

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaid
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
De Master en Génie Civil
Spécialité Construction Métallique

Thème :

**EVALUATION DE LA RESISTANCE D'UN PONT METALLIQUE
A TREILLIS ANCIEN**

(PONT FERROVIAIRE SUR OUED ISSER, OULED MIMOUN)

Présenté le 23 Juin 2013 par :

Melle. BENMOKRANE Aicha

Mr. DIB Abdelkarim

Devant le Jury composé de :

Pr. GHOMARI Fouad
Dr. HAMDAOUI Karim
Dr. MISSOUM Abdelghani
Pr. BOUMECHRA Nadir
Mr. CHERIF Zine El Abidine

Président
Examinateur
Examinateur
Encadreur
Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
"وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا"

Dédicaces

Melle Benmokrane Aicha

Je dédie ce modeste travail aux membres de ma très chère et grande famille.

Mes professeurs et enseignants.

Mes amis, mes camarades de la promotion Construction Métallique, en particulier à Dib Abdelkarim mon binôme de travail.

Aux personnes qui me connaissent.

Mr Dib Abdelkarim

Je dédie ce mémoire de fin d'étude à mes chers parents qui m'ont guidé et soutenu durant tout mon parcours

Mon frère

Mes sœurs et mes beaux-frères

Mes neveux et mes nièces

Mes professeurs et enseignants

Mes amis et camarades de la promotion Construction Métallique

Mon binôme de travail Benmokrane Aicha

Remerciements

Nous remercions en premier lieu DIEU le tout puissant de nous avoir donné la chance et le courage d'accomplir ce travail et de le mener à bien.

A nos honorables membres du jury :

Monsieur le Professeur GHOMARI Fouad, Président du jury,

tous nos remerciements pour votre présence à ce jury, ainsi que votre enseignement qui nous a tant inspiré.

Monsieur le Docteur HAMDAOUI Karim, Examineur,

toute notre reconnaissance pour votre participation à ce jury, ainsi que votre enseignement au cours de notre formation.

Monsieur le Docteur MISSOUM Abdelghani, Examineur,

toute notre gratitude pour votre participation à ce jury, ainsi que votre enseignement au deuxième cycle de notre cursus universitaire.

A nos estimables, avouables encadreurs,

Monsieur le Professeur NADIR BOUMECHRA,

Monsieur ZINE EL ABIDINE CHERIF,

Nous adressons nos remerciements les plus chaleureux et les plus sincères pour votre engagement, votre aide et vos précieux conseils sans lesquels ce travail n'aurait pas pu prendre forme, ainsi que votre enseignement distingué que, vous nous avez transmis au cours de notre formation.

On n'oublie pas par nos remerciements, le collectif enseignant du département du Génie Civil de l'Université Abou Bakr Belkaid de Tlemcen, en nous prodiguant de précieux enseignements et conseils au cours de notre formation.

Notre gratitude va aussi aux personnes anonymes qui ont consenti d'énormes efforts à mettre en ligne, ouvrages et autres documents, qui nous ont été d'un grand intérêt pour ce travail.

Bien entendu, une grande part des remerciements les plus chaleureux est adressée à nos familles respectives qui nous ont soutenu et donné les moyens pour y consacrer une grande partie de notre temps à l'accomplissement de ce travail, qu'elles trouvent là toute notre reconnaissance.

Melle BENMOKRANE Aicha

Monsieur DIB Abdelkarim

Evaluation de la résistance d'un pont métallique à treillis ancien

Benmokrane Aicha

Dib Abdelkarim

Résumé

Les ponts ferroviaires datant du 19^{ème} et 20^{ème} siècle font parti intégrante du patrimoine ferroviaire. Pour leurs sauvegardes, une étude détaillée des ouvrages d'art est nécessaire.

Le projet porte sur l'évaluation de la résistance d'un pont métallique à treillis ancien sur Oued Isser, Ouled Mimoun, wilaya de Tlemcen, construit en 1889 sur la ligne du chemin de fer Tlemcen-Tabia. Le projet se devise en trois parties majeures. D'abord, un historique des ponts métalliques à travers le monde ainsi que du chemin de fer en Algérie. Ensuite la présentation de l'ouvrage, son étude statique et dynamique ainsi qu'un aperçu des anciennes méthodes de dimensionnement des ponts métalliques. Puis, une troisième partie concernant le phénomène de fatigue, coté théorique et calcul de la résistance du pont sur Oued Isser, suivie d'une simulation de la l'évolution de la fissure ainsi qu'une comparaison de la durée de vie restante théorique de trois ponts dans la wilaya de Tlemcen.

