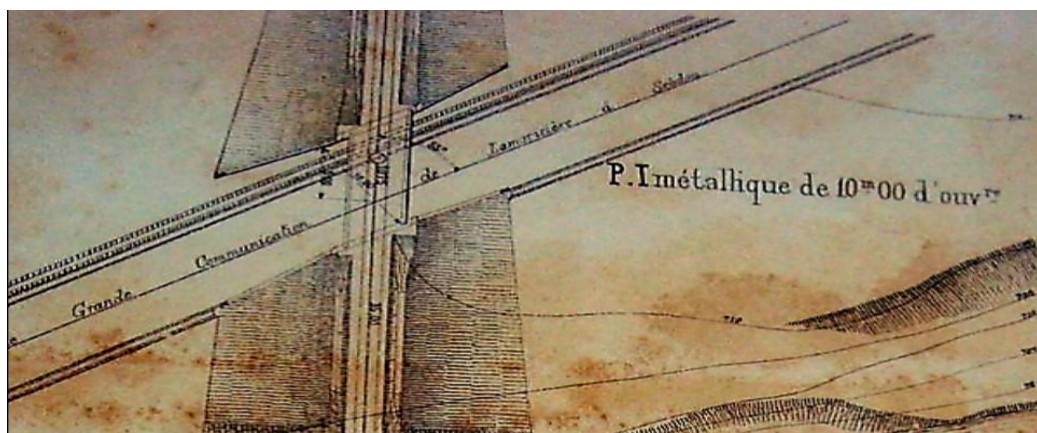
Dans le chapitre suivant nous allons évaluer la durée de vie théorique restante de notre ouvrage sain et endommagé.

CHAPITRE 4**ETUDE DU PONT DE OULED MIMOUN****4.1 Introduction**

Le pont métallique ferroviaire sur le chemin de grande communication de Sebdu à Lamoricière est en service depuis 1890, il doit faire objet de surveillance surtout après les endommagements causés par le choc d'un camion militaire qui l'a percuté en 2013 ceci pour la sécurité des voyageurs, habitants de la région et travailleurs. Dans ce chapitre nous allons vérifier la résistance de ce dernier ainsi que sa durée de vie restante en fatigue.

4.2 Presentation de l'ouvrage**4.2.1 Repère historique**

Le pont ferroviaire métallique de Ouled Mimoun a été réalisé en 1889 par la compagnie des chemins de fer de l'ouest sur la ligne **Tabia-Tlemcen** dans le cadre du développement du chemin de fer lors de la période coloniale.

**Fig.4.1 Plan de masse du pont (6)****Fig.4.2 Vue plus rapprochée du pont**

4.2.2 Repère géographique

Le pont est situé à Lamoricière (ancienne appellation d'Ouled Mimoun) au niveau de la wilaya de Tlemcen



Photo.4.1 Vue de l'emplacement du pont (Google Map)

4.2.3 Présentation géométrique de l'ouvrage :

L'ouvrage est un pont métallique ferroviaire à poutres latérales en treillis d'une seule travée de 13.10 m de portée ; il se compose de deux culées en maçonnerie, un tablier inférieur d'une largeur de 4,8m et une longueur de 13,6m

Le pont est composé de deux poutres principales, de cinq poutrelles courantes et deux biaisés, douze longerons courants et deux en porte-à-faux, vingt-deux contreventements latéraux, vingt-quatre montants, douze goussets et une tôle striée mince pour le tablier.



Photo.4.2 Pont vu du côté de Sebdou

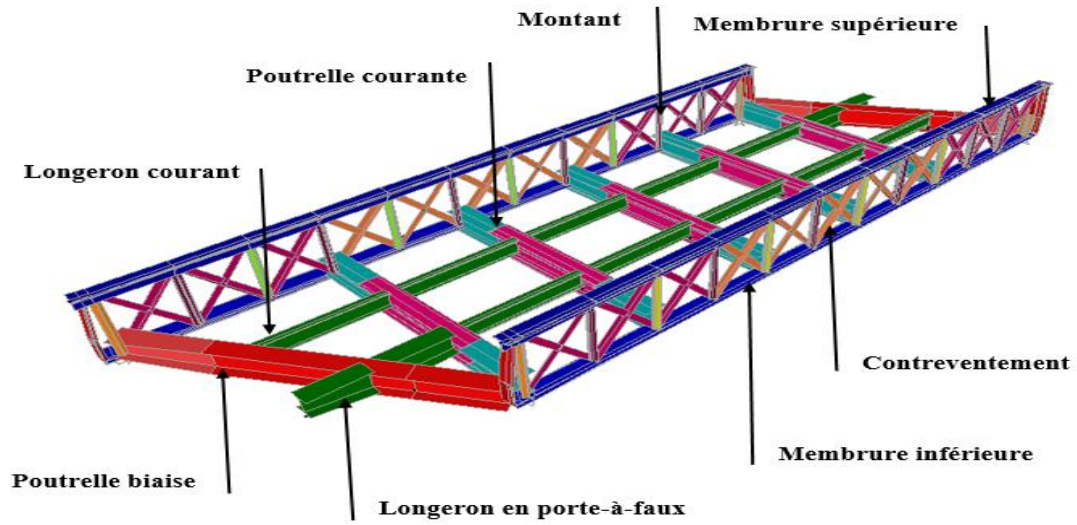


Fig.4.3 Schéma du pont et ses composantes

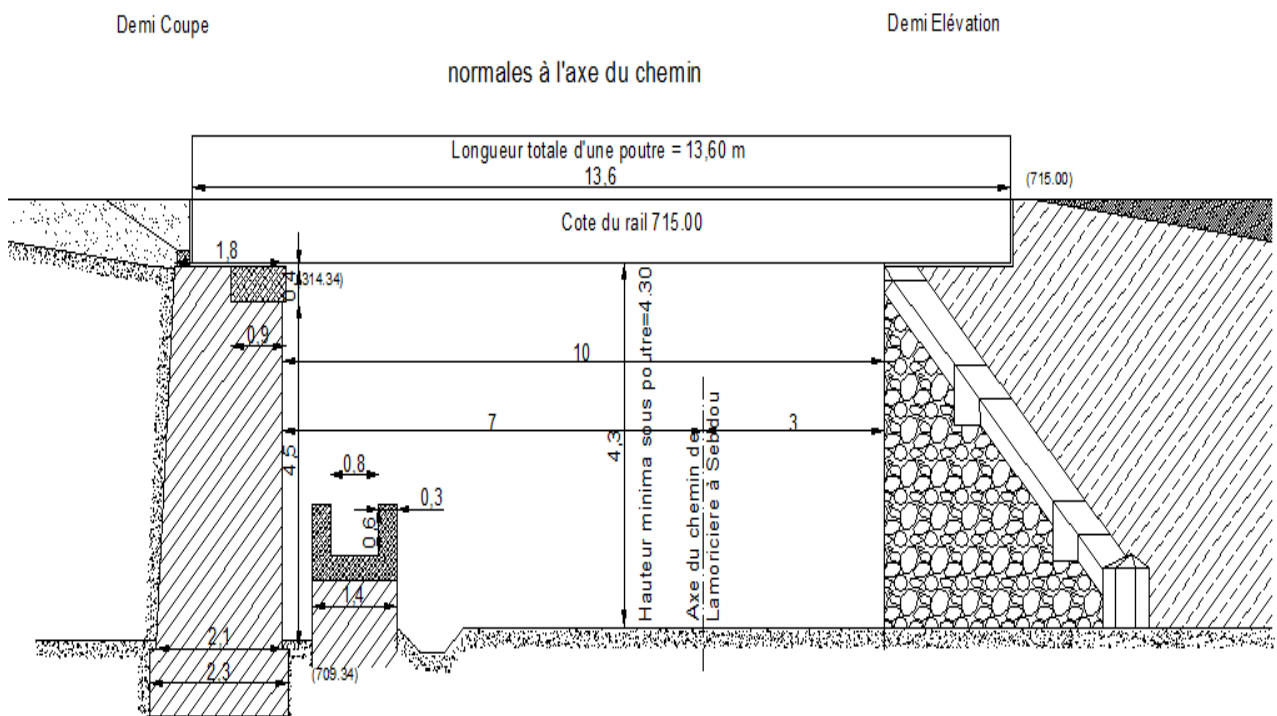


Fig.4.4 Schéma représentant les dimensions du pont ainsi que de l'ouverture

4.2.3.1 Les poutres

Elles se composent de deux membrures supérieure et inférieure de 11 panneaux contreventés en croix de Saint-André de 1.5 m de largeur, d'une longueur de 13.6 m d'axe en axe des appareils d'appui. L'espacement entre la semelle de la membrure supérieure et inférieure est de 1500 mm.

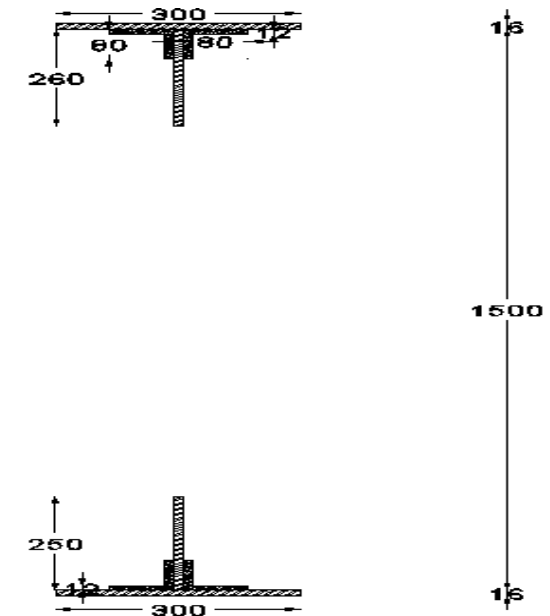


Fig.4.5 Détails géométriques de la poutre principale

4.2.3.2 Les poutrelles courantes :

Elles sont 05, perpendiculaires aux poutres principales d'une portée de 4.8m. L'espacement entre la semelle de la fibre supérieure et la fibre inférieure est de 450mm.

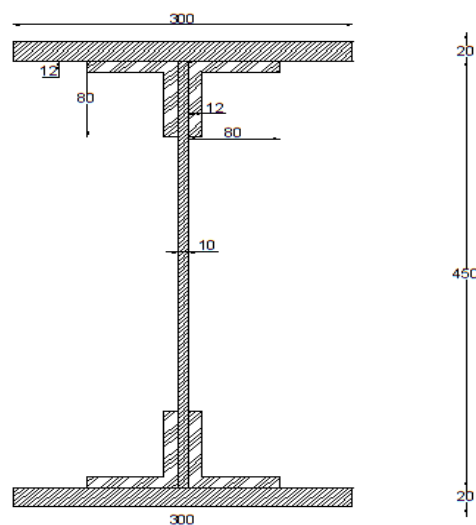


Fig.4.6 Détails géométriques de la poutrelle courante

4.2.3.3 Les poutrelles biaises

Elles sont 02 aux deux extrémités, elles ont une portée de 5.577m et un espacement entre les deux semelles de 500mm.

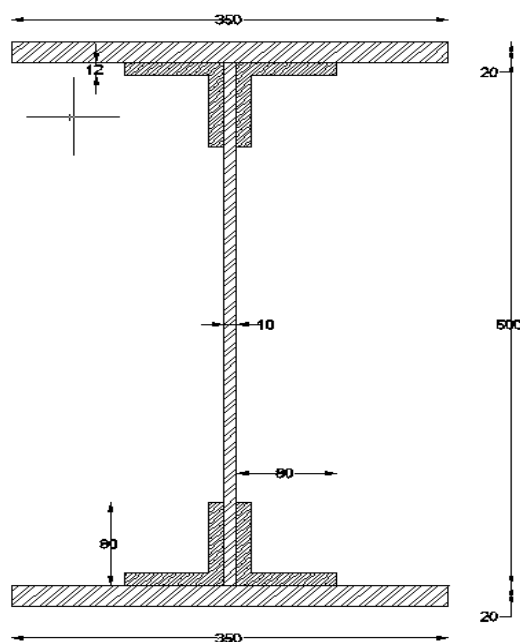


Fig.4.7 Détails géométriques de la poutrelle biaise

4.2.3.4 Les longerons courants :

Ils sont parallèles aux poutres principales, ils supportent les rails.il y en a 10 d'une portée de 2.435 m et une hauteur d'âme de 350mm.

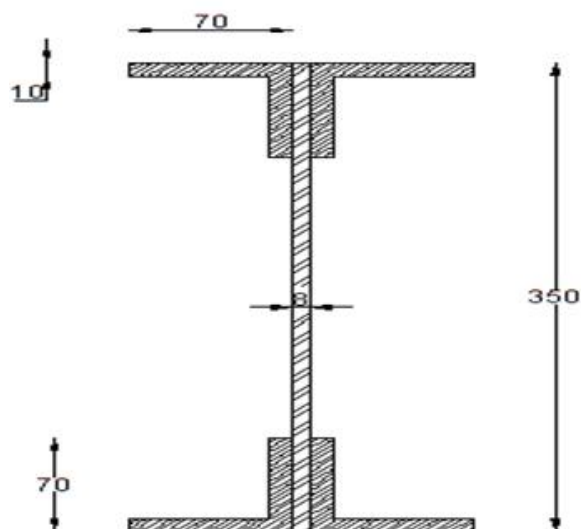


Fig.4.8 détails géométriques des longerons courants

4.2.3.5 Les longerons en porte à faux :

Ils sont 02, un de chaque extrémité d'une longueur de 1m et une hauteur d'âme dans la section ou se produit le moment fléchissant maximum de 500mm.

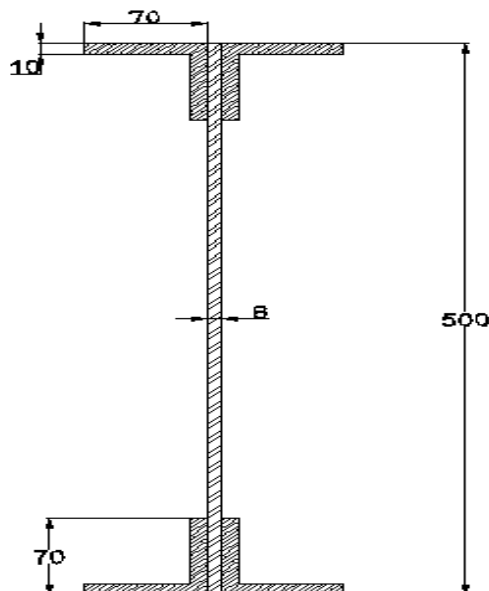


Fig.4.9 Details géométriques des longerons en porte-à-faux

4.2.3.6 Les contreventements :

Les contreventements sont latéraux du nombre de 22 en croix de saint- André. Leur section est comme dans les **figures (4.10) (4.11)**.

- Du panneau 0 à 2 et 8 à 11 ; ils sont fait de cornières L (125×90×14)

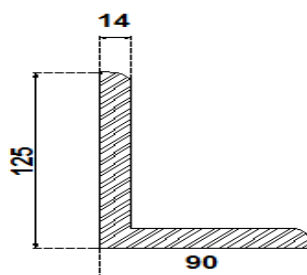


Fig.4.10 Details géométriques du contreventement

- Du panneau 2 à 8 ; ils sont fait de cornières L(125×90×11)

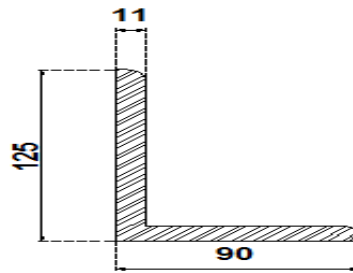


Fig.4.11 Détails géométriques du contreventement

4.2.3.7 Les montants

Ils sont 24 de sections différentes plus 04 sur les extrémités

- Les montants des extrémités ont une section comme montre la **figure 4.12**

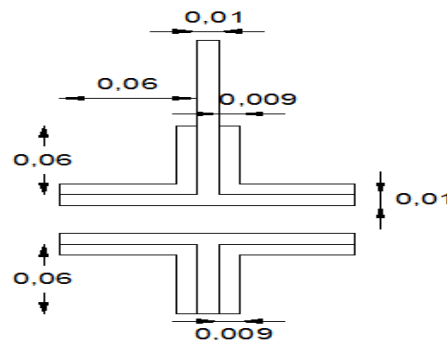


Fig.4.12 Détails géométriques des montants des extrémités

- Les montants qui viennent au-dessus des poutrelles ont la section montrée sur la **figure 4.13**

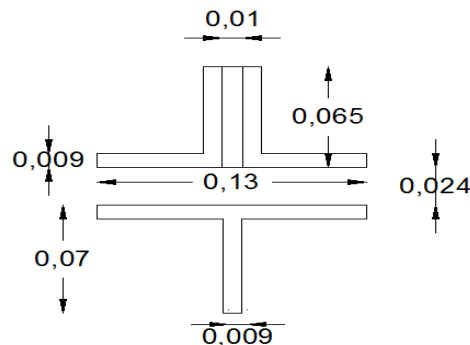


Fig.4.13 Détails géométriques des montants au-dessus des poutrelles

- Les montants au-dessous des quels il n'ya pas de poutrelles ont la section comme dans **la figure 4.14**

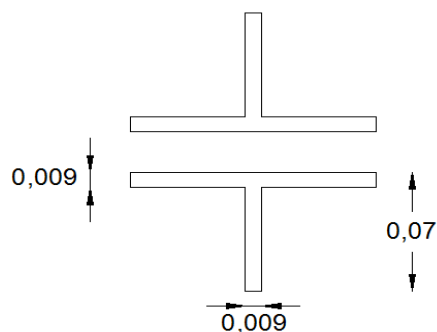


Fig.4.14 Détails géométriques des montants au-dessous des quels il n'ya pas de poutrelles

- les montants inclinés ont une section comme montre **la figure 4.15**

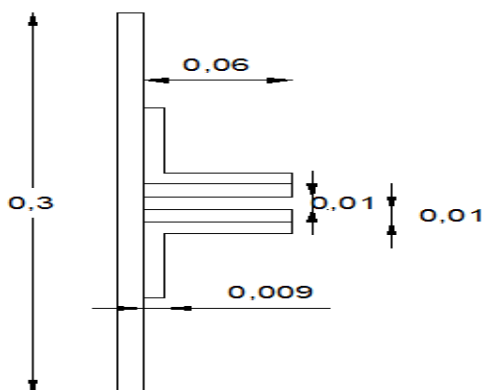


Fig.4.15 Détails géométriques des montants inclinés

4.2.3.8 Le tablier

Le tablier se compose d'une tôle métallique striée de 7 mm d'épaisseur, de rails en métal et de traverses en bois.