L'étude confirme que les ponts métalliques anciens connaissent des détériorations au cours de leur vie d'exploitation sous différentes formes, mais leur préservation est souhaitable du point de vue protection et valorisation de notre patrimoine national.

Mots clés : Pont métallique, résistance, chemin de fer, fatigue

Abstract

Railway bridges dating from the 19th and 20th century are an integral part of railway heritage. For safeguarding, a detailed study of the structures is required.

The project focuses on the evaluation of the resistance of an old truss metal bridge on Isser River, Ouled Mimoun, Tlemcen, built in 1889 on the line Tlemcen-Tabia. The project currency in three major parts. First, a history of steel bridges across the globe as well as the railway in Algeria. Then, the presentation of the structure, its static and dynamic study and an overview of ancient methods of sizing metal bridges. Then, a third part concerning the phenomenon of fatigue, theoretical side and calculating the resistance of the bridge over Isser River, followed by a simulation of the evolution of the crack and a comparison of the remaining theoretical life of three bridges in Tlemcen.

The study confirms that the old steel bridges are experiencing deterioration in their operating life in different forms, but their preservation is desirable from the point of protection and enhancement of our national heritage sight.

Key words: Metallic Bridge, strength, railway, fatigue

الملخص

جسور السكك الحديدية هي جزء لا يتجزأ من التراث. للحماية لا بد من دراسة مفصلة للهياكل ويركز المشروع على تقويم مقاومة الجسر القديم المعدني على نهر إيسر، أولاد ميمون، تلمسان، الذي بني في عام 1889 على خط تلمسان-الطابية. يتقسم المشروع على ثلاثة أجزاء رئيسية. أولاً، تاريخ الجسور الحديدية في أنحاء العالم، كذلك السكك الحديدية في الجزائر. ثم عرض هيكل الجسر، دراسته الديناميكية و الساكنة ونظرة عامة على الطرق القديمة من تحجيم الجسور المعدنية. الجزء الثالث بشأن ظاهرة التعب، الجانب النظري وحساب المقاومة الجسر فوق نهر إيسر، تليها مقارنة بين الحياة النظرية المتبقية لثلاثة جسور في تلمسان وتؤكد الدراسة أن جسور حديدية قديمة تعاني من تدهور في الحياة التشغيل الخاصة بهم في أشكال مختلفة ولكن الحفاظ عليها هو مرغوب فيه من وجهة حماية وتعزيز البصر تراثنا الوطني

كلمات مفتاحية: جسور حديدية، مقاومة، السكة الحديدية، تعب.

Table des matières

Dédicaces	ii
Remerciements.....	iii
Résumé, Abstract, الملخص	iv
Table des matières	v
Liste des tableaux	ix
Liste des figures	xi
Liste des photos.....	xii
Liste des Notations.....	xiii
Introduction	xv
Chapitre I - Les anciens ponts métalliques	16
1 Définitions et Généralités	16
1.1 Les diverses parties d'un pont	16
1.2 Grandes catégories de structures	17
1.3 Pourquoi les ponts métalliques sont-ils apparus qu'à partir du 18 ^{ème} siècle ?... 18	
2 Ponts et Viaducs en fer remarquables	19
Conclusion	26
Chapitre II - Historique du chemin de fer en Algérie	27
2.1 Définition et origine des chemins de fer.....	27
2.1.1 Description de la voie ferrée	27
2.1.2 Les efforts supportés par la voie	27
2.2 Les voies ferrées en Algérie	27
2.3 Lignes de chemin de fer réalisés au 19 ^{ème} siècle en Algérie	28
2.4 Les plans de développement du chemin de fer en Algérie	28
A) Premier plan de développement	28
B) Deuxième plan de développement	29
C) Troisième plan de développement	30
2.5 L'arrivée de la S.N.T.F et les programmes d'investissements	31
2.5.1 Le programme actuel d'investissement ferroviaire	31
2.6 Impacts économiques et sociaux	32
Conclusion.....	33

Chapitre III - Présentation de l'ouvrage	34
3.1 Repère historique	34
3.2 Repère géographique	34
3.3 Architecture de l'ouvrage	35
3.4 Présentation géométrique de l'ouvrage	35
3.4.1 Les poutres principales	36
3.4.2 Les poutrelles (pièces de ponts).....	37
3.4.3 Les longerons	37
3.4.4 Les contreventements	37
3.4.5. Les montants	38
3.4.6 Les traverses inférieurs	38
3.4.7 Le tablier	39
3.4.8 Les appuis	40
3.5 Les matériaux	43
3.5.1 Maçonnerie	43
3.5.2 Fer puddlé	43
Conclusion.....	44
Chapitre IV - Vérification du pont aux états limites de services et au séisme	45
4.1 Introduction	45
4.2 Modélisation	45
4.3 Evaluation des charges et surcharges	46
4.4 Calcul et vérification à l'état limite de service	46
4.5 Minimisation des dommages (état limite de service)	47
4.6 Vérification de la flèche	47
4.7 Calcul des actions sismiques	48
4.7.1 Le principe de la méthode spectrale	48
4.7.2 Données et règlement de calcul	49
4.7.3 Détermination des actions sismiques.....	49
4.7.4 Spectre de réponse élastique	49
4.7.5 Combinaisons des composantes de l'action sismique	52
4.7.6 Vérification de la résistance.....	52
4.8 Effet de la température	54
Conclusion.....	55

Chapitre V - Les anciennes méthodes de dimensionnement des ponts métalliques	56
5.1 Introduction	56
5.2 Note de calcul du pont de 30,00 m d'ouverture sur Oued Isser	57
5.2.1 Poutres principales	57
5.2.2 Poutrelles	61
5.2.3 Longerons	63
5.2.4 Contreventements	64
5.2.5 Appareils de dilatation	66
Conclusion	69
Chapitre VI - Etude de fatigue	70
6.1 Introduction	70
6.2 Historique du phénomène de fatigue	70
6.3 La rupture par fatigue	70
6.4 La résistance à la fatigue	72
6.4.1 Courbe de résistance normalisée	74
6.4.2 La classification des détails	75
6.5 Calcul de la durée de vie.....	75
6.6 Loi d'endommagement de fatigue (Palmgreen-Miner).....	76
6.7 Essai de fatigue.....	76
6.8 Théorie de la mécanique de rupture	76
6.9 Remarques sur les paramètres influençant la durée de vie.....	77
6.10 La vérification à la fatigue.....	78
Conclusion.....	78
6.11 Etude de la fatigue du pont.....	79
6.11.1 Introduction	79
6.11.2 L'étude de la fatigue.....	79
A)- Les règlements de calcul à la fatigue	79
B)- L'évaluation du taux de fatigue du pont.....	79
C)- Calcul à la fatigue.....	80
Conclusion.....	83
6.12 Simulation de l'évolution de la fissure par fatigue	84
6.12.1 Introduction	84
6.12.2 Simulation de l'évolution d'une fissure par fatigue	84

Conclusion.....	90
6.13 Comparaison de la durée de vie restante des éléments les plus sollicités de trois ponts, datant de 1889.....	91
6.13.1 Introduction	91
6.13.2 Présentation des ponts	91
6.13.3 Calcul du taux d'endommagement et de la durée de vie restante	93
Conclusion.....	95
Chapitre VII - Maintenance et réparation	96
7.1 Introduction	96
7.1.1 Les tâches à exécuter	96
7.2 Les pathologies et causes de désordres.....	96
7.3 Les méthodes d'évaluation	98
7.4 Réparation.....	98
Conclusion.....	100
Conclusion générale.....	101
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	102
BIBLIOGRAPHIE	103
ANNEXE A Carte de zonage sismique d'Algérie	A1
ANNEXE B Caractéristiques géotechniques des sites.....	A2
ANNEXE C Classification des détails des assemblages- Eurocode 03	A3
ANNEXE D Classification des détails des assemblages- Taras & Greiner	A4
ANNEXE E Plans du pont	A5