Photo.4.3 Tablier du pont

4.2.3.9 Les appuis

Le pont est constitué d'une seule travée et il est ainsi appuyé sur deux culées en pierres côté ouest et est.

- **Les culées**

Les culées sont construites en maçonnerie de pierre de taille. Il a une hauteur totale de 4.50m. On n'observe aucune déformation ou pathologie sur le mur.

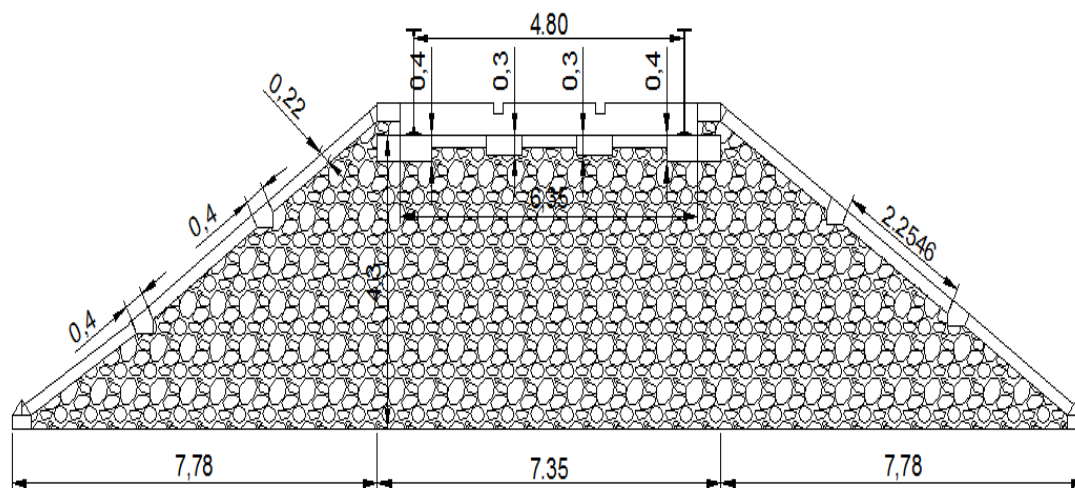


Fig.4.16 Elévation de la culée

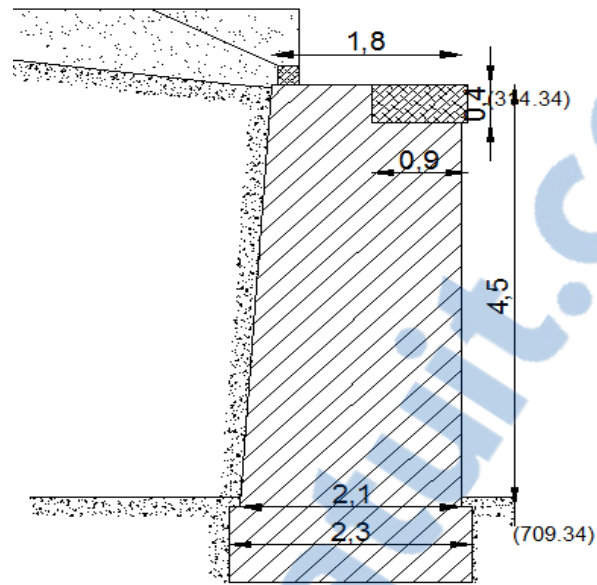


Fig.4.17 Coupe transversale de la culée

- **Les appareils d'appuis**

Les appareils d'appuis assurent la liaison mécanique entre les éléments porteurs principaux et les culées. Ils contribuent au fonctionnement de l'ensemble de l'ouvrage et transmettent aux appuis les actions provenant du tablier.

Les 4 appareils d'appuis utilisés sont à balanciers. Ils sont de deux types : simple et double.

- L'appareil d'appui double se compose d'un balancier supérieur de 450 mm de largeur et un inférieur de 500 mm. Il se situe sur la culée côté Tabia.

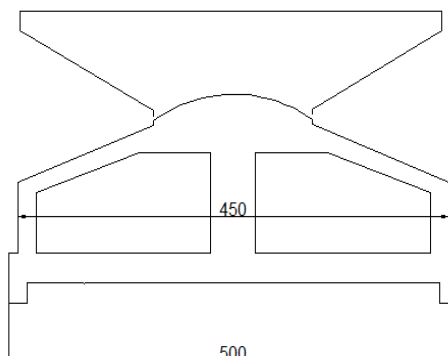


Fig.4.18 Détails géométriques de l'appareil d'appui double.

- L'appareil d'appui simple se compose d'un balancier supérieur de 450 mm de largeur, un inférieur de 500 mm de largeur et de cinq rouleaux en acier d'un diamètre de 70 mm.

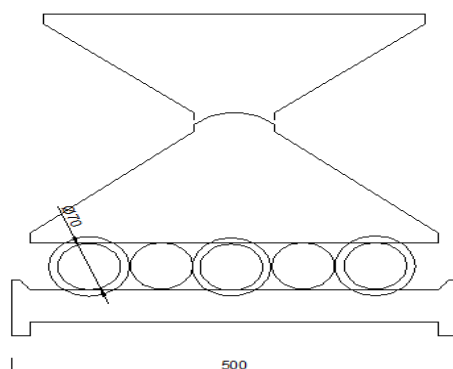


Fig.4.19 Détails géométriques de l'appareil d'appui simple.

4.2.3.10 Les matériaux utilisés

Le pont est construit à partir de deux matériaux : le fer puddlé et la maçonnerie.

➤ Fer puddlé

La charpente est constituée du matériau le plus répandu à l'époque de sa construction qui est le fer puddlé. Il présente en général de bonnes caractéristiques, mais son mode d'élaboration provoque souvent l'existence de plans d'inclusion pouvant provoquer des corrosions feuillants. Certains fers puddlés de bonne qualité s'apparentent aux aciers doux types Fe360 apparus vers 1830. Il disparaît définitivement au début du 20^{ème} siècle. Les caractéristiques du fer puddlé sont les suivantes et sont obtenues à partir d'essais faits sur des échantillons d'un pont voisins datant de la même période :

Poids volumique : 7300 kg/m³,

Coefficient de Poisson : 0.30

Résistance élastique f_y 227N/mm²

Résistance Rupture f_u : 385 N/mm²

Déformation élastique ϵ_e : 0.00118

Déformation Rupture ϵ_r : 0.082

Module d'élasticité E : 197000 N/mm² (6)

➤ Maçonnerie

La maçonnerie est utilisée pour la construction des culées. Ces dernières sont faites avec du moellon de pierre et de la pierre de taille.

4.2.4 Les pathologies de la structure

Lors de notre visite, nous avons pu constater les dégâts causés par le choc produit lors du passage du véhicule qui a percuté le pont étant plus haut que l'ouverture et donc il a pu toucher la poutre principale et une partie du tablier. L'effet du temps et de l'environnement sur l'ouvrage (écaillage de la peinture, corrosion) n'était pas aussi négligeable.

4.2.4.1 Poutres principales

Sur la poutre principale du côté de Sebdou, côté sud, la semelle de la membrure inférieure est déformée à cause du choc avec des déchirures du fer puddlé et une fissure tout le long de la largeur de la semelle inférieure a été relevée. Ces dégâts sont surtout concentrés au milieu, plus précisément sous les panneaux 4 à 9 en allant de la droite.

On remarque aussi de la corrosion sur à peu près tout le long de la semelle inférieure des deux poutres.



Photo.4.4 Poutre principale vers Sebdou



Photo.4.5 Semelle inférieure de la poutre principale vers Sebdou (partie fissurée), côté sud.

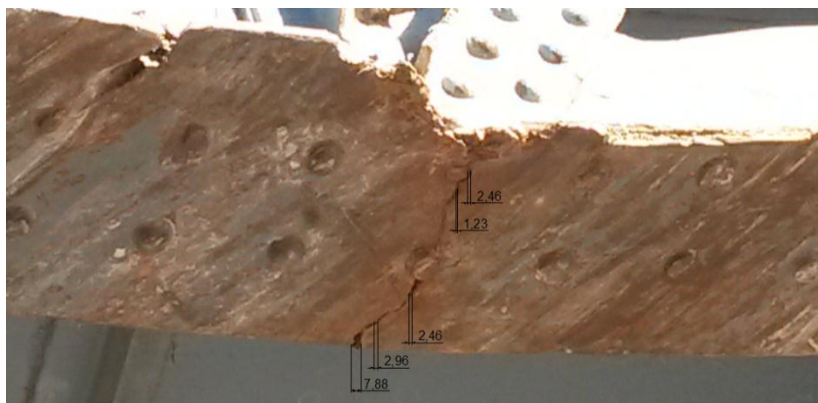


Photo.4.6 Fissure d'une largeur entre 1,23 et 7,88 mm sur la semelle inferieure de la poutre principale vers Sebdou.

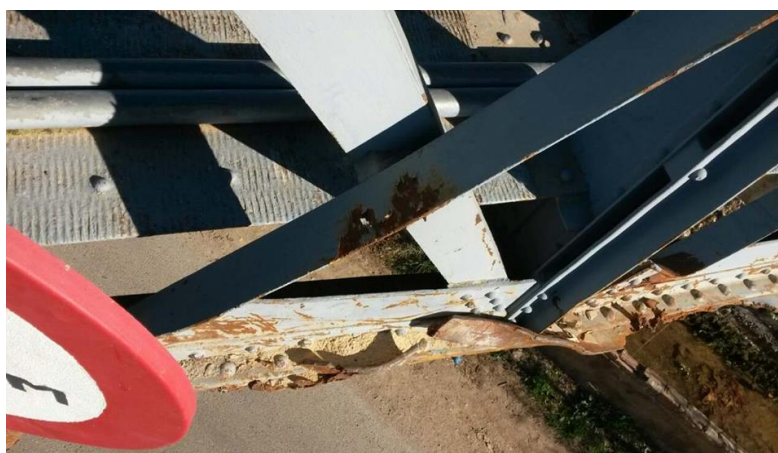


Photo.4.7 Semelle inferieure de la poutre principale endommagée vers Sebdou vue d'en haut.

De l'autre coté, sur la poutre côté nord, on ne relève pas de pathologies sur la semelle inferieure de la poutre 2, sauf quelques petites éraillures. Tandis que les semelles supérieures sont en meilleur état, planes, non déformées et beaucoup moins corrodées. L'âme de la partie inferieure de la poutre principale vers Sebdou est trouée dans le panneau 05 à partir de la droite. Les contreventements exposes à la route du coté de Sebdou des panneaux 5 et 6 en allant de la droite, sont voilés et déchirés dans les parties basses.

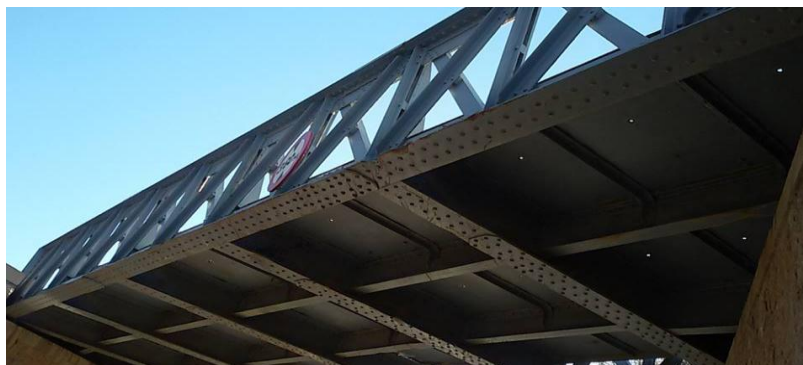


Photo.4.8 Poutre principale vers Lamoricière, côté nord.



Photo.4.9 Poutre principale vue d'en haut



Photo.4.10 Poutre principale vers Sebdu où la déchirure est visible.



photo.4.11 Membrane inferieure et contreventements de la poutre principale vers Sebdu



Photo.4.12 Barre de contreventement du panneau 05 en allant vers la gauche (coté Sebdu)

4.2.4.2 Le tablier

La tôle striée du tablier est déformée dans quelques endroits surtout du côté des panneaux les plus endommagés ou elle est arrachée et cet arrachement a déformé même les tuyaux de conduite posés au dessus.

Comme il ya de la corrosion un peu partout et même sur la partie inférieure autour des assemblages avec les cornières en double ailes



Photo.4.13 Tôle striée déformée du tablier



Photo.4.14 Tôle striée arrachée et tuyaux déformés

4.2.4.3 Les poutrelles

Les semelles inférieures des poutrelles courantes numéro 3 et 4 en allant de droite contiennent :

- Quelques déchirures et déformations
- De la corrosion à cause de l'écaillage de la peinture et ceci surtout du côté de Sebdu.



Photo.4.15 Poutrelles 03 et 04 en allant vers la gauche du coté de Sebdou

4.2.4.4 Les longerons

Les semelles des longerons numéro 3 et 4 en allant de la droite ont quelques déchirures et sont déformées du coté droit du pont.



Photo.4.16 Longerons courants



Photo.4.17 Longerons courant 3 en allant vers la gauche du coté de Sebdou

4.3 Vérification de la structure du pont sain

La vérification se fait à l'état limite de service (ELS). Il s'agit du mode de sollicitations de « tous les jours ». L'ouvrage ne doit pas subir des déformations irréversibles. Les matériaux sont employés dans leur domaine de comportement élastique.

4.3.1 Modélisation

Pour analyser au mieux le comportement d'un ouvrage il faut définir une modélisation qui doit être compatible avec le comportement de ce dernier. Le logiciel utilisé est le SAP 2000 version 14 et version 15. Ce dernier permet un calcul statique et dynamique en se basant sur la méthode des éléments finis (Fig. 4.1 et 4.2). Les différents éléments sont composés d'âmes et semelles attachées par des cornières et des rivets. La position et l'espacement des rivets dans assemblages et des poutres sont indéfinis. Nous avons négligé l'effet des assemblages rivetés. Les cornières d'attache et les goussets sont négligés, leur contribution à l'ensemble de la structure est relativement petite, si on la compare avec celle d'un longeron ou une pièce de pont.

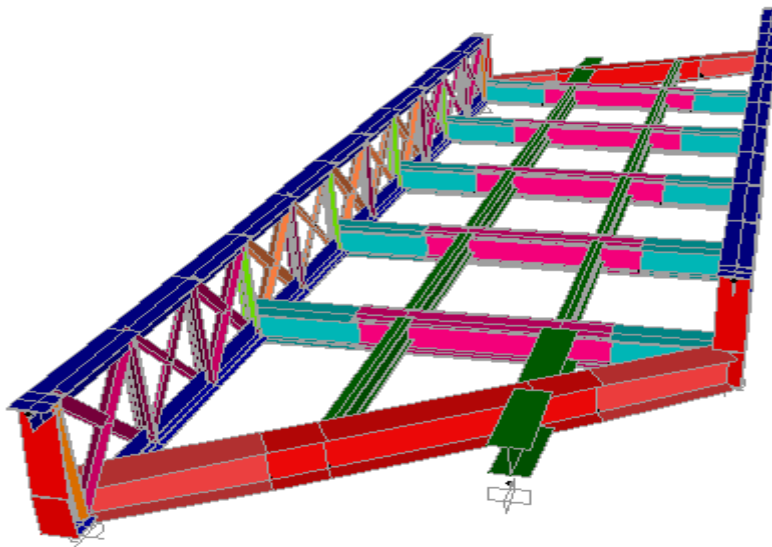


Fig.4.20 Modélisation du pont métallique en éléments finis 3D

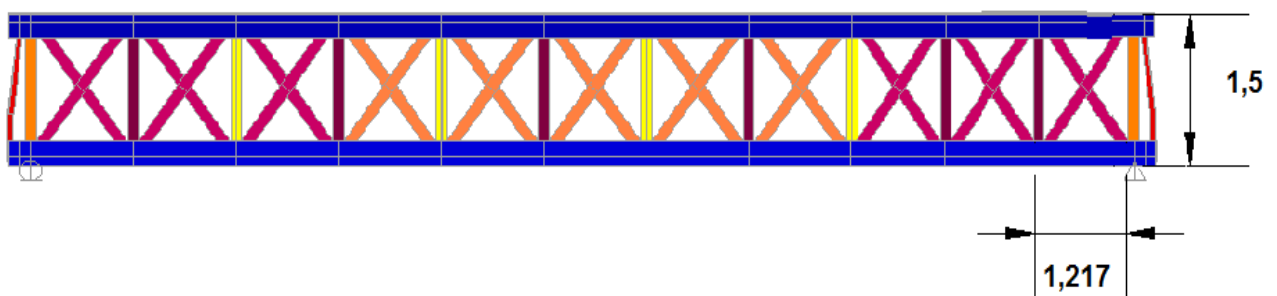


Fig.4.21 Modélisation du pont métallique en éléments finis 3D

4.3.2 Evaluation des charges et surcharges

- Les charges permanentes proviennent du poids propre de la structure et du rail, traverses en bois.
 - Rail métallique: $G=0.80$ KN/ml ;
 - Traverses en bois : $G=1.0$ KN/ml.
- Pour les surcharges d'exploitation, la base de données de la SNT
-
- F nous permet de définir trois types de trains comme l'indique le tableau suivant

Période de Trafic	Année	Train	
		type	Train/jour
1890-1940	50	1	4
		2	4
1940-1990	50	3	4
1990-2007	17	3	8
2007-2017	6	3	12

Tableau 4.1 Données de circulation ferroviaire sur la ligne Tabia-Tlemcen.

Les trains type 1 et 2 sont ceux du 19^{ème} siècle. Le train type 3 est le train normalisé du 20^{ème} siècle (UIC 71).

4.3.3 Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche est un moyen simple pour la vérification des poutres.