Liste des Tableaux

Tableau 2.1 liaison des villes aux principaux ports.....	29
Tableau 2.2 Consistance du programme de 1879 pour l'ensemble des lignes	29
Tableau 2.3 Consistance du programme de 1879 pour l'ensemble les lignes nouvelles ..	30
Tableau 2.4 Consistance du programme de 1907.....	31
Tableau 3.1 Résumé des sections des éléments du pont	40
Tableau 4.1 Données de circulation ferroviaire sur la ligne Tabia-Tlemcen	46
Tableau 4.2 Contraintes dues à l'ELS	47
Tableau 4.3 Valeurs caractéristiques du site meuble de l'ouvrage (composante horiz) ...	50
Tableau 4.4 Valeurs caractéristiques du site meuble de l'ouvrage (composante verti)	51
Tableau 4.5 Contraintes dues aux combinaisons des actions sismiques	53
Tableau 4.6 Les modes propres de vibration du pont métallique.....	53
Tableau 5.1 Tableau des efforts tranchants et tension dans les barres	59
Tableau 5.2 Sections des barres des panneaux.....	60-61
Tableau 6.1 Formulation analytique des facteurs de correction	77
Tableau 6.2 Eléments sollicités en fatigue et contraintes $\Delta\sigma$ correspondantes	81
Tableau 6.3 Spectre de chargement du pont (1890-2013).....	81
Tableau 6.4 Valeur de N_i pour chaque éléments	82
Tableau 6.5 Taux du dommage des pièces sollicitées	83
Tableau 6.6 La durée de vie restante théorique de chaque élément	83
Tableau 6.7 Spectre du trafic ferroviaire (pont d'El Ourit, Oued Isser)	93
Tableau 6.8 Spectre du trafic ferroviaire (pont de Sabra)	93
Tableau 6.9 Récapitulatif comparatif des trois ponts	95

Liste des Figures

Figure 2.1	Carte des principales lignes de chemin de fer réalisés au 19 ^{ème} siècle.....	28
Figure 2.2	Carte du chemin de fer du Nord Algérien.....	30
Figure 2.3	Carte du réseau ferré National Horizon 2014.....	32
Figure 3.1	Plan de masse du pont métallique sur Oued Isser.....	34
Figure 3.2	Schéma du pont et ses composantes.....	35
Figure 3.3	Détails géométriques du pont et de la poutre principale.....	36
Figure 3.4	Détails géométriques de la membrure (supérieure et inférieure).....	36
Figure 3.5	Détails géométriques de la poutrelle.....	37
Figure 3.6	Détails géométriques du longeron.....	37
Figure 3.7	Détails géométriques du contreventement transversal.....	38
Figure 3.8	Détails géométriques du montant.....	38
Figure 3.9	Détails géométriques de la traverse inférieur.....	39
Figure 3.10	Détails géométriques des culées.....	41
Figure 3.11	Détails géométriques de l'appareil d'appui simple.....	42
Figure 3.12	Détails géométriques de l'appareil d'appui double.....	43
Figure 4.1	Modélisation du pont métallique en éléments finis (3 D).....	46
Figure 4.2	Modélisation du pont métallique en éléments finis (3 D).....	46
Figure 4.3	Train type de 129 T sur pont ferroviaire de 30 m d'ouverture.....	47
Figure 4.4	Coupe en élévation du pont sur Oued Isser- Déformée du pont.....	48
Figure 4.5	Spectre de réponse élastique (Composante horizontale).....	51
Figure 4.6	Spectre de réponse élastique (Composante verticale).....	52
Figure 4.7	Les modes propres de vibration.....	54
Figure 4.8	Effet de la température sur le pont (Modèle éléments finis).....	55
Figure 5.1	Détails géométriques de la poutre.....	57
Figure 5.2	Détails géométriques de la poutre treillis.....	58
Figure 5.3	Coupe transversale du tablier.....	62
Figure 5.4	Coupe longitudinale locomotive sur tablier.....	62
Figure 5.5	Poutrelle.....	62
Figure 5.6	Coupe longitudinale du tablier avec locomotive.....	63
Figure 5.7	Section des longerons.....	64
Figure 5.8	Détails du contreventement.....	65
Figure 5.9	Appareils de dilatation.....	66
Figure 5.10	Coupe transversale du balancier inférieur.....	67
Figure 5.11	La section réduite du balancier inférieur.....	67
Figure 5.12	Balancier supérieur.....	68