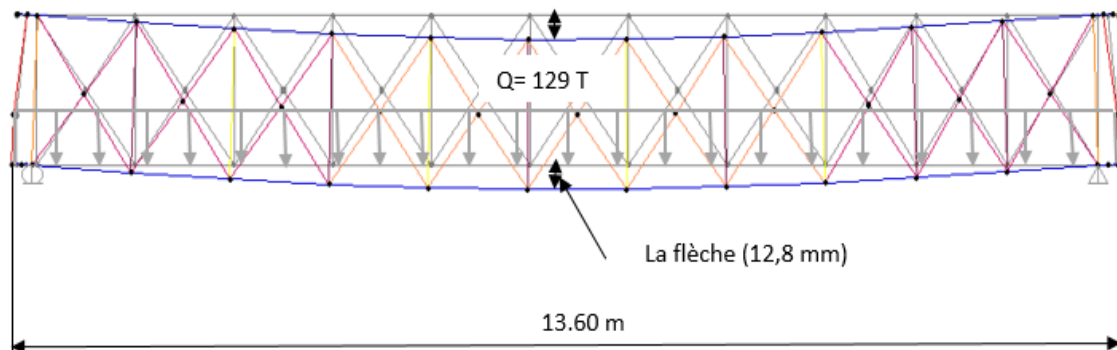


Fig.4.22 Déformée du pont aux ELS.

$$\text{Flèche maximale : } f = \frac{5QL^4}{384EI} \quad (4.1)$$

Q : La surcharge d'exploitation en N/mm

L : La longueur de la poutre en mm

I : Le moment d'inertie en mm^4

E : Le module d'élasticité du fer puddlé en N/mm^2

La limite de la flèche pour un pont est de $\frac{L}{300}$

Le calcul a donné :

$$f = 12,8 \text{ mm (Sap2000)} < \frac{L}{300} = 45,33 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4.3.4 Calculs et vérifications du pont sain à l'état limite de service

On détermine la contrainte à l'ELS pour tous les éléments du pont en prenant en compte les surcharges suivantes :

a. La charge mobile du train (UIC71)

Vu la variation des types de trains qui exploitent cette ligne ferroviaire et l'ignorance des trains futurs, il était logique de vérifier la résistance du pont en considérant le train type, standard, utilisé dans les normes et règlements en vigueur.

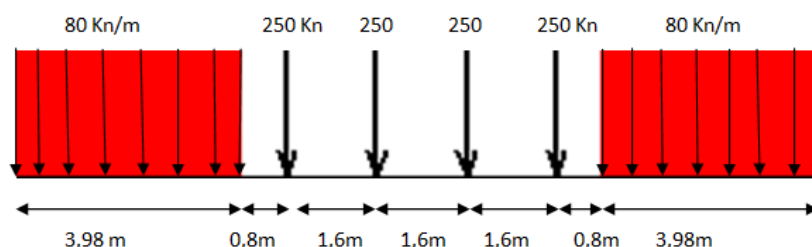


Fig.4.23 Charge mobile sur la longueur du pont (UIC71)

b. La charge sismique

L'analyse sismique des structures se fait généralement par analyse modale spectrale. Dans cette méthode, le calcul est multi- modale dans chaque direction et s'exerce sur les trois directions. Pour ce calcul, il faut d'abord modéliser la structure, déterminer le spectre de réponse élastique, calculer les combinaisons sismiques, choisir le nombre de modes et ensuite calculer les fréquences et modes propres.

Dans le cas de notre étude, on ne prend en compte que le séisme transversal car dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport aux appuis (culées).

i. Données et règlement de calcul

Le règlement utilisé est le RPOA 2008 (7) (règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art).

– Classification du pont

Le pont enjambe la voie de grande communication Sebdou à Lamoricière et porte une voie ferroviaire, donc il appartient au Groupe 2 : Pont Important (RPOA2008).

– Classification de la zone

Wilaya de Tlemcen → **Zone 1** : faible activité sismique. [ANNEXE A]

– **Coefficient d'accélération de la zone**

Groupe 2, Zone 1 → $A=0,12$. (RPOA2008) [ANNEXE B]

– **Classification du site**

Catégorie S3 : (site meuble) : dépôts de sables et graviers moyennement denses ou argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 20m de profondeur.

ii. **Détermination des actions sismiques**

L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte sous deux aspects :

- Une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions de l'espace ;
- Un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions de l'espace.

Ce déplacement différentiel dépend de la distance entre les points et des caractéristiques géotechniques et topographiques du site.

Pour le mouvement sismique de calcul, la translation d'ensemble est définie par le coefficient d'accélération de zone A , un spectre de réponse horizontal valable pour les deux composantes horizontales du mouvement et un spectre de réponse verticale valable pour la composante verticale du mouvement.

Pour ce projet, on ne prendra en compte que la composante verticale du mouvement.

Les spectres de réponses, élastiques ou de dimensionnement, dépendent de la catégorie du site de l'ouvrage, du coefficient d'accélération de zone A et du taux d'amortissement critique ξ par le biais du facteur de correction d'amortissement ($\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$).

iii. **Spectre de réponse élastique**

Le spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique.

Composante verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini pour un taux d'amortissement $\xi = 4\%$ ($\eta = 1,85$)

$$S_{ae}^V(T)(m/s^2) = \begin{cases} \alpha \cdot A \cdot g \left(\frac{1,5T}{T_1} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \cdot \alpha \cdot A \cdot g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \alpha \cdot A \cdot g \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \cdot \alpha \cdot A \cdot g \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.2)$$

G : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

A : Coefficient d'accélération de la zone (A=0,12)

α : Coefficient qui tient de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité

$\alpha = 0,7$ pour la zone 1

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site données dans le tableau suivant

Site	S3
T₁	0,20
T₂	0,40
S	1,2

Tableau.4.2 Valeurs caractéristiques du site meuble de l'ouvrage

Le calcul a donné les résultats suivants

$$S_{ae}^V(T)(m/s^2) = \begin{cases} 0,7 \times 0,12 \times 9,81 \left(\frac{1,5T}{0,20} \right) & 0 \leq T \leq 0,20 \\ 2,06 & 0,20 \leq T \leq 0,40 \\ \left(\frac{0,82}{T} \right) & 0,40 \leq T \leq 3,0s \\ \left(\frac{2,47}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

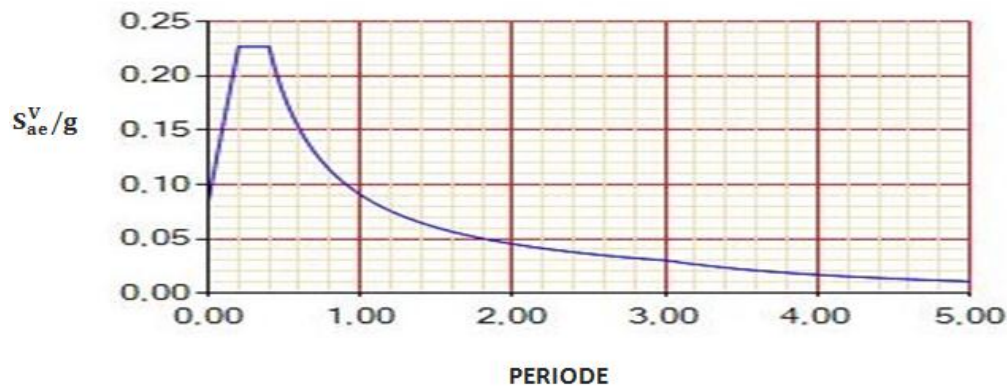


Fig.4.24 Spectre de réponse élastique (composante verticale)

iv. Combinaisons des composantes de l'action sismique

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E , du à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et l'axe vertical Z , peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets de différentes composantes du au mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\begin{aligned}
 E &= E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \\
 E &= E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z \\
 E &= E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y
 \end{aligned}
 \tag{4.3}$$

Ou :

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X , Y et Z .

Pour notre étude nous avons pris $E = E_z$ car c'est la valeur maximale.

Combinaisons des actions de calcul

$$\begin{aligned}
 G + E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z & \quad C1 \\
 G + E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z & \quad C2 \\
 G + E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y & \quad C3
 \end{aligned}$$

G : Valeur nominale des charges permanentes

E : Action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique.

La combinaison de calcul avec laquelle nous avons travaillé est donc $G+E$ ou $E = E_z$.

On vérifie la résistance avec la charge permanente et les combinaisons suivantes :

- $G+Q$
- $G+E$
- $G+0.8Q+E$

G : Valeur nominale des charges permanentes ;

Q : Surcharge d'exploitation ;

E : Charge sismique.

Les résultats des contraintes maximales des combinaisons sont dressés dans les tableaux suivants pour les contraintes et les modes propres de vibration :

Poutre 1		G	G+Q	G+E	G+0,8*Q+E
Membrure supérieure	M_{\max} (Kn. m)	0,6342	8,7828	1,163	7,746
	N_{cores} (Kn)	-80,824	-929,296	-142,581	-821,359
	σ (N/mm ²)	-10,539	-119,927	-18,555	-106,012
	N_{\max} (Kn)	-82,506	-944,019	-143,329	-832,540
	M_{cores} (Kn. m)	0,6187	8,4116	0,511	7,344
	σ (N/mm ²)	-10,539	-122,255	-19,205	-107,881
Membrure inférieure	M_{\max} (Kn. m)	0,9664	15,9799	2,116	14,127
	N_{cores} (Kn)	67,580	782,845	120,246	692,458
	σ (N/mm ²)	10,068	120,653	18,248	106,716
	N_{\max} (Kn)	69,313	797,144	121,348	703,613
	M_{cores} (Kn. m)	0,5308	9,699	1,027	8,477
	σ (N/mm ²)	9,940	117,340	17,485	103,501
Montant entre poutrelles	N(Kn)	1,035	7,361	1,527	6,653
	σ (N/mm ²)	0,304	2,165	0,449	1,957
Montant au dessus des poutrelles	N(Kn)	4,101	85,705	9,938	75,222
	σ (N/mm ²)	0,911	19,045	2,208	16,716
Montant d'extrémité	N(Kn)	-14,773	-143,218	-23,807	-126,563
	σ (N/mm ²)	-1,728	-16,750	-2,784	-14,803
Montant d'extrémité incliné	M_{\max} (Kn. m)	-0,1053	-1,1244	-0,183	0,998
	N_{cores} (Kn)	-2,39	-31,639	-4,297	-27,696
	σ (N/mm ²)	0,845	11,061	-1,516	-8,775
	N_{\max} (Kn)	-2,995	-26,461	-4,749	-28,148
	M_{cores} (Kn. m)	-0,0781	-0,3291	-0,011	-0,071
	σ (N/mm ²)	1,034	-8,971	-1,588	-9,415
Diagonale des panneaux 0 à 2 et 8 à 11	M_{\max} (Kn. m)	0,0501	0,8081	0,104	0,710
	N_{cores} (Kn)	13,032	153,280	22,795	134,994
	σ (N/mm ²)	4,876	58,425	8,609	54,447
	N_{\max} (Kn)	-20,857	-209,536	-38,984	-220,232
	M_{cores} (Kn. m)	0,0167	0,1646	-0,070	0,168
	σ (N/mm ²)	-7,330	-73,656	-14,196	-74,787
Diagonale des panneaux 2 à 8	M_{\max} (Kn. m)	0,587	0,8857	0,119	0,780
	N_{cores} (Kn)	3,065	65,043	4,175	53,757
	σ (N/mm ²)	1,439	28,349	1,870	24,017
	N_{\max} (Kn)	9,877	144,0	18,495	125,793
	M_{cores} (Kn. m)	0,0426	0	-0,134	0
	σ (N/mm ²)	4,523	62,609	8,231	56,057

Tableau 4.3 Contraintes des éléments de la poutre vers Sebdu (poutre1)

Poutre 2		G	G+Q	G+E	G+0,8*Q+E
Membrure supérieure	M_{\max} (Kn. m)	0,675	9,749	1,335	8,656
	N_{cores} (Kn)	-83,149	-914,669	-134,955	-765,869
	σ (N/mm ²)	-10,823	-117,112	-17,366	-97,646
	N_{\max} (Kn)	-83,149	9,749	-150,455	-860,651
	M_{cores} (Kn. m)	0,675	-914,669	1,165	5,143
	σ (N/mm ²)	-10,823	-117,112	-19,632	-113,579
Membrure inférieure	M_{\max} (Kn. m)	0,9702	16,049	1,955	14,013
	N_{cores} (Kn)	77,969	893,234	140,407	792,619
	σ (N/mm ²)	11,494	135,833	20,875	120,341
	N_{\max} (Kn)	77,969	893,234	140,407	792,619
	M_{cores} (Kn. m)	0,9702	16,049	1,955	14,013
	σ (N/mm ²)	11,494	135,833	20,875	120,341
Montant entre poutrelles	N (Kn)	0,694	3,974	9,276	6,790
	σ (N/mm ²)	0,204	1,169	-0,278	1,997
Montant au dessus des poutrelles	N (Kn)	3,718	81,558	-0,945	71,548
	σ (N/mm ²)	0,826	18,124	2,061	15,899
Montant d'extrémité	N (Kn)	-15,806	-154,754	-26,050	-137,208
	σ (N/mm ²)	-1,849	-18,099	-3,047	-16,047
Montant d'extrémité incliné	M_{\max} (Kn. m)	-0,1024	-0,9722	-0,161	-0,857
	N_{cores} (Kn)	-4,332	-40,289	-0,005	-35,144
	σ (N/mm ²)	-1,491	-13,874	-0,0754	-12,107
	N_{\max} (Kn)	-4,332	-40,293	-6,828	-35,596
	M_{cores} (Kn. m)	-0,0232	-0,1845	-0,036	-0,165
	σ (N/mm ²)	-1,455	-13,515	-2,292	-11,941
Diagonale des panneaux 0 à 2 et 8 à 11	M_{\max} (Kn. m)	0,0523	0,8324	0,109	0,733
	N_{cores} (Kn)	13,553	158,636	24,110	140,300
	σ (N/mm ²)	5,072	60,448	9,101	53,445
	N_{\max} (Kn)	-23,342	-259,176	37,101	-229,442
	M_{cores} (Kn. m)	0,0056	0,1810	0	0,159
	σ (N/mm ²)	-8,267	-91,216	13,184	-80,757
Diagonale des panneaux 2 à 8	M_{\max} (Kn. m)	0,0633	0,9329	0,126	0,812
	N_{cores} (Kn)	0,701	-47,019	-1,361	45,395
	σ (N/mm ²)	0,324	-21,299	-0,596	20,293
	N_{\max} (Kn)	9,976	150,500	19,971	132,045
	M_{cores} (Kn. m)	0	0	0	0
	σ (N/mm ²)	4,534	68,409	8,899	58,844

Tableau 4.4 Contraintes des éléments de la poutre vers Lamoricière (poutre2)

		G	G+Q	G+E	G+0,8*Q+E
poutrelle	M_{\max} (Kn. m)	12,114	277,166	35,173	292,121
	N_{cores} (Kn)	0,197	5,039	0,508	2,429
	σ (N/mm ²)	1,730	66,297	8,405	69,699
	N_{\max} (Kn)	0,410	5,039	4,299	6,709
	M_{cores} (Kn. m)	9,824	277,166	11,663	38,288
	σ (N/mm ²)	1,418	66,297	3,037	9,522
longeron	M_{\max} (Kn. m)	-12,102	-197,978	-20,318	-171,921
	N_{cores} (Kn)	-10,824	-119,345	-17,276	-107,551
	σ (N/mm ²)	-6,064	-90,721	-10,049	-79,357
	N_{\max} (Kn)	-10,824	-119,345	-20,735	-107,551
	M_{cores} (Kn. m)	-12,102	-197,978	-23,220	-171,921
	σ (N/mm ²)	-6,064	-90,721	-10,049	-79,357
Longeron en porte à faux	M_{\max} (Kn. m)	-22,001	-354,309	-36,502	-302,348
	N_{cores} (Kn)	-15,436	13,568	-28,424	-160,466
	σ (N/mm ²)	-10,401	-128,954	-17,670	-135,343
	N_{\max} (Kn)	-15,571	-180,523	-28,560	-160,601
	M_{cores} (Kn. m)	-12	50,688	-23,262	-170,949
	σ (N/mm ²)	-6,724	-7,813	-7,802	-86,799
Poutrelle biaisée	M_{\max} (Kn. m)	6,619	174,105	10,593	83,173
	N_{cores} (Kn)	-1,016	-10,920	-16,670	-80,179
	σ (N/mm ²)	0,818	22,350	-0,517	-6,180
	N_{\max} (Kn)	-11,848	-236,566	-18,119	-197,894
	M_{cores} (Kn. m)	4,927	146,843	6,782	120,314
	σ (N/mm ²)	0,00002	6,884	-0,060	5,427

Tableau 4.5 Contraintes dans les autres éléments du pont

- **Vérification au cisaillement des éléments les plus sollicités**

La vérification se fait comme suit :

$$\sigma_{\text{cisaillement}} = \frac{V}{A_v} \leq 0,58 f_y \quad (4.6)$$

A_v : aire de cisaillement de l'âme pour la section en I

V : effort tranchant

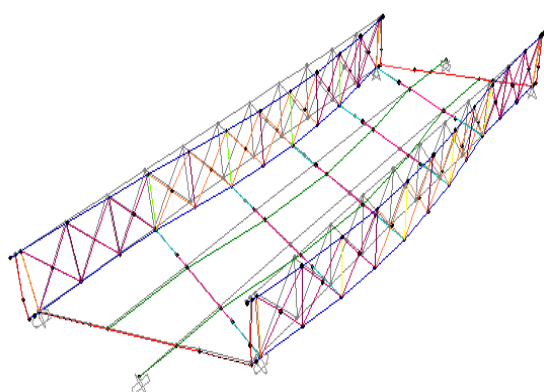
f_y : limite d'élasticité du fer puddlé $f_y=227 \text{ N/mm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{.poutrelle} \rightarrow \sigma_{\text{cisaillement}} = \frac{194201}{4500} = 43,155 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,58 * 227 = 131,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \text{.poutrelle biaisée} \rightarrow \sigma_{\text{cisaillement}} = \frac{54313}{5000} = 10,86 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 131,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \text{.longeron} \rightarrow \sigma_{\text{cisaillement}} = \frac{240329}{2800} = 85,832 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 131,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \text{.longeron en porte - à - faux} \rightarrow \sigma_{\text{cisaillement}} = \frac{346405}{5000} = 69,28 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 131,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{array} \right.$$

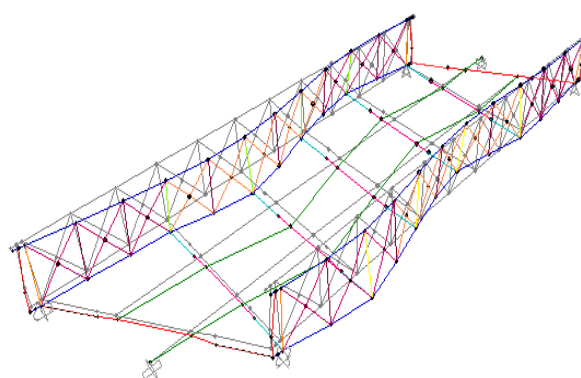
La condition est vérifiée pour tous les éléments

Mode	Période T (seconde)	Fréquence f (Hertz)	Pulsation ω (rad/sec)	Type de déformation
1	0,299096	3,343408	21,00725	déplacement latéral suivant x
2	0,146652	6,818864	42,84418	Torsion suivant x
3	0,141071	7,088629	44,53917	Torsion suivant x
4	0,100768	9,923785	62,35298	Flexion suivant y
5	0,090397	11,06231	69,50657	torsion suivant x
6	0,079785	12,53368	78,75146	Torsion suivant x
7	0,076486	13,07429	82,14817	Flexion suivant z
8	0,073834	13,54389	85,09881	Torsion suivant x
9	0,065261	15,32309	96,27779	Flexion suivant y
10	0,064452	15,51542	97,48627	Torsion suivant z
11	0,062804	15,92255	100,0443	Torsion suivant z
12	0,055748	17,93786	112,7069	Torsion suivant x
13	0,051143	19,55302	122,8552	Translation suivant y
14	0,049489	20,20651	126,9612	Torsion suivant z
15	0,049127	20,35541	127,8968	Torsion suivant z
16	0,048537	20,60284	129,4514	Torsion suivant z
17	0,044808	22,31744	140,2246	Torsion suivant z
18	0,043673	22,89744	143,8689	Translation suivant y
19	0,039427	25,36333	159,3625	Torsion suivant x
20	0,038561	25,93294	162,9414	Torsion suivant x
21	0,037676	26,54209	166,7689	Torsion suivant x
22	0,037507	26,66169	167,5203	Torsion suivant x
23	0,037054	26,98764	169,5683	Torsion suivant x
24	0,036814	27,16358	170,6738	Translation suivant y
25	0,034042	29,37548	184,5716	Torsion suivant x

Tableau 4.6 Les modes propres de vibration du pont.



Mode 1



mode 2

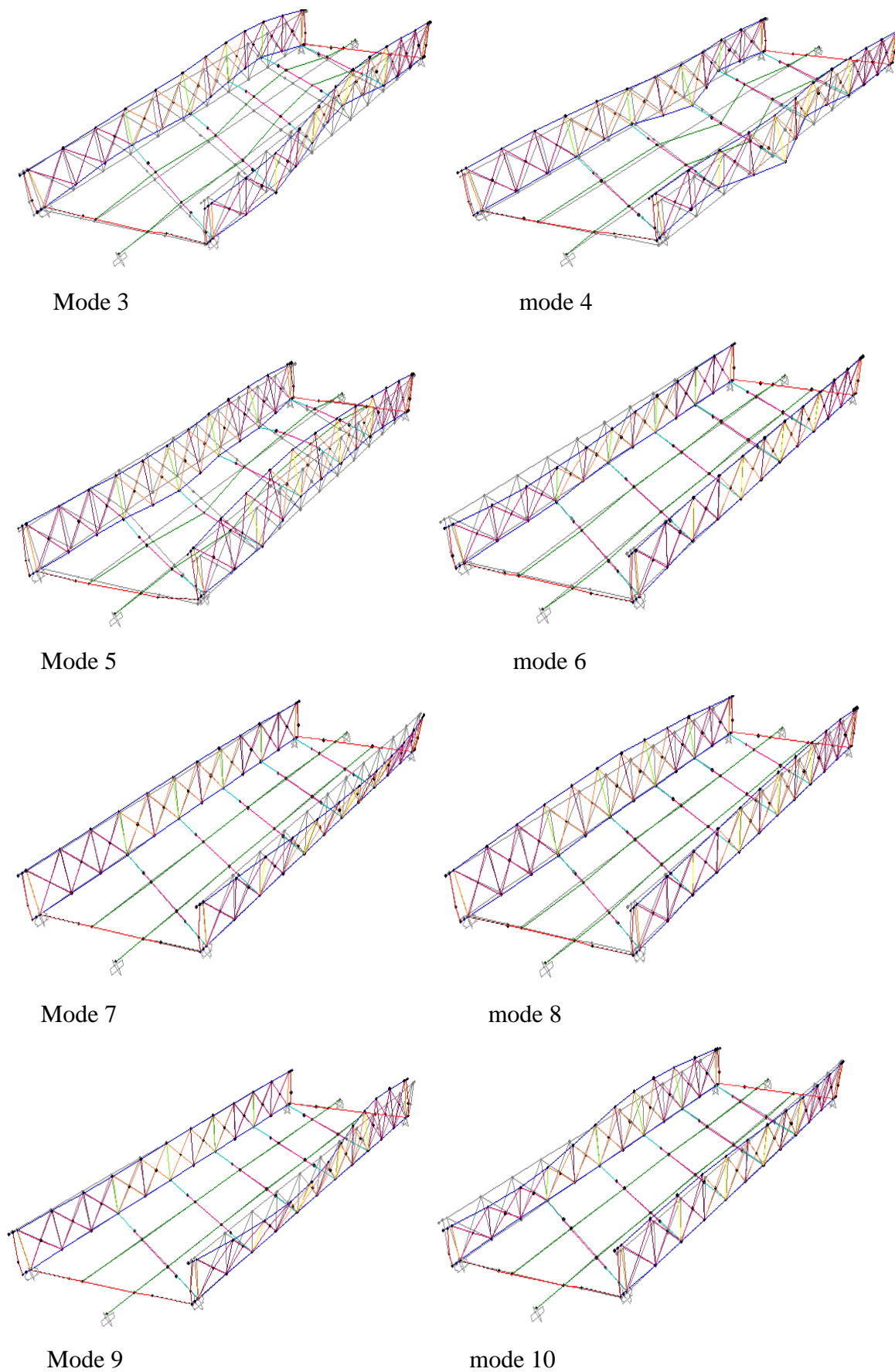


Fig.4.25 Les dix premiers modes de vibration du pont

4.3.5 Effet de la température

On adopte les variations de température uniformes suivantes :

En Algérie du nord (climat tempéré) +35° C et -15°C (8).

La dilatation pour une température de 35°c est de 6 mm et pour -15 °C, il y'a un rétrécissement de 2mm.

Les combinaisons de vérifications sont les suivantes :

- combinaisons rares :

$$G + Q + 0,6 T$$

$$G + T$$

- combinaison fréquente :

$$G + 0,8 Q + 0,6 T \quad (9)$$

Les résultats des contraintes maximales sont dressés dans les tableaux suivants :

- pour $T= 35^{\circ}\text{C}$:

Poutre 1		G+T35	G+Q+0,6T35	G+0,8Q+0,6T35
Membrane supérieure	M_{\max} (Kn. m)		8,239	6,579
	N_{cores} (Kn)		-909,386	-739,613
	σ (N/mm ²)	17,665	-117,656	-95,793
	N_{\max} (Kn)		-919,342	-747,454
	M_{cores} (Kn. m)		7,696	4,470
	σ (N/mm ²)		-119,476	-98,638
Membrane inférieure	M_{\max} (Kn. m)		19,253	16,297
	N_{cores} (Kn)		576,333	431,118
	σ (N/mm ²)	-179,629	95,112	72,738
	N_{\max} (Kn)		586,016	438,710
	M_{cores} (Kn. m)		2,219	-4,592
	σ (N/mm ²)		80,239	56,242
Montant entre poutrelles	N (Kn)		21,030	19,782
	σ (N/mm ²)	8,012	6,185	5,818
Montant au dessus des poutrelles	N (Kn)		92,328	75,885
	σ (N/mm ²)	9,723	20,517	16,863
Montant d'extrémité	N (Kn)		-120,559	-94,640
	σ (N/mm ²)	14,010	-14,100	-11,069
Montant d'extrémité incliné	M_{\max} (Kn. m)		-1,145	-0,969
	N_{cores} (Kn)		-48,944	-43,180
	σ (N/mm ²)	-15,128	-16,838	-14,837
	N_{\max} (Kn)		-49,396	-43,632
	M_{cores} (Kn. m)		-0,361	-0,305
	σ (N/mm ²)		-16,630	-14,683
Diagonale des Panneaux 0 à 2 et 8 à 11	M_{\max} (Kn. m)		0,774	0,622
	N_{cores} (Kn)		144,420	116,376
	σ (N/mm ²)	-19,434	55,110	42,197
	N_{\max} (Kn)		-250,819	-205,317
	M_{cores} (Kn. m)		0,172	0,134
	σ (N/mm ²)		-88,290	-73,632
Diagonale des panneaux 2 à 8	M_{\max} (Kn. m)		0,845	0,679
	N_{cores} (Kn)		-51,383	-41,760
	σ (N/mm ²)	-16,531	-22,831	-18,556
	N_{\max} (Kn)		135,736	108,923
	M_{cores} (Kn. m)		0	0
	σ (N/mm ²)		60,488	48,539

Tableau 4.7 Contraintes dans les éléments de la poutre 1 pour $T= 35^{\circ}\text{C}$

Poutre 2		G+T35	G+Q+0,6T35	G+0,8Q+0,6T35
Membrane supérieure	M_{max} (Kn. m)		9,488	8,019
	N_{cores} (Kn)		-899,834	-698,919
	σ (N/mm ²)	17,104	-115,299	-89,010
	N_{max} (Kn)		-959,778	-782,409
	M_{cores} (Kn. m)		6,983	5,707
	σ (N/mm ²)		-125,614	-102,388
Membrane inférieure	M_{max} (Kn. m)		15,265	12,342
	N_{cores} (Kn)		906,851	742,029
	σ (N/mm ²)	-100,437	137,041	112,008
	N_{max} (Kn)		906,851	742,029
	M_{cores} (Kn. m)		15,265	12,342
	σ (N/mm ²)		137,041	112,008
Montant entre poutrelles	N (Kn)		-8,718	-7,105
	σ (N/mm ²)	-3,386	-2,564	-2,089
Montant au dessus des poutrelles	N (Kn)		74,272	64,220
	σ (N/mm ²)	-7,892	16,504	14,271
Montant d'extrémité	N (Kn)		-138,059	-111,201
	σ (N/mm ²)	3,288	-16,147	-13,006
Montant d'extrémité incliné	M_{max} (Kn. m)		-1,112	-0,942
	N_{cores} (Kn)		-44,760	-39,940
	σ (N/mm ²)	-16,391	-15,428	-13,744
	N_{max} (Kn)		-45,212	-40,392
	M_{cores} (Kn. m)		-0,333	-0,285
	σ (N/mm ²)		-15,223	-13,594
Diagonale des Panneaux 0 à 2 et 8 à 11	M_{max} (Kn. m)		0,828	0,671
	N_{cores} (Kn)		156,673	127,652
	σ (N/mm ²)	13,836	59,728	48,647
	N_{max} (Kn)		-255,291	-208,010
	M_{cores} (Kn. m)		0,198	0,162
	σ (N/mm ²)		-89,752	-73,126
Diagonale des panneaux 2 à 8	M_{max} (Kn. m)		0,924	0,749
	N_{cores} (Kn)		55,904	55,314
	σ (N/mm ²)	8,652	24,985	24,708
	N_{max} (Kn)		148,281	120,266
	M_{cores} (Kn. m)		0	0
	σ (N/mm ²)		66,078	53,594

Tableau 4.8 Contraintes des éléments de la poutre 2 (vers Lamoricière)

		G+T35	G+Q+0,6*T35	G+0,8*Q+0,6T35
poutrelle	M_{\max} (Kn. m)		331,511	266,745
	N_{cores} (Kn)		4,235	4,499
	σ (N/mm ²)	-223,042	79,187	63,783
	N_{\max} (Kn)		133,543	123,782
	M_{cores} (Kn. m)		35,772	32,663
	σ (N/mm ²)		16,610	15,278
longeron	M_{\max} (Kn. m)		-222,323	-180,494
	N_{cores} (Kn)		-330,798	-329,577
	σ (N/mm ²)	-154,702	-130,815	-115,176
	N_{\max} (Kn)		-581,195	-561,057
	M_{cores} (Kn. m)		-210,688	-168,882
	σ (N/mm ²)		-163,338	-144,925
Longeron en porte à faux	M_{\max} (Kn. m)		-398,683	-324,730
	N_{cores} (Kn)		-787,397	-757,776
	σ (N/mm ²)	-113,631	263,437	231,455
	N_{\max} (Kn)		-789,481	-757,868
	M_{cores} (Kn. m)		-210,763	-169,212
	σ (N/mm ²)		-193,996	-173,990
Poutrelle biaise	M_{\max} (Kn. m)		182,300	147,888
	N_{cores} (Kn)		22,652	22,457
	σ (N/mm ²)	-211,296	25,196	20,655
	N_{\max} (Kn)		-630,005	-580,626
	M_{cores} (Kn. m)		-161,978	-50,511
	σ (N/mm ²)		-54,486	-37,210

Tableau 4.9 Contraintes dans les autres éléments du pont

- pour $T = -15^{\circ}\text{C}$:

Poutre 1		G+T15	G+Q+0,6T15	G+0,8Q+0,6T15
Membrane supérieure	M_{\max} (Kn. m)		8,890	7,229
	N_{cores} (Kn)		-912,313	-742,540
	σ (N/mm ²)	-8,306	-117,511	-95,649
	N_{\max} (Kn)		-925,104	-753,216
	M_{cores} (Kn. m)		8,543	5,338
	σ (N/mm ²)		-126,726	-98,699
Membrane inférieure	M_{\max} (Kn. m)		13,770	10,815
	N_{cores} (Kn)		865,848	720,633
	σ (N/mm ²)	78,099	118,609	98,716
	N_{\max} (Kn)		878,640	731,334
	M_{cores} (Kn. m)		5,026	9,870
	σ (N/mm ²)		120,361	100,182
Montant entre poutrelles	N(Kn)		-9,773	-8,456
	σ (N/mm ²)	-3,192	-2,874	-2,487
Montant au dessus des poutrelles	N(Kn)		81,586	65,143
	σ (N/mm ²)	-4,333	18,130	14,476
Montant d'extrémité	N(Kn)		-150,771	-124,852
	σ (N/mm ²)	-7,351	-17,634	-14,852
Montant d'extrémité incliné	M_{\max} (Kn. m)		-0,867	-0,691
	N_{cores} (Kn)		-22,163	-16,399
	σ (N/mm ²)	-4,424	-7,784	-5,782
	N_{\max} (Kn)		-29,641	-25,149
	M_{cores} (Kn. m)		0,305	-0,309
	σ (N/mm ²)		-9,740	-8,524
Diagonale des panneaux 0 à 2 et 8 à 11	M_{\max} (Kn. m)		0,805	0,653
	N_{cores} (Kn)		152,820	124,776
	σ (N/mm ²)	10,760	72,041	58,800
	N_{\max} (Kn)		-242,706	-197,203
	M_{cores} (Kn. m)		0,197	0,159
	σ (N/mm ²)		-107,193	-87,101
Diagonale des panneaux 8 à 11	M_{\max} (Kn. m)		0,884	0,718
	N_{cores} (Kn)		66,479	54,272
	σ (N/mm ²)	9,410	29,694	24,241
	N_{\max} (Kn)		143,943	117,129
	M_{cores} (Kn. m)		0	0
	σ (N/mm ²)		64,145	78,934

Tableau 4.10 Contraintes pour une température de -15°C pour les éléments de la poutre 1

Poutre 2		G+T15	G+Q+0,6T15	G+0,8Q+0,6T15
Membrane supérieure	M_{max} (Kn. m)		9,354	7,877
	N_{cores} (Kn)		-891,319	-687,777
	σ (N/mm ²)	-6,514	-122,098	-87,603
	N_{max} (Kn)		-949,764	-772,395
	M_{cores} (Kn. m)		6,841	5,564
	σ (N/mm ²)		-124,361	-101,136
Membrane inférieure	M_{max} (Kn. m)		15,235	-13,364
	N_{cores} (Kn)		876,071	487,770
	σ (N/mm ²)	48,079	132,799	55,598
	N_{max} (Kn)		876,071	711,250
	M_{cores} (Kn. m)		15,235	9,037
	σ (N/mm ²)		132,799	105,018
Montant entre poutrelles	N(Kn)		-7,769	-6,378
	σ (N/mm ²)	2,502	-2,285	-1,875
Montant au dessus des poutrelles	N(Kn)		80,906	65,242
	σ (N/mm ²)	3,444	17,979	14,498
Montant d'extrémité	N(Kn)		-157,302	-129,508
	σ (N/mm ²)	-3,536	-18,397	-15,147
Montant d'extrémité incliné	M_{max} (Kn. m)		-0,838	-0,668
	N_{cores} (Kn)		-16,205	-11,385
	σ (N/mm ²)	4,604	-5,785	-4,100
	N_{max} (Kn)		-39,065	-32,117
	M_{cores} (Kn. m)		-0,451	-0,370
	σ (N/mm ²)		-13,228	-10,874
Diagonale des panneaux 0 à 2 et 8 à 11	M_{max} (Kn. m)		0,819	0,662
	N_{cores} (Kn)		155,327	126,279
	σ (N/mm ²)	-7,072	73,227	59,514
	N_{max} (Kn)		-254,390	-207,109
	M_{cores} (Kn. m)		0,172	0,136
	σ (N/mm ²)		-112,522	-91,628
Diagonale des panneaux 2 à 8	M_{max} (Kn. m)		0,912	0,737
	N_{cores} (Kn)		54,439	54,954
	σ (N/mm ²)	-4,757	24,331	24,547
	N_{max} (Kn)		147,725	119,710
	M_{cores} (Kn. m)		0	0
	σ (N/mm ²)		65,831	53,346

Tableau 4.11 Contraintes pour une température de -15°C pour les éléments de la poutre 2

		G+T15	G+Q+0,6*T15	G+0,8*Q+0,6T15
poutrelle	M_{\max} (Kn. m)		330,459	265,668
	N_{cores} (Kn)		-2,496	-2,161
	σ (N/mm ²)	88,087	78,529	63,123
	N_{\max} (Kn)		-50,122	-44,486
	M_{cores} (Kn. m)		-18,559	67,757
	σ (N/mm ²)		-7,456	13,436
longeron	M_{\max} (Kn. m)		-221,084	-179,278
	N_{cores} (Kn)		201,654	200,256
	σ (N/mm ²)	65,114	-52,056	-36,810
	N_{\max} (Kn)		231,156	214,392
	M_{cores} (Kn. m)		-88,972	-70,809
	σ (N/mm ²)		1,110	5,357
Longeron en porte à faux	M_{\max} (Kn. m)		-381,233	-307,279
	N_{cores} (Kn)		280,818	275,389
	σ (N/mm ²)	45,183	-99,604	-73,069
	N_{\max} (Kn)		292,139	275,389
	M_{cores} (Kn. m)		-367,554	-309,279
	σ (N/mm ²)		-92,883	-73,808
Poutrelle biaise	M_{\max} (Kn. m)		174,655	140,243
	N_{cores} (Kn)		-18,461	-16,813
	σ (N/mm ²)	88,230	22,026	17,581
	N_{\max} (Kn)		153,083	152,917
	M_{cores} (Kn. m)		117,882	99,052
	σ (N/mm ²)		23,679	21,081

Tableau 4.12 Contraintes pour une température de -15°C pour les autres éléments du pont

➤ Observations

Les résultats obtenus ont montrés que les contraintes sont admissibles pour les éléments du pont en fer puddlé sauf pour le longeron en porte-à-faux qui travail dans le domaine plastique.