Figure 6.1 Les étapes de défaillances en fatigue	72
Figure 6.2 Coupe transversale d'un tablier pont-route	72
Figure 6.3 Détails d'un gousset	72
Figure 6.4 Courbe de Wöhler S-N	73
Figure 6.5 Courbe de résistance normalisée-détails de construction.....	75
Figure 6.6 Train du passé (type 1) du 19 ^{ème} siècle définit pour l'analyse des ponts	80
Figure 6.7 Train du passé (type 2) du 19 ^{ème} siècle définit pour l'analyse des ponts	80
Figure 6.8 Train actuel (type 3)	81
Figure 6.9 Courbe de Wöhler S-N pour $\Delta\sigma_c=71$ N/mm ²	82
Figure 6.10 Détails géométriques de la membrure inférieure	84
Figure 6.11 Illustration des contraintes appliquées sur le trou de rivet	85
Figure 6.12 Illustration de la propagation d'une fissure sur le trou de rivet	85
Figure 6.13 Evolution de la fissure par fatigue (Fissure initiale : 0.1 mm)	87
Figure 6.14 Evolution de la fissure par fatigue (Fissure initiale : 0.5 mm)	87
Figure 6.15 Evolution de la fissure par fatigue (Fissure initiale : 1.0 mm)	88
Figure 6.16 Evolution de la fissure par fatigue (Fissure initiale : 1.5 mm)	88
Figure 6.17 Cycle de vie de la propagation d'une fissure	90
Figure 6.18 Model de la structure en éléments finis (pont d'El Ourit)	93
Figure 6.19 Model 3D du pont de Sabra	94
Figure 6.20 Model de la structure en éléments finis 3D (pont sur Oued Isser)	95

Liste des Photos

Photo 1.1 Viaduc projeté Trans-Rhumel (Constantine-Algérie)	16
Photo 1.2 Pont suspendu de Sidi M’Cid (Constantine-Algérie).....	18
Photo 1.3 Iron. Bridge (Angleterre).....	19
Photo 1.4 Arc d’Iron. Bridge	19
Photo 1.5 Viaduc de Grandfey, 1862.....	20
Photo 1.6 Viaduc de Grandfey réhabilité.....	20
Photo 1.7 Viaduc d’Ormaiztegi	21
Photo 1.8 Pont de Marguerite 1880	21
Photo 1.9 Pont de Marguerite 1950	22
Photo 1.10 Viaduc Maria Pia et Dom Luis I.....	22
Photo 1.11 Viaduc Maria Pia.....	23
Photo 1.12 Viaduc de Garabit.....	23
Photo 1.13 Viaduc de Garabit (Google Map)	24
Photo 1.14 Pont de Sabra.....	24
Photo 1.15 Pont d’El Ourit	25
Photo 1.16 Pont sur le Forth (Ecosse).....	25
Photo 1.17 Pont sur le Forth (Google Map).....	26
Photo 3.1 Vue de l’emplacement du Pont sur Oued Isser (Google Map)	34
Photo 3.2 Pont sur Oued Isser (vue longitudinale)	35
Photo 3.3 Tablier du pont sur Oued Isser	39
Photo 3.4 La voie ferrée du pont sur Oued Isser.....	40
Photo 3.5 Culée du pont sur Oued Isser.....	41
Photo 3.6 Appareil d’appui simple du pont sur Oued Isser	42
Photo 3.7 Appareil d’appui double du pont sur Oued Isser	43
Photo.3.8 Microstructure typique du fer puddlé	44
Photo 5.1 Ponts démontables système G.EIFFEL	56
Photo 6.1 Pont d’El Ourit	91
Photo 6.2 Pont de Sabra.....	92
Photo 6.3 Pont sur Oued Isser.....	92
Photo 7.1 Etat de corrosion d’un pont sur la RN22	97
Photo 7.2 Déconsolidation d’attache rivetée poutrelle-tôle	97
Photo 7.3 Désordres architecturaux des éléments structurels inférieurs	98
Photo 7.4 Desserrage d’un rivet au niveau de la tôle du tablier	99
Photo 7.5 Partie inaccessible du pont sur Oued Isser	99
Photo 7.6 Assemblage rivet du pont sur Oued Isser	100