Les actions sismiques et de température n'ont pas une grande influence sur le pont.

4.4 Vérification du pont endommagé

4.4.1 Modélisation

Il s'agit de modéliser les parties les plus endommages du pont. nous avons pris en compte la fissure et cela en enlevant la semelle de la membrure dans la partie fissurée de 7 mm et les parties de cornières des panneaux 05 et 06 venant de droite de la poutre vers Sebdu et ceci pour essayer d'analyser au mieux le comportement de l'ouvrage dans son état actuel.

4.4.2 Evaluation des charges et surcharges

Les charges et surcharges sont définies précédemment dans la partie (4.3.2).

4.4.3 Vérification de la flèche

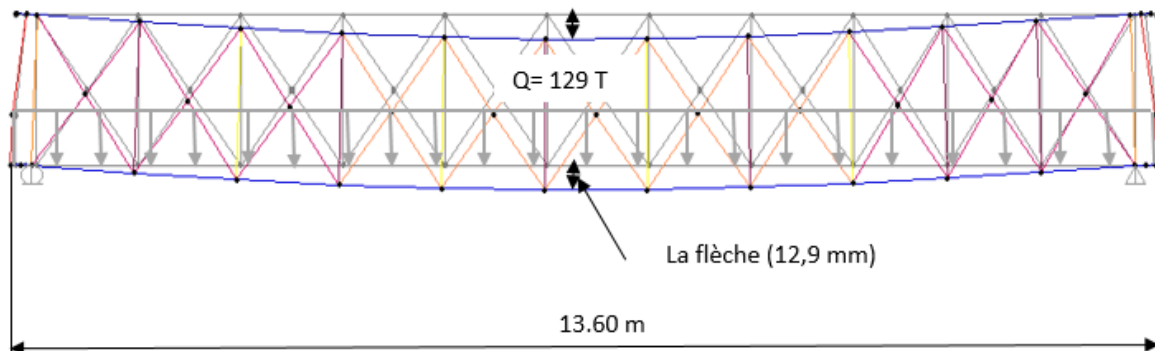


Fig.4.26 Déformée du pont

$$\text{Flèche maximale : } f = \frac{5QL^4}{384 EI} \quad (4.4)$$

Q : La surcharge d'exploitation en N/mm

L : La longueur de la poutre en mm

I : Le moment d'inertie en mm^4

E : Le module d'élasticité du fer puddlé en N/mm^2

La limite de la flèche pour un pont est de : $\frac{L}{300}$

Le calcul a donné :

$$f = 12,9 \text{ mm (Sap2000)} < \frac{L}{300} = 45,33 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4.4.4 Calculs et vérifications à l'état limite de service

Les données et combinaisons de calcul sont les mêmes que ceux cités dans la partie (4.2.4) ;

Les résultats que nous avons obtenus sont dressés dans les tableaux suivants :

Poutre 1		G	G+Q	G+E	G+0,8*Q+E
Membrure supérieure	M_{\max} (Kn. m)		9,304	0,637	7,599
	N_{cores} (Kn)		-876,173	-79,986	-777,622
	σ (N/mm ²)	-7,545	-112,213	-10,422	-100,144
	N_{\max} (Kn)		-945,890	-79,986	-777,662
	M_{cores} (Kn. m)		6,782	0,637	7,599
	σ (N/mm ²)		-123,880	-10,422	-100,144
Membrure inférieure	M_{\max} (Kn. m)		67,352	-1,057	55,390
	N_{cores} (Kn)		809,083	-2,485	665,137
	σ (N/mm ²)	71,017	167,375	-1,227	137,614
	N_{\max} (Kn)		809,083	57,455	665,137
	M_{cores} (Kn. m)		67,352	0,465	55,332
	σ (N/mm ²)		167,375	8,260	137,565
Montant entre poutrelles	N(Kn)		11,304	1,174	9,333
	σ (N/mm ²)	0,98	3,325	0,345	2,745
Montant au dessus des poutrelles	N(Kn)		90,281	4,036	73,444
	σ (N/mm ²)	1,315	20,062	0,897	16,321
Montant d'extrémité	N(Kn)		-145,834	-14,486	-120,310
	σ (N/mm ²)	-1,656	-17,057	-1,694	-14,071
Montant d'extrémité incliné	M_{\max} (Kn. m)		-2,421	-3,018	1,989
	N_{cores} (Kn)		-31,477	-0,359	-25,896
	σ (N/mm ²)	2,563	-15,096	-1,170	-7,722
	N_{\max} (Kn)		-31,619	-0,359	25,972
	M_{cores} (Kn. m)		0,087	-3,018	0,069
	σ (N/mm ²)		-10,499	-1,170	8,689
Diagonale des panneaux de 0 à 2 et 8 à 11	M_{\max} (Kn. m)		0,821	0,048	0,671
	N_{cores} (Kn)		154,567	12,579	126,978
	σ (N/mm ²)	-7,365	72,898	5,814	59,869
	N_{\max} (Kn)		-252,329	-22,314	-207,274
	M_{cores} (Kn. m)		0	0	0,158
	σ (N/mm ²)		-112,446	-9,943	91,594
Diagonale des panneaux de 2 à 8	M_{\max} (Kn. m)		0,894	0,057	0,682
	N_{cores} (Kn)		67,216	2,807	41,574
	σ (N/mm ²)	-5,523	30,024	1,255	18,580
	N_{\max} (Kn)		147,418	9,486	119,767
	M_{cores} (Kn. m)		0	0	0
	σ (N/mm ²)		77,726	4,227	53,372

Tableau 4.13 Contraintes des éléments de la poutre 1

Poutre 2		G	G+Q	G+E	G+0,8*Q+E
Membrure supérieure	M_{\max} (Kn. m)		10,049	0,673	8,224
	N_{cores} (Kn)		-870,836	-81,414	-716,269
	σ (N/mm ²)	-7,777	-110,856	-10,587	-91,215
	N_{\max} (Kn)		-974,566	-82,830	-801,458
	M_{cores} (Kn. m)		8,179	0,572	3,359
	σ (N/mm ²)		-126,635	-10,866	-106,968
Membrure inférieure	M_{\max} (Kn. m)		15,670	0,885	-12,800
	N_{cores} (Kn)		913,781	77,756	-74,161
	σ (N/mm ²)	9,849	138,330	11,394	-20,904
	N_{\max} (Kn)		913,781	77,756	751,677
	M_{cores} (Kn. m)		15,670	0,229	2,007
	σ (N/mm ²)		138,330	10,843	104,654
Montant entre poutrelles	N (Kn)		-9,190	0,602	-7,470
	σ (N/mm ²)	-3,088	-2,703	0,177	-2,197
Montant au dessus des poutrelles	N (Kn)		84,170	3,659	68,538
	σ (N/mm ²)	3,596	18,704	0,813	15,231
Montant d'extrémité	N (Kn)		-156,521	-15,543	-129,156
	σ (N/mm ²)	-1,999	-18,306	-1,818	-15,106
Montant d'extrémité incliné	M_{\max} (Kn. m)		-2,551	-0,253	-2,104
	N_{cores} (Kn)		-37,970	-4,247	-31,409
	σ (N/mm ²)	3,615	-13,824	-2,027	-11,432
	N_{\max} (Kn)		-38,129	-4,247	-31,501
	M_{cores} (Kn. m)		0,178	-0,253	-0,148
	σ (N/mm ²)		-12,628	-2,027	-10,568
Diagonale des panneaux de 0 à 2 et 8 à 11	M_{\max} (Kn. m)		0,850	0,051	0,695
	N_{cores} (Kn)		160,245	13,179	131,698
	σ (N/mm ²)	-8,424	75,570	6,122	62,090
	N_{\max} (Kn)		-262,392	-23,185	-215,484
	M_{cores} (Kn. m)		0	0	-0,094
	σ (N/mm ²)		-116,930	-10,331	-96,486
Diagonale des panneaux de 2 à 8	M_{\max} (Kn. m)		0,942	0,061	0,771
	N_{cores} (Kn)		71,649	0,955	58,083
	σ (N/mm ²)	-5,189	32,003	0,430	25,944
	N_{\max} (Kn)		154,371	10,188	125,427
	M_{cores} (Kn. m)		0,524	0	-0,556
	σ (N/mm ²)		68,834	4,540	55,851

Tableau 4.14 Contraintes dans les éléments de la poutre 2

		G	G+Q	G+E	G+0,8*Q+E
poutrelle	M_{\max} (Kn. m)		346,092	12,709	281,401
	N_{cores} (Kn)		3,373	0,159	2,753
	σ (N/mm ²)	-6,652	82,607	3,035	67,167
	N_{\max} (Kn)		55,432	4,197	45,514
	M_{cores} (Kn. m)		93,011	1,095	75,124
	σ (N/mm ²)		25,504	0,515	20,645
longeron	M_{\max} (Kn. m)		-219,454	-11,731	-78,743
	N_{cores} (Kn)		72,552	-11,302	59,517
	σ (N/mm ²)	6,125	-70,439	-5,997	-20,350
	N_{\max} (Kn)		-129,468	-11,302	-106,697
	M_{cores} (Kn. m)		-218,492	-11,731	-178,002
	σ (N/mm ²)		-99,792	-5,997	-81,479
Longeron en porte à faux	M_{\max} (Kn. m)		-389,253	-21,584	-316,891
	N_{cores} (Kn)		-193,633	-16,531	-159,404
	σ (N/mm ²)	-8,350	-172,340	-10,408	-140,562
	N_{\max} (Kn)		-193,725	-16,623	-159,495
	M_{cores} (Kn. m)		-217,519	9,084	-177,228
	σ (N/mm ²)		-108,882	0,912	-88,952
Poutrelle biaise	M_{\max} (Kn. m)		175,529	6,261	141,892
	N_{cores} (Kn)		-6,028	-0,500	-5,026
	σ (N/mm ²)	-16,265	22,795	0,798	18,419
	N_{\max} (Kn)		-255,484	-11,508	-207,197
	M_{cores} (Kn. m)		-66,421	-3,039	88,563
	σ (N/mm ²)		-22,192	-1,005	-0,756

Tableau 4.15 Contraintes dans les autres éléments du pont

- **Vérification au cisaillement des éléments les plus sollicités**

La vérification se fait comme suit :

$$\sigma_{\text{cisaillement}} = \frac{V}{A_v} \leq 0,58 f_y \quad (4.5)$$

A_v : Aire de cisaillement de l'âme pour la section en I

V : Effort tranchant

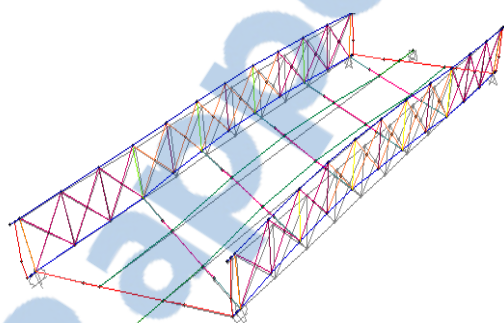
f_y : Limite d'élasticité du fer puddlé $f_y=227$ N/mm²

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{.poutrelle} \rightarrow \sigma_{\text{cisaillement}} = \frac{108034}{4500} = 24,007 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0,58 * 227 = 131,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \text{.poutrelle biaise} \rightarrow \sigma_{\text{cisaillement}} = \frac{55402}{5000} = 11 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 131,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \text{.longeron} \rightarrow \sigma_{\text{cisaillement}} = \frac{240725}{2800} = 85,97 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 131,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ \text{.longeron en porte - à - faux} \rightarrow \sigma_{\text{cisaillement}} = \frac{342610}{5000} = 68,28 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 131,66 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \end{array} \right.$$

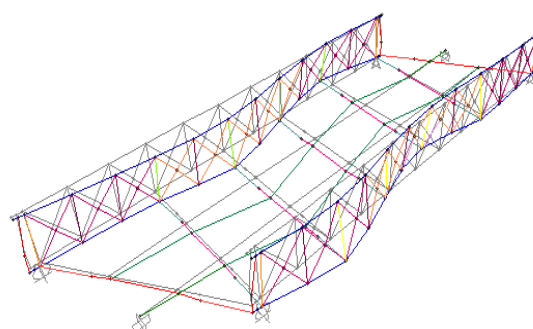
La condition est vérifiée pour tous les éléments.

Mode	Période T (seconde)	Fréquence f (Hertz)	Pulsation ω (rad/sec)	Type de déformation
1	0,316133	3,16323	19,8751	Torsion suivant x
2	0,153009	6,53556	41,0641	flexion suivant z
3	0,146934	6,80578	42,7619	flexion suivant z
4	0,104335	9,58454	60,2212	Torsion suivant x
5	0,097594	10,24655	64,3808	Torsion suivant z
6	0,086365	11,57877	72,7515	Torsion suivant x
7	0,086032	11,62362	73,0331	Torsion suivant x
8	0,078215	12,78525	80,3322	Torsion suivant x
9	0,075491	13,24661	83,2309	Flexion suivant y
10	0,07025	14,23483	89,4404	Torsion suivant x
11	0,068875	14,51901	91,2259	Torsion suivant x
12	0,065622	15,23883	95,7481	Flexion suivant y
13	0,059246	16,87869	106,0524	Translation suivant y
14	0,058145	17,19831	108,0606	Flexion suivant z
15	0,053902	18,55206	116,5668	Flexion suivant y
16	0,052021	19,22289	120,7817	Flexion suivant z
17	0,05147	19,42896	122,0747	Flexion suivant z
18	0,049222	20,31594	127,6499	Translation suivant y
19	0,041725	23,96655	150,5856	Translation suivant y
20	0,040452	24,72066	155,3245	Torsion suivant x
21	0,039982	25,01108	157,1503	Flexion suivant y
22	0,039795	25,12884	157,8888	Torsion suivant x
23	0,039053	25,60621	160,8887	Torsion suivant x
24	0,038068	26,26861	165,0516	Torsion suivant x
25	0,037252	26,84446	168,6670	Flexion suivant z

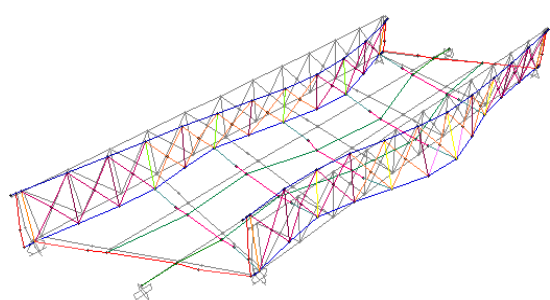
Tableau 4.16 Les modes propres de vibration du pont endommagé



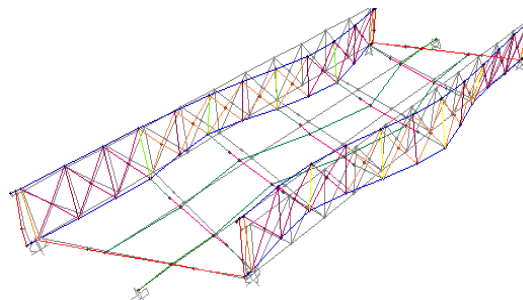
Mode 1



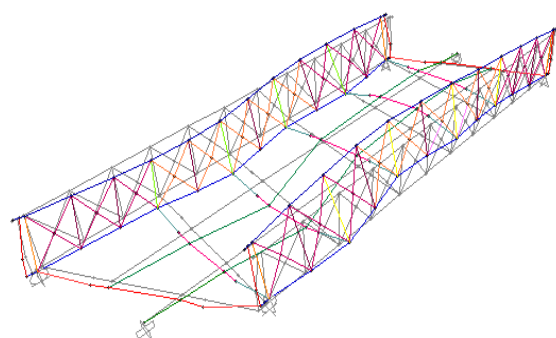
Mode 2



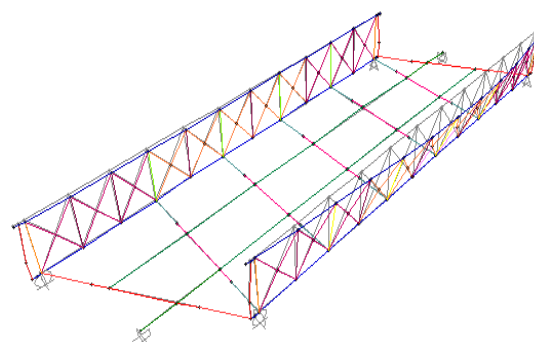
Mode 3



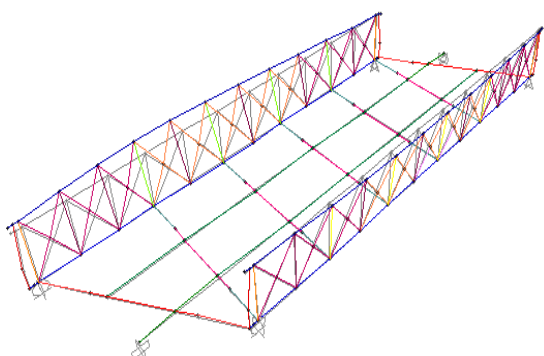
Mode 4



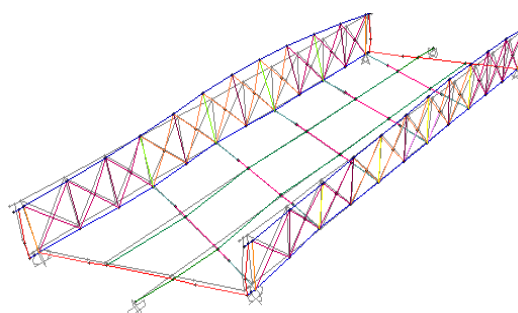
Mode 5



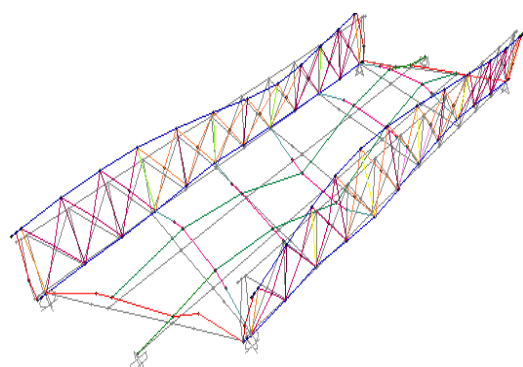
Mode 6



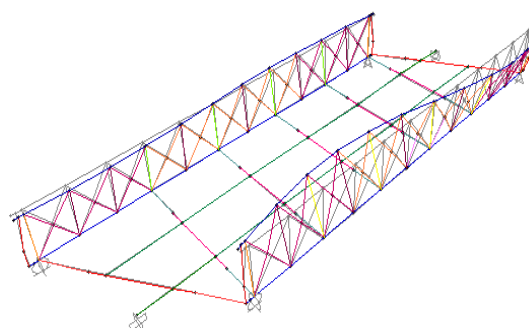
Mode 7



Mode 8



Mode 9



Mode 10

Fig.4.27 Les dix premiers modes de vibration

4.4.5 Effet de la température

On adopte les variations de température uniformes suivantes :

En Algérie du nord (climat tempéré) $+35^{\circ}\text{C}$ et -15°C .

La dilatation pour une température de 35°C est de 6,2 mm et pour -15°C , il y a rétrécissement de 2,4 mm.

Les combinaisons de calcul sont les mêmes que ceux citées dans la partie (4.3.5) et les résultats sont dressées dans les tableaux suivants :

- pour $T= 35^{\circ}\text{C}$:

Poutre 1		G+T35	G+Q+0,6T35	G+0,8Q+0,6T3 5
Membrure supérieure	M_{\max} (Kn. m)		8,701	6,939
	N_{cores} (Kn)		-938,644	-705,500
	σ (N/mm ²)	17,532	-121,276	-90,818
	N_{\max} (Kn)		-938,644	-764,235
	M_{cores} (Kn. m)		6,138	4,891
	σ (N/mm ²)		-123,428	-100,583
Membrure inférieure	M_{\max} (Kn. m)		50,330	37,923
	N_{cores} (Kn)		608,639	459,376
	σ (N/mm ²)	-178,956	133,842	94,764
	N_{\max} (Kn)		608,639	459,376
	M_{cores} (Kn. m)		6,793	-4,144
	σ (N/mm ²)		89,077	59,449
Montant entre poutrelles	N(Kn)		20,948	19,580
	σ (N/mm ²)	7,591	6,161	5,758
Montant au dessus des poutrelles	N(Kn)		97,914	80,562
	σ (N/mm ²)	8,886	21,758	17,902
Montant d'extrémité	N(Kn)		-124,206	-97,750
	σ (N/mm ²)	12,385	-14,527	-11,432
Montant d'extrémité incliné	M_{\max} (Kn. m)		-3,882	-3,430
	N_{cores} (Kn)		-49,846	-44,029
	σ (N/mm ²)	-15,251	-18,391	-16,245
	N_{\max} (Kn)		-50,181	-44,295
	M_{cores} (Kn. m)		0,196	0,178
	σ (N/mm ²)		-16,637	-14,683
Diagonale des panneaux de 0 à 2 et 8 à 11	M_{\max} (Kn. m)		0,795	0,639
	N_{cores} (Kn)		148,719	120,119
	σ (N/mm ²)	21,510	70,165	56,656
	N_{\max} (Kn)		-256,123	-209,808
	M_{cores} (Kn. m)		0,178	0,139
	σ (N/mm ²)		-113,265	-92,816
Diagonale des panneaux 2 à 8	M_{\max} (Kn. m)		0,866	0,672
	N_{cores} (Kn)		60,084	38,179
	σ (N/mm ²)	-22,652	26,843	17,066
	N_{\max} (Kn)		140,875	113,328
	M_{cores} (Kn. m)		0	0
	σ (N/mm ²)		62,778	50,502

Tableau 4.17 Contraintes des éléments de la poutre 1 pour $T= 35^{\circ}\text{C}$

Poutre 2		G+T35	G+Q+0,6T35	G+0,8Q+0,6T35
Membrane supérieure	M_{max} (Kn. m)		10,123	8,226
	N_{cores} (Kn)		-876,360	-715,708
	σ (N/mm ²)	17,532	-111,551	-91,136
	N_{max} (Kn)		-978,005	-798,348
	M_{cores} (Kn. m)		8,656	4,874
	σ (N/mm ²)		-126,706	-105,271
Membrane inférieure	M_{max} (Kn. m)		-15,585	-21,761
	N_{cores} (Kn)		115,507	-267,733
	σ (N/mm ²)	-98,736	2,739	-54,944
	N_{max} (Kn)		927,515	759,035
	M_{cores} (Kn. m)		11,519	1,955
	σ (N/mm ²)		136,727	105,618
Montant entre poutrelles	N(Kn)		-9,434	-7,64
	σ (N/mm ²)	-3,489	-2,774	-2,247
Montant au dessus des poutrelles	N(Kn)		83,795	67,575
	σ (N/mm ²)	-8,279	18,621	15,016
Montant d'extrémité	N(Kn)		-143,526	-115,123
	σ (N/mm ²)	-3,260	-16,786	-13,464
Montant d'extrémité incliné	M_{max} (Kn. m)		2,880	2,559
	N_{cores} (Kn)		-45,760	-40,784
	σ (N/mm ²)	-16,191	-13,935	-12,423
	N_{max} (Kn)		-45,974	-40,940
	M_{cores} (Kn. m)		-0,341	-0,291
	σ (N/mm ²)		-15,480	-13,779
Diagonale des panneaux de 0 à 2 et 8 à 11	M_{max} (Kn. m)		0,853	0,693
	N_{cores} (Kn)		160,592	130,962
	σ (N/mm ²)	15,478	75,740	61,752
	N_{max} (Kn)		-262,188	-214,036
	M_{cores} (Kn. m)		0,203	0,167
	σ (N/mm ²)		-115,845	-94,564
Diagonale des panneaux 2 à 8	M_{max} (Kn. m)		0,947	0,769
	N_{cores} (Kn)		71,241	57,530
	σ (N/mm ²)	7,425	31,821	25,697
	N_{max} (Kn)		153,192	124,383
	M_{cores} (Kn. m)		0	0
	σ (N/mm ²)		68,267	55,429

Tableau 4.18 Contraintes des éléments de la poutre 2 pour T= 35°C

		G+T35	G+Q+0,6*T35	G+0,8*Q+0,6T35
poutrelle	M_{\max} (Kn. m)		347,405	280,232
	N_{cores} (Kn)		5,707	5,059
	σ (N/mm ²)	-219,877	49,623	40,055
	N_{\max} (Kn)		133,249	122,920
	M_{cores} (Kn. m)		36,367	32,955
	σ (N/mm ²)		13,234	12,124
longeron	M_{\max} (Kn. m)		-218,929	-177,170
	N_{cores} (Kn)		-316,109	-312,153
	σ (N/mm ²)	-151,209	-127,401	-111,385
	N_{\max} (Kn)		-565,134	-541,285
	M_{cores} (Kn. m)		-206,440	-164,873
	σ (N/mm ²)		-159,406	-129,448
Longeron en porte à faux	M_{\max} (Kn. m)		-399,335	-325,522
	N_{cores} (Kn)		-768,127	-732,419
	σ (N/mm ²)	-111,431	-260,551	-228,019
	N_{\max} (Kn)		-768,219	-732,511
	M_{cores} (Kn. m)		-206,605	-165,499
	σ (N/mm ²)		-189,443	-168,889
Poutrelle biaise	M_{\max} (Kn. m)		181,609	-149,098
	N_{cores} (Kn)		25,149	-580,007
	σ (N/mm ²)	181,603	25,273	-50,159
	N_{\max} (Kn)		-628,929	-580,007
	M_{cores} (Kn. m)		-161,810	-149,098
	σ (N/mm ²)		-54,408	-50,159

Tableau 4.19 Contraintes des autres éléments du pont pour T= 35°C

- pour $T = -15^{\circ}\text{C}$

Poutre 1		G+T15	G+Q+0,6T15	G+0,8Q+0,6T15
Membrure supérieure	M_{\max} (Kn. m)		9,563	7,801
	N_{cores} (Kn)		-948,995	-774,628
	σ (N/mm ²)	-9,047	-121,971	-99,564
	N_{\max} (Kn)		-948,995	-774,628
	M_{cores} (Kn. m)		7,057	7,801
	σ (N/mm ²)		-124,074	-99,564
Membrure inférieure	M_{\max} (Kn. m)		74,647	62,242
	N_{cores} (Kn)		894,988	745,753
	σ (N/mm ²)	77,653	185,267	154,409
	N_{\max} (Kn)		894,988	745,753
	M_{cores} (Kn. m)		74,647	62,242
	σ (N/mm ²)		185,267	154,409
Montant entre poutrelles	N(Kn)		-10,106	-8,712
	σ (N/mm ²)	-2,991	-2,972	-2,562
Montant au dessus des poutrelles	N(Kn)		87,009	69,646
	σ (N/mm ²)	-3,915	19,335	15,476
Montant d'extrémité	N(Kn)		-155,104	-128,727
	σ (N/mm ²)	-7,675	-18,140	-15,055
Montant d'extrémité incliné	M_{\max} (Kn. m)		-1,795	-1,073
	N_{cores} (Kn)		-23,605	-17,615
	σ (N/mm ²)	8,720	-8,689	-6,362
	N_{\max} (Kn)		-29,117	-24,656
	M_{cores} (Kn. m)		-0,362	1,345
	σ (N/mm ²)		-9,871	-7,603
Diagonale des panneaux 0 à 2 et 8 à 11	M_{\max} (Kn. m)		0,832	0,676
	N_{cores} (Kn)		157,074	128,471
	σ (N/mm ²)	-11,285	74,069	60,559
	N_{\max} (Kn)		-250,082	-204,301
	M_{cores} (Kn. m)		0,203	0
	σ (N/mm ²)		-110,451	-91,043
Diagonale des panneaux de 2 à 8	M_{\max} (Kn. m)		0,905	0,569
	N_{cores} (Kn)		70,395	104,823
	σ (N/mm ²)	15,075	31,441	46,757
	N_{\max} (Kn)		148,815	122,062
	M_{cores} (Kn. m)		0	0,391
	σ (N/mm ²)		66,316	54,525

Tableau 4.20 Contraintes des éléments de la poutre 1 pour $T = -15^{\circ}\text{C}$

Poutre 2		G+T15	G+Q+0,6T15	G+0,8Q+0,6T15
Membrure supérieure	M_{max} (Kn. m)		10,017	7,856
	N_{cores} (Kn)		-868,468	-743,685
	σ (N/mm ²)	-7,940	-110,558	-95,279
	N_{max} (Kn)		-973,092	-793,524
	M_{cores} (Kn. m)		5,862	4,785
	σ (N/mm ²)		-128,379	-104,684
Membrure inférieure	M_{max} (Kn. m)		15,624	-13,506
	N_{cores} (Kn)		907,895	62,363
	σ (N/mm ²)	47,417	137,485	-2,795
	N_{max} (Kn)		907,895	739,554
	M_{cores} (Kn. m)		11,436	2,021
	σ (N/mm ²)		133,969	103,005
Montant entre poutrelles	N (Kn)		-9,085	-7,286
	σ (N/mm ²)	-2,916	-2,672	-2,142
Montant au dessus des poutrelles	N (Kn)		84,331	68,092
	σ (N/mm ²)	3,870	18,740	15,131
Montant d'extrémité	N (Kn)		-162,090	-133,614
	σ (N/mm ²)	-3,599	-18,957	-15,627
Montant d'extrémité incliné	M_{max} (Kn. m)		-2,595	0,841
	N_{cores} (Kn)		-38,666	-12,964
	σ (N/mm ²)	4,133	-14,076	-3,936
	N_{max} (Kn)		-38,832	-31,795
	M_{cores} (Kn. m)		-0,179	0,369
	σ (N/mm ²)		-13,025	-10,429
Diagonale des panneaux de 0 à 2 et 8 à 11	M_{max} (Kn. m)		0,849	0,688
	N_{cores} (Kn)		160,097	130,274
	σ (N/mm ²)	9,038	75,499	61,421
	N_{max} (Kn)		-261,725	-213,595
	M_{cores} (Kn. m)		0,178	0,142
	σ (N/mm ²)		-115,762	-94,489
Diagonale des panneaux 2 à 8	M_{max} (Kn. m)		0,939	0,762
	N_{cores} (Kn)		71,825	46,906
	σ (N/mm ²)	-5,596	32,081	20,962
	N_{max} (Kn)		153,302	124,407
	M_{cores} (Kn. m)		0	0
	σ (N/mm ²)		68,316	55,439

Tableau 4.21 Contraintes des éléments de la poutre 2 pour T= -15°

		G+T15	G+Q+0,6*T15	G+0,8*Q+0,6T15
poutrelle	M_{\max} (Kn. m)		345,529	278,562
	N_{cores} (Kn)		-3,395	-3,188
	σ (N/mm ²)	-86,040	48,805	39,319
	N_{\max} (Kn)		-48,658	-43,560
	M_{cores} (Kn. m)		48,330	-15,757
	σ (N/mm ²)		3,906	-4,875
longeron	M_{\max} (Kn. m)		-223,657	-182,152
	N_{cores} (Kn)		186,737	184,683
	σ (N/mm ²)		-55,200	-40,162
	N_{\max} (Kn)		201,698	188,193
	M_{cores} (Kn. m)		-84,270	-67,976
	σ (N/mm ²)		-1,484	2,551
Longeron en porte à faux	M_{\max} (Kn. m)		-384,887	-311,011
	N_{cores} (Kn)		253,445	248,997
	σ (N/mm ²)	44,072	-104,980	-78,330
	N_{\max} (Kn)		255,469	248,997
	M_{cores} (Kn. m)		-370,123	-311,011
	σ (N/mm ²)		-99,225	-78,330
Poutrelle biaise	M_{\max} (Kn. m)		172,923	139,025
	N_{cores} (Kn)		-15,198	-14,137
	σ (N/mm ²)	-71,559	21,969	17,562
	N_{\max} (Kn)		150,199	149,961
	M_{cores} (Kn. m)		116,882	98,283
	σ (N/mm ²)		23,295	20,834

Tableau 4.22 Contraintes des autres éléments du pont pour T= -15°C

➤ Observations

Les contraintes sont toujours admissibles et une fois encore le longeron endommagé travail dans le domaine plastique, les contraintes ont en général augmenté ce qui est logique vu l'endommagement de l'ouvrage. La charge sismique n'a pas une grande influence sur le pont.

4.4.6 Vérification du ratio $\left(\frac{\sigma}{f_y}\right)$

La vérification se fait avec la combinaison G+Q+0.6T35 (la plus défavorable) et les résultats sont pris depuis Sap200 et sont dressés dans les **Tableaux (4.24) (4.25) (4.26)** ci-dessous :

Poutre 1	Pont sain	Pont endommagé
Membrure inferieure	0,903	0,908
Membrure supérieure	0,547	0,578
diagonale	0,537	0,558
montant	0,09	0,095

Tableau 4.23 Ratios pour la poutre 1 du pont sein et endommagé

Poutre 2	Pont sain	Pont endommagé
Membrure inferieure	0,773	0,804
Membrure supérieure	0,576	0,596
diagonale	0,501	0,514
montant	0,073	0,082

Tableau 4.24 Ratios pour la poutre 2 du pont sein et endommagé

	Pont sain	Pont endommagé
Poutrelle	0,962	0,972
Poutrelle biaise	0,567	0,675
longeron	0,986	0,909
Longeron en porte-à-faux	1,504	1,483

Tableau 4.25 Ratios pour les autres éléments du pont

➤ Observations

❖ Poutre 1 :

- La membrure inférieure du pont endommagé travaille 0,5% plus que dans le pont étant sain.
- La membrure supérieure du pont endommagé travaille 5% plus que dans le pont étant sain.
- La diagonale la plus sollicitée du pont endommagé travaille environs 4% plus que dans pont sain.
- Le montant le plus sollicité du pont endommagé travaille 5% plus que dans le pont sain.

❖ Poutre 2 :

- La membrure inférieure endommagée travaille 4% plus que la membrure étant saine.
- La membrure supérieure du pont endommagé travaille 3,4 % plus que dans le pont sain, et son ratio est supérieur à celui de la membrure supérieure de la poutre 1.
- La diagonale la plus sollicitée travaille 2,5% plus dans le pont sain.

❖ Les autres éléments du pont

- Le montant le plus sollicité travaille 12 % plus dans le pont endommagé.
- Le longeron courant du pont sain travaille 8% plus que dans le pont étant endommagé car c'est celui attaché au longeron en porte-à-faux le plus sollicité.
- Le longeron en porte-à-faux travaille 1,4 % plus dans le pont sain que dans le pont endommagé ceci est dû à la libération de quelques mouvements vu l'endommagement (fissure).

On remarque que le ratio de la membrure inférieure de la poutre 1, la poutrelle, le longeron courant est très proche du 1 donc ils sont dans la limite de la résistance élastique.

La valeur du ratio de la poutrelle (partie attachée à la membrure inférieure de la poutre1) est supérieure à celle de la membrure inférieure 1, c'est probablement dû à une concentration de contrainte dans la région d'attache.