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
F	: La tension totale dans une barre
n	: Le nombre total des panneaux de la poutre treillis
k	: Le numéro de panneaux considéré
Ω	: Section des barres
f_y	: Limite d'élasticité du matériau
f_u	: Résistance à la traction du matériau
ε_u	: Déformation ultime
r	: Réduction en surface du matériau
σ_e	: Contrainte limite élastique
σ_r	: Contrainte à la rupture
Al	: Allongement à la Rupture
E	: Module d'élasticité de matériau
D	: Densité
C	: Constante représentant le détail de construction, Constante de la loi de Paris
m	: Pente de la loi de Paris, pente de la courbe $S-N$
$\frac{da}{dN}$: Taux de propagation de la fissure
σ_{min}	: Contrainte minimale
σ_{max}	: Contrainte maximale
σ_0	: Contrainte Uniforme appliquée
$\Delta\sigma$: 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
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
N_{ij}	: Nombre de cycles de chargement pour avoir une rupture par fatigue
D_{tot}	: Dommages total
T_{fat}	: Durée de vie restante
μ_{fat}	: Niveau de sécurité de fatigue
γ_{Ff}	: Coefficient partiel de sécurité pour le chargement de fatigue

γ_{Mf}	: Coefficient partiel de sécurité pour la résistance à la fatigue
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
ΔK	: Facteur d'intensité de contrainte
ΔK_{th}	: Valeur seuil du facteur d'intensité de contrainte élastique
w	: Largeur de la plaque
a	: Dimension de la fissure, écartement des montants
a_0	: Taille de la fissure initiale
a_{cr}	: Taille de la fissure finale ou critique
R	: Ratio entre la contrainte maximale et la contrainte minimale
E_X	: Action sismique suivant l'axe X
E_Y	: Action sismique suivant l'axe Y
E_Z	: Action sismique suivant l'axe Z
Sae^H	: Composante du spectre horizontale
Sae^V	: Composante du spectre verticale
g	: Accélération de la pesanteur
S	: Coefficient de site
A	: Coefficient d'accélération
η	: Facteur de correction de l'amortissement
ξ	: Taux d'amortissement visqueux exprimé en %
α	: Coefficient qui tient compte de l'importance en zone sismique, Angle des barres de treillis avec la verticale
T	: Période de vibration
T_1, T_2	: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
f	: Fréquence
ω	: Pulsation

INTRODUCTION

Les ponts métalliques en Algérie sont des ouvrages d'art qui ont fait leurs preuves à travers le temps, ils ont été introduits par le biais du chemin de fer sous le régime colonial Français au XIX^{ème} siècle.

Les ponts sont des structures indispensables pour un bon trafic routier ou ferroviaire. Ils sont le moyen le plus efficace pour permettre le franchissement des obstacles. 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 qui ont plus de 70 ans en moyenne, dont certains feront l'objet d'étude à la fatigue. On peut citer, le fameux pont ferroviaire sur le Mont de l'Ourit conçu par l'ingénieur Gustave Alexandre Eiffel.

Organisation / Méthode de travail :

Dans le premier chapitre, nous évoquerons quelques ponts métalliques distingués du 18^{ème} et du 19^{ème} siècle, les plus connus à travers le monde, et nous essayerons de comprendre la raison de leur apparition qu'à partir de ces époques. Dans le deuxième chapitre, nous survolerons l'historique du chemin de fer en Algérie, nous détaillerons également les programmes d'investissement. Au troisième chapitre, nous présenterons l'ouvrage étudié qui est celui du pont sur Oued Isser, Ouled Mimoun, wilaya de Tlemcen (repère historique, repère géographique, architecture de l'ouvrage...)

Le quatrième chapitre fera le point sur la vérification à l'état limite de service ainsi qu'au séisme, en passant par une classification du pont. Lors du cinquième chapitre, on discutera des anciennes méthodes de dimensionnement des ponts en fer détaillant la note de calcul du pont sur Oued Isser établie en 1889.