Tandis que le longeron en porte-à-faux a dépassé le 1 et donc il travaille dans le domaine plastique.

4.5 Le calcul à la fatigue du pont

La capacité d'une pièce de la structure à résister à la fatigue est caractérisée par sa durée de vie à la fatigue. De nombreux facteurs peuvent avoir une influence notable sur la durée de vie à la fatigue des éléments. Les facteurs les plus importants pouvant être retenus pour les justifications des détails de structure sont :

- Les nombres de cycles de chargement N_i
- Les étendues correspondantes de contrainte nominale, $\Delta\sigma$ ou $\Delta\tau$, qui peuvent être d'amplitude constante, ou d'amplitude variable,
- Leur géométrie et leur exécution

4.5.1 Le calcul à la fatigue du pont sain

❖ Les règlements de calcul

Les documents utilisés dans le calcul de la fatigue du pont sont : Document Setra Guide de conception et de justifications PONTS METALLIQUES ET MIXTES : Résistance à la fatigue (5) et l'Eurocode 3 Calcul des structures en acier partie 1-9 : fatigue (10).

❖ Valeur de l'étendue de contrainte

L'étendue de contrainte est calculée par la formule suivante

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} \quad (3) \quad (4.6)$$

σ_{\max} : La contrainte due aux charges permanentes G+ la surcharge d'exploitation Q

σ_{\min} : La contrainte due aux charges permanentes G

Donc : $\Delta\sigma =$ la surcharge d'exploitation Q

❖ Les cas de chargement

Le chargement se fait suivant les trois types de trains

Train type 1 : Train express avec $\sum F = 4780 \text{ Kn}$ et $L = 171,14 \text{ m}$

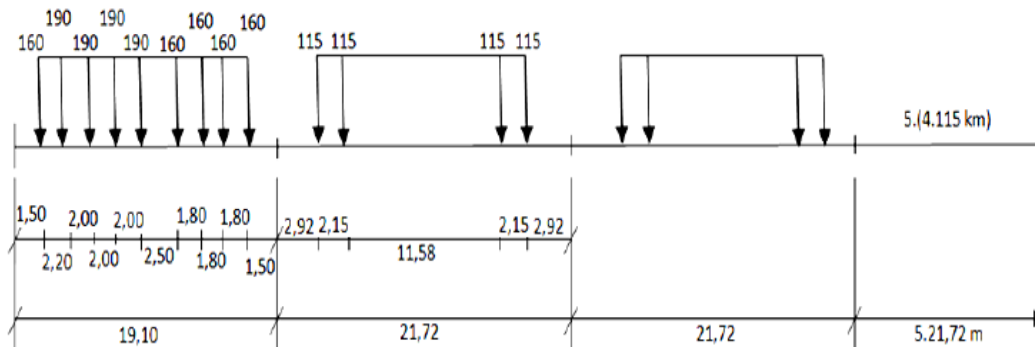


Fig.4.28 Train type 1 du 19^{ème} siècle définit pour l'analyse des ponts (4)

Train type 2 : Train de marchandises avec $\sum F = 7320 \text{ Kn}$ et $L = 271,9 \text{ m}$

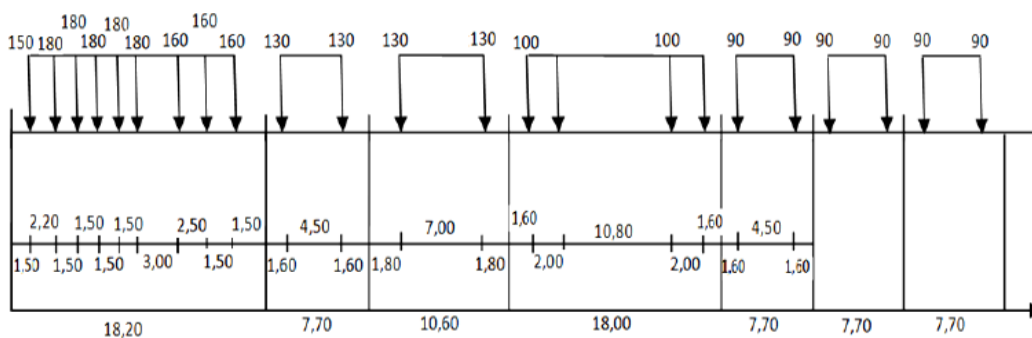


Fig.4.29 Train type 2 du 19^{ème} siècle définit pour l'analyse des ponts (4)

Train type 3 : UIC 71

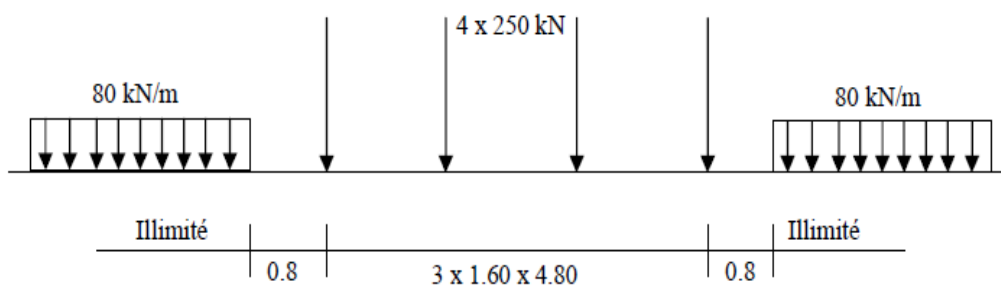


Fig.4.30 Train type 3 UIC 71 (actuel) (4)

4.5.1.1 Détermination des pièces sollicitées en fatigue

Les pièces à étudier sont celles dont la contrainte est supérieure à 35 N/mm² selon la courbe du fer puddlé. Ces dernières sont dressées dans le **tableau 4.27**

Eléments	$\Delta\sigma$ (train type 1)	$\Delta\sigma$ (train type 2)	$\Delta\sigma$ (train type 3)
Membrure supérieure (poutre 1)	71,718	84,469	109,314
Membrure inférieure (poutre 1)	74,562	88,012	114,344
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre1)	54,609	73,837	77,623
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 1)		57,824	64,161
Membrure supérieure (poutre 2)	76,593	88,770	112,655
Membrure inférieure (poutre 2)	74,949	88,288	127,573
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre2)		80,930	83,141
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 2)		58,843	64,784
poutrelle		36,009	46,117
Longeron	61,98	71,851	92,064
Longeron en porte-à-faux	105,395	124,530	159,908

Tableau 4.26 Eléments sollicités en fatigue et leurs contraintes correspondantes

4.5.1.2 Détermination de n_i Cycle de chargement

A partir du trafic ferroviaire, le cycle de chargement est donné dans le **Tableau 4.28**

Période	Type de train	n_i Cycle de chargement
1890-1940	Train 1	73000
	Train 2	73000
1940-1990	Train3	73000
1990-2007	Train 3	49640
2007-2013	Train 3	26280

Tableau 4.27 Spectre de chargement du pont (1890-2017)

4.5.1.3 Détermination du nombre de cycles N_i

La courbe de Wöhler nous permet de déterminer N_i en fonction du taux de contrainte $\Delta\sigma$, celle utilisée est la courbe du fer puddlé (noire)

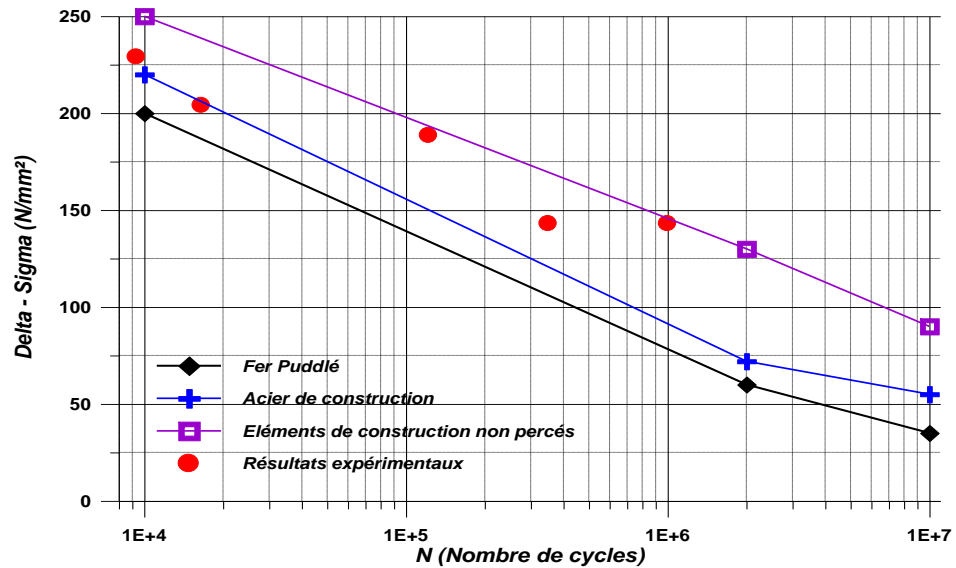


Fig.4.31 Courbe S-N pour différents métaux

Les résultats sont dressés dans le **Tableau 4.28**

Eléments	N_i (train type 1)	N_i (train type 2)	N_i (train type 3)
Membrure supérieure (poutre 1)	$1,3 \cdot 10^6$	$8 \cdot 10^5$	$3 \cdot 10^5$
Membrure inférieure (poutre 1)	$1,25 \cdot 10^6$	$7 \cdot 10^5$	$2,5 \cdot 10^5$
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre1)	$3 \cdot 10^6$	$1,26 \cdot 10^6$	10^6
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 1)		$2,3 \cdot 10^6$	$1,8 \cdot 10^6$
Membrure supérieure (poutre 2)	$1,1 \cdot 10^6$	$6,9 \cdot 10^5$	$3 \cdot 10^5$
Membrure inférieure (poutre 2)	$1,15 \cdot 10^6$	$6,99 \cdot 10^5$	$1,7 \cdot 10^5$
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre2)		$9 \cdot 10^5$	$8,9 \cdot 10^5$
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 2)		$2,25 \cdot 10^6$	$1,75 \cdot 10^6$
poutrelle		$9,9 \cdot 10^6$	$5,5 \cdot 10^6$
Longeron	$1,75 \cdot 10^6$	$1,22 \cdot 10^6$	$7 \cdot 10^5$
Longeron en porte-à-faux	$3,95 \cdot 10^5$	$1,85 \cdot 10^5$	$5,1 \cdot 10^4$

Tableau 4.28 Valeur de N_i pour chaque élément

4.5.1.4 Calcul du dommage D_{tot}

On détermine le dommage pour chaque élément

$$\text{La loi Palmgren - Miner } D_{tot} = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = \sum d_i \quad (4.7)$$

$$\sum d_i = d_{(1890-1940)} + d_{(1940-1990)} + d_{(1990-2007)} + d_{(2007-2017)}$$

Les résultats sont dans le **Tableau 4.29**

Éléments	D_{tot}
Membrure supérieure (poutre 1)	0,643
Membrure inférieure (poutre 1)	0,758
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre1)	0,231
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 1)	0,114
Membrure supérieure (poutre 2)	0,668
Membrure inférieure (poutre 2)	1,044
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre2)	0,248
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 2)	0,117
poutrelle	0,034
Longeron	0,314
Longeron en porte-à-faux	3,499

Tableau 4.29 Taux de dommage des éléments sollicités

4.5.1.5 calcul du temps de fatigue T_{fat}

La durée de vie restante théorique est donnée par la formule suivante :

$$T_{fat} = \frac{1-D_{tot}}{\frac{n_i}{N_i}} \quad (4.8)$$

n_i : Nombre de cycles de chargement pour une année (4380).

N_i : Nombre de cycles pour le train type 3.

D_{tot} : Taux d'endommagement du pont en 2013.

Les résultats sont dans le **Tableau 4.30**

Eléments	D_{tot} (2013)	$T_{fatigue}$ (ans)
Membrure supérieure (poutre 1)	0,643	24
Membrure inférieure (poutre 1)	0,758	14
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre1)	0,231	157
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 1)	0,114	364
Membrure supérieure (poutre 2)	0,668	23
Membrure inférieure (poutre 2)	1,044	-
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre2)	0,248	152
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 2)	0,117	352
Poutrelle	0,034	861
Longeron	0,314	109
Longeron en porte-à-faux	3,499	-

Tableau 4.30 La durée de vie théorique restante pour chaque élément

➤ Observations

Tous les éléments ont une durée de vie restante qui varie entre 14 et 861 ans à partir de l'année d'endommagement du pont (2013), sauf la membrure inférieure de la poutre 2 et le longeron en porte-à-faux, qui ont théoriquement épuisé leur durée de vie car au delà d'un taux d'endommagement de 1 l'élément est supposé rompu.

4.5.2 Calcul à la fatigue du pont endommagé

Les calculs sont faits de la même manière

❖ Les cas de chargement

Les cas de chargement sont les mêmes que dans la partie (4.5.1)

4.5.2.1 Détermination des pièces sollicitées en fatigue

Les pièces à étudier sont celles dont la contrainte est supérieure à 35 N/mm² selon la courbe du fer puddlé. Ces dernières sont dressées dans le **Tableau 4.31**

Eléments	$\Delta\sigma$ (train type 1)	$\Delta\sigma$ (train type 2)	$\Delta\sigma$ (train type 3)
Membrure supérieure (poutre 1)	73,146	87,869	114,226
Membrure inférieure (poutre 1)	107,173	126,887	164,448
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre1)	53,657	63,210	82,394
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 1)	40,087	49,836	63,944
Membrure supérieure (poutre 2)	77,257	89,821	118,447
Membrure inférieure (poutre 2)	84,405	90,558	130,265
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre2)	54,788	64,519	84,872
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 2)	40,504	50,513	66,866
poutrelle		37,265	47,897
Longeron	61,265	73,404	94,384
Longeron en porte-à-faux	107,031	126,649	162,659

Tableau 4.31 Eléments sollicités en fatigue et leurs contraintes correspondantes

4.5.2.2 Détermination de n_i Cycle de chargement

A partir du trafic ferroviaire, le cycle de chargement est donné dans le **Tableau 4.32**

Période	Type de train	n_i Cycle de chargement
1890-1940	Train 1	73000
	Train 2	73000
1940-1990	Train3	73000
1990-2007	Train 3	49640
2007-2013	Train 3	26280

Tableau 4.32 Spectre de chargement du pont (1890-2013)

4.5.2.3 Détermination du nombre de cycles N_i

On détermine le nombre de cycles N_i en fonction de $\Delta\sigma$ de la même courbe que dans la partie (4.5.1.3). Les résultats sont dressés dans le **Tableau 4.33**.

Eléments	N_i (train type 1)	N_i (train type 2)	N_i (train type 3)
Membrure supérieure (poutre 1)	$1,26.10^6$	$4,05.10^5$	$2,9.10^5$
Membrure inférieure (poutre 1)	$3,75.10^5$	$1,76.10^5$	4.10^4
Diagonales des panneaux de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre1)	3.10^6	$1,75.10^6$	6.10^5
Diagonales des panneaux de 2 à 8 (poutre 1)	8.10^6	$3,8.10^6$	$1,74.10^6$
Membrure supérieure (poutre 2)	$1,06.10^6$	6.10^5	$3,1.10^5$
Membrure inférieure (poutre 2)	$6,2.10^5$	$5,9.10^5$	$1,6.10^5$
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre2)	$2,9.10^6$	$1,65.10^6$	8.10^5
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 2)	$7,95.10^6$	$3,2.10^6$	$1,5.10^6$
Poutrelle		$8,5.10^6$	$3,4.10^6$
Longeron	$1,9.10^6$	$1,25.10^6$	$4,9.10^5$
Longeron en porte-à-faux	$3,5.10^5$	$1,69.10^5$	5.10^4

Tableau 4.33 Valeur de N_i pour chaque élément

4.5.2.4 Calcul du dommage D_{tot}

Les calculs sont faits avec les mêmes étapes que dans la partie (4.5.1.4). le taux d'endommagement jusqu'à l'an 2013 est le même.

4.5.2.5 calcul du temps de fatigue T_{fat}

La durée de vie restante théorique est donnée par la formule suivante :

$$T_{fat} = \frac{1-D_{tot}}{\frac{n_i}{N_i}} \quad (4.9)$$

N_i : le nombre de cycle du train type 3 correspondant au taux de contrainte $\Delta\sigma$ du pont endommagé.

Les résultats sont dans le **Tableau 4.34**

Eléments	D_{tot}	$T_{fatigue}$ (ans)
Membrure supérieure (poutre 1)	0,643	24
Membrure inférieure (poutre 1)	0,758	2
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre1)	0,231	105
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 1)	0,114	351
Membrure supérieure (poutre 2)	0,668	23
Membrure inférieure (poutre 2)	<u>1,044</u>	-
Diagonales des barres de 0 à 2 et 8 à 11 (poutre2)	0,248	137
Diagonales des barres de 2 à 8 (poutre 2)	0,117	302
Poutrelle	0,034	749
Longeron	0,314	76
Longeron en porte-à-faux	<u>3,499</u>	-

Tableau 4.34 La durée de vie restante théorique de chaque élément

➤ Observations

On remarque que la durée de vie des éléments du pont a diminué. Pour la membrure inférieure de la poutre 2 et le longeron en porte-à-faux, le taux d'endommagement D était déjà supérieure à 1 cela veut dire qu'ils sont supposés en ruine par fatigue.

- Pour les éléments dont le taux d'endommagement D est inférieur à 1, la durée de vie restante varie entre 2 et 749 ans.

Conclusion

En premier, la vérification de la résistance à l'état limite de service nous a montré que les éléments métalliques du pont étaient en sécurité et qu'ils travaillaient dans le domaine élastique. Pour le cas du longeron en porte-à-faux du coté de la poutre 1, il travaille dans le domaine plastique même initialement (pont sain). Ceci est dû au fait que cet élément soit mal dimensionné par rapport aux sollicitations appliquées. Ses conditions d'appuis ont amplifiées les contraintes internes de cet élément.

Par la suite, la vérification à la fatigue nous a permis d'estimer la durée de vie théorique restante des différents éléments de l'ouvrage dans ses deux états (sain et endommagé).

Les résultats du pont sain ont montré que pour tous les éléments la durée de vie restante varie entre 14 et 861 ans à partir de 2013 sauf pour :

- La membrure inférieure de la poutre 2 vu que le taux de contrainte $\Delta\sigma$ est important, elle devrait être en ruine par fatigue en 2013.
- Le longeron en porte-à-faux présente aussi un taux d'endommagement important calculé par rapport à 2013. Il devrait aussi être en ruine par fatigue en 1955. Il nous semble que cet élément soit mal dimensionné ou bien vu sa position structurelle et ses conditions d'appuis, il a été sollicité sévèrement.

On remarque dans les résultats obtenus pour le pont endommagé, que la durée de vie a diminué en général pour tous les éléments. Ce qui est logique vu que les taux de contraintes $\Delta\sigma$ ont augmenté. Ces résultats s'affichent sont comme suit :

- la durée de vie de la membrure inférieure de la poutre 1 est de 2 depuis 2013 cela veut dire qu'elle devrait être en ruine par fatigue depuis 2015.
- Pour le cas du porte-à-faux-longeron et la membrure inférieure de la poutre 2, il a été écrit plus haut qu'ils sont déjà en ruine par fatigue.
- Pour le reste des éléments de l'ouvrage la durée de vie restante varie entre 23 et 749 ans.

Il est vrai qu'actuellement, l'ouvrage résiste toujours et certains de ses éléments travaillent toujours dans le domaine élastique. Mais le fait d'avoir d'autres pièces en fatigue et à la limite de la rupture, entraîne à une redistribution des efforts et des contraintes dans les autres éléments moins sollicités et ainsi une accélération de la plasticité des sections et aussi de l'endommagement par fatigue pour ces derniers. Il peut y avoir une ruine brusque de l'ouvrage à n'importe quel moment, donc on peut dire qu'il n'est pas en sécurité. Pour cela, il est urgent qu'il soit surveillé et des solutions de renforcement ou remplacement des éléments endommagés devraient être trouvées.

CONCLUSION GENERALE

- Le pont métallique biais de Ouled Mimoun est un pont ferroviaire de près de 127 ans d'âge, datant de la période de la colonisation. Il se compose d'une seule travée reposant sur deux culées en maçonnerie. Le pont a subi, durant sa vie, plusieurs accidents (chocs de véhicules lourds sur ses poutres) qui ont altéré sa structure jusqu'à la rupture de certaines parties.
- La réglementation utilisée pour l'étude et la réalisation du pont était prescrite par les décrets ministériels de l'époque. Le dimensionnement et les calculs se basaient sur la résistance des matériaux en utilisant des modèles de calcul unidimensionnels et des schémas statiques simplifiés.

Dans l'histoire générale des ouvrages d'art, le phénomène de la fatigue pour les ouvrages d'art était négligé jusqu'à ce que des accidents se produisent à travers le monde. Parmi les premiers à s'en être intéressé, l'ingénieur allemand Wöhler, celui qui a conçu les courbes S-N ou courbes de Wöhler.

- Le pont assure toujours ses fonctions de service. Il résiste toujours face aux charges sismiques mais beaucoup moins aux charges thermiques vu que certains éléments sont très sollicités notamment le longeron en porte-à-faux qui travaille dans le domaine plastique que ce soit pour l'ouvrage dans son état initial ou endommagé.

L'étude de fatigue du pont dans ses deux états montre que depuis 1955, des éléments de l'ouvrage devraient être en ruine par fatigue, ce qui est le cas du longeron en porte-à-faux. Cette fragilité des éléments entraîne à une redistribution de contraintes dans les autres pièces du pont ce qui accélère leur endommagement. Par ces résultats, nous pouvons conclure que la durée de vie restante du pont dépend de la résistance des éléments sains et qu'à n'importe quel moment certains de ces éléments peuvent se rompre.

Le suivi et la maintenance ont un rôle très important pour les ouvrages que ce soit pour la sécurité ou la préservation du patrimoine ; c'est pourquoi des solutions de renforcement ou de remplacement des éléments endommagés devraient être trouvées dans l'urgence.

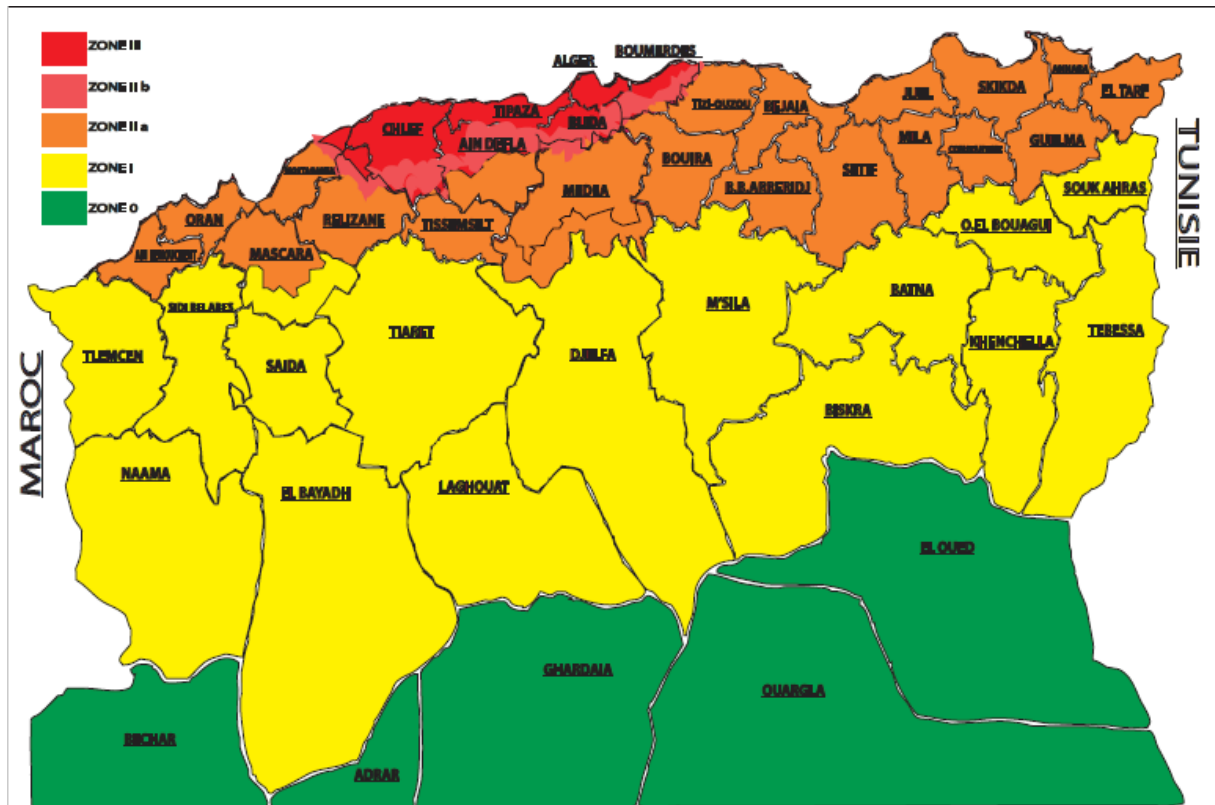
Enfin, nous souhaiterions que notre travail serve à de prochaines études dans le domaine de l'étude de la fatigue des ouvrages d'art.

Références Bibliographiques

- (1) Géographie des chemins de fer par **Lartilleux (1949)**
- (2) [<http://algerazur.canalblog.com>]
- (3) Cours : la fatigue des structures métalliques par **Prof. BOUMECHRA Nadir**, MARS **2013.**
- (4) **SETRA** Guide de conception et de justifications PONTS METALLIQUES ET MIXTES : Resistance à la fatigue.
- (5) Evaluation de la résistance d'un pont métallique a treillis ancien (pont ferroviaire sur Oued Isser, OULED MIMOUM), **BENMOKRANE Aicha** et **BIB Abdelkrim**, **PFE 2013.**
- (6) Evaluation de la résistance globale d'un pont métallique du 19ème siècle (Pont à treillis sur Oued Isser, O. Mimoun, W. Tlemcen) par **Prof. BOUMECHRA Nadir**
- (7) Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008
- (8) Document technique réglementaire : Règles définissant les charges a appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- (9) Cahier des prescriptions communes : Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes. édition **1995**
- (10)**Eurocode 3** , calcul des structures en acier en 1993-1-9.

ANNEXE A-RPOA 2008

Carte du Zonage Sismique



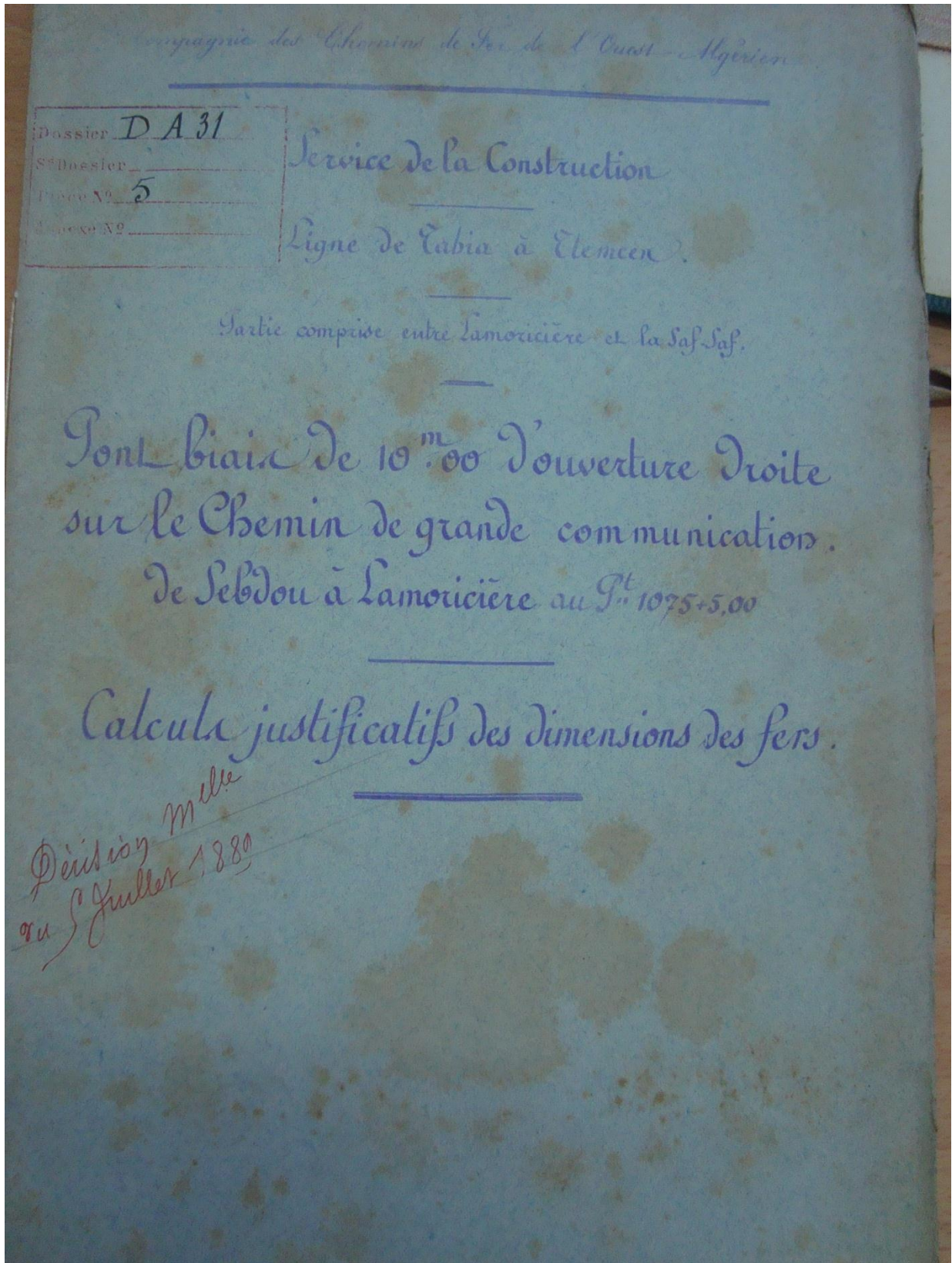
ANNEXE B-RPOA 2008

Caractéristiques géotechniques des sites

Cat	Description		\bar{q}_c (MPa) (c)	\bar{N} (d)	\bar{p}_l (MPa) (e)	\bar{E}_p (MPa) (e)	\bar{q}_u (MPa) (f)	\bar{V}_s (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

ANNEXE-D

Note de calcul



Compagnie des Chemins de Fer de l'Ouest-Algérien.

Service de la Construction

Ligne de Tabia à Uemcen.

Partie comprise entre Lamouicière et la Saf. Saf.

Pont biais de 10^m,00 d'ouverture droite sur
le Chemin de grande communication
de Sebou à Lamouicière, au P^t 1075+5,00

Calcul justificatif des dimensions des fers.

Poutres.

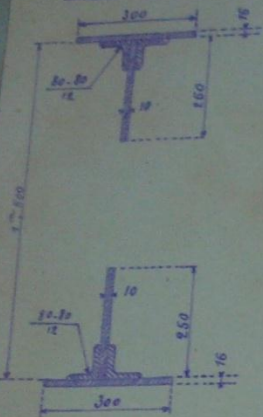
La portée des poutres, mesurée d'axe en axe des appareils
d'appui, est de 13^m,100.

Charges et Surcharges. Les charges et surcharges qu'elles auront à supporter sont
les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Charge permanente} \text{ --- } 1500^{\text{K}} \\ \text{Surcharge prescrite par la circulaire} \\ \text{ministérielle du 9 Juillet 1897} \end{array} \right\} 6170^{\text{K}} \left. \begin{array}{l} \text{par mètre courant} \\ \text{de tablier, soit:} \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} p = 750^{\text{K}} \\ p' = 5085^{\text{K}} \end{array} \right\} \text{par mètre courant} \\ \text{de poutre}$$

$$\text{Charge et surcharge par mètre courant de poutre } p + p' = 5835^{\text{K}}$$

Membres.



Le moment fléchissant maximum a lieu au milieu de la portée, il a pour valeur :

$$M = \frac{1}{8} 3835 \times 75,100^2 = 82265,5$$

La section des membres, constante dans toute la longueur des poutres, est celle figurée ci-contre, elle donne :

$$\frac{I}{y} = 0,014673$$

Le travail moléculaire maximum dans les membres a donc pour valeur :

$$R = \frac{M}{10^6 \times \frac{I}{y}} = \frac{82265,5}{10^6 \times 0,014673} = 5,61 \text{ par } \text{mm}^2 \text{ carré.}$$

Tréillis.

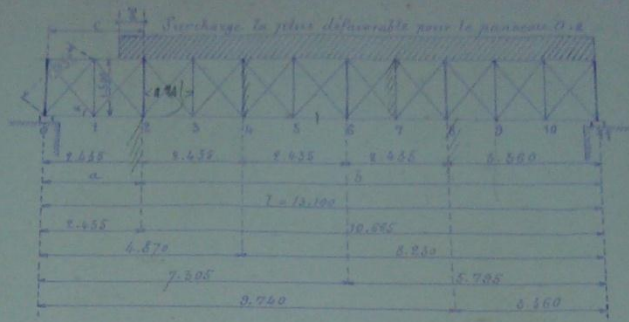
Si l'on désigne par :

- l, la portée de la poutre,
 - b, la distance du montant considéré à l'appui le plus éloigné,
 - a, la distance du montant considéré à l'appui le plus rapproché,
 - c, la distance du montant considéré au point d'attache de la poutrelle suivante, cette distance étant toujours comptée du côté opposé à celui où règne la surcharge,
- l'effort tranchant maximum dans un panneau a lieu lorsque la surcharge règne sur la zone comprise entre ce panneau et l'appui qui en est le plus éloigné et en outre, sur une longueur δ donnée par la formule :

$$\delta = \frac{bc}{l+c}$$

Il a pour expression :

$$T = p \left(\frac{l+c}{2} - a \right) + \frac{p b^2}{2(l+c)}$$



D'autre part, α étant l'angle des barres de treillis avec la verticale, la tension totale dans une barre est donnée par la formule :

$$F = \frac{T}{2 \cos \alpha} = \frac{T}{2 \times \frac{1,500}{1,932}} = 0,644 T$$

En appliquant ces formules aux différents panneaux, on dresse le tableau suivant :

Numéros des panneaux	Efforts tranchants maxima.	Tensions maxima dans les barres de treillis
0 - 2	$T = 750 \left(\frac{13,100 + 2,435}{2} - 2,435 \right) + \frac{3085 \times 10,665^2}{2(13,100 - 2,435)} = 20450^{\text{K}}$	$F = 13170^{\text{K}}$
2 - 4	$T = 750 \left(\frac{13,100 + 2,435}{2} - 4,870 \right) + \frac{3085 \times 8,23^2}{2(13,100 - 2,435)} = 11969^{\text{K}}$	$F = 7708^{\text{K}}$
4 - 6	$T = 750 \left(\frac{13,100 + 2,435}{2} - 7,305 \right) + \frac{3085 \times 5,795^2}{2(13,100 - 2,435)} = 5204^{\text{K}}$	$F = 3351^{\text{K}}$
6 - 8	$T = 750 \left(\frac{13,100 + 2,435}{2} - 9,740 \right) + \frac{3085 \times 3,360^2}{2(13,100 - 2,435)} = 9197^{\text{K}}$	$F = 5923^{\text{K}}$
8 - 11	$T = 750 \left(\frac{13,100 + 2,435}{2} - 12,175 \right) + \frac{3085 \times 9,740^2}{2(13,100 - 2,435)} = 18696^{\text{K}}$	$F = 12027^{\text{K}}$

Les sections des barres de treillis des différents panneaux et les efforts moléculaires maxima correspondants sont indiqués dans

Dressé par l'Ingénieur de la C^{ie} de Trives-Sille soussigné.

Paris, le 4 Janvier 1889

Signé: Lantrac

Vu et Vérifié:

Oran, le 8 Janvier 1889

L'Ingénieur de la Construction.

Signé: Clerc

Vu et Proposé:

Oran, le 18 Janvier 1889

Le Directeur des Services de la Compagnie,

Signé: Cholet

Vu et Présenté:

Paris, le 19 Janvier 1889

L'Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées,
Ingénieur-Conseil de la Compagnie.

Signé: Boutallier

Vu et Présenté:

Paris, le 19 Janvier 1889

Le Président de la Compagnie,
My Administrateur Délégué.

Signé: Lucien Boudet