Au sixième chapitre, le phénomène de fatigue est présenté, où on étalera aussi son historique, les débuts avec A. Wöhler ainsi que la présentation des étapes d'un calcul à la fatigue. Nous étudierons par la suite, le pont face au même phénomène, nous déduirons sa durée de vie restante, on simulera la propagation d'une fissure dans un des éléments les plus sollicités par une traction. On fera une étude comparative de la durée de vie restante entre le pont d'El Ourit, de Sabra et d'Oued Isser. Dans le dernier chapitre on traitera le sujet de la maintenance et la réparation d'un point de vue général concernant les ponts ferroviaires. On clôturera notre mémoire par une conclusion qui synthétise l'ensemble des résultats de notre projet de fin d'étude.

1-Définitions et généralités

Généralement, un pont est un ouvrage en élévation, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont routier), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont ferroviaire) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal). (1)



Photo.1.1 Viaduc projeté Trans-Rhumel (Constantine, Algérie)

1.1- Les diverses parties d'un pont

Un pont se compose des parties suivantes :

- Le tablier : élément résistant portant la voie
- Les appuis : appuis intermédiaires, appelés « piles », et appuis d'extrémités, appelés « culées » (ou piles-culées), qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations. Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre, dans les meilleures conditions possibles, des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.).
- Les fondations : elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une « travée » et la distance entre deux appuis consécutifs, la « portée de la travée » correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont.

1.2- Grandes catégories de structures

Les ponts peuvent être classés suivant différents critères : les matériaux utilisés, le procédé de construction, ou le fonctionnement mécanique. C'est ce dernier critère qui est retenu dans la présentation qui suit. On distingue ainsi :

- a) Les ponts à poutres : Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges, essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales. Le tablier est, généralement, une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues, ou exceptionnellement posséder des parties en console.

Cette structure linéaire est réalisée à l'aide de poutres principales, parallèles à l'axe du pont, reliées transversalement par des entretoises d'about et, éventuellement, des poutres transversales (entretoises intermédiaires, pièces de pont, etc.). Elles portent, ou intègrent, la couverture recevant directement la charge d'exploitation.

- b) Les ponts en arc : Pour ces ouvrages, dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées ; la composante horizontale de la réaction s'appelle la « poussée ». De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m, avec une ossature porteuse à base de tubes métalliques remplis de béton). Les arcs modernes sont généralement dotés d'articulations à leurs naissances.

On distingue :

- Les arcs à tablier supérieur, pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc ;
 - Les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur, lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc.
- c) Les ponts à câbles : Entrent dans cette catégorie tous les ouvrages pour lesquels le tablier est supporté par des câbles. Ce sont des structures généralement souples, adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique diffère fondamentalement.
- d) Les ponts suspendus sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes. Ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes. Ces ouvrages sont le plus souvent à trois travées ; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois des travées indépendantes.



Photo. 1.2 Pont Suspendu de Sidi M'Cid (Constantine-Algérie)

e) Les ponts à haubans sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés « haubans ». Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles), ou en éventail (haubans convergents). Les réactions d'appui sont verticales et l'ouvrage fonctionne comme ceux de la catégorie des ponts à poutres soumis à la flexion composée du fait de la composante horizontale de la tension des haubans. Le domaine d'emploi des ponts à haubans tend actuellement à s'étendre en faisant reculer celui des ponts suspendus qui restent le seul type de structure encore envisageable pour les très grandes portées (au-delà de 1 500 m).

1.3- Pourquoi les ponts métalliques sont-ils apparus qu'à partir du dix-huitième siècle ?

Les ponts sont des ouvrages qui sont au service de l'humanité depuis des siècles, autrefois faits en maçonnerie ou en bois, les matériaux changèrent mais la fonction reste intacte. L'évolution humanitaire a fait qu'on ait besoin de développer des ponts primitifs (tronc d'arbres, chaîne rocheuse, passerelle en corde naturel...) en structures fiables et sécurisées. Parmi les premiers ponts connus il ya ceux des Égyptiens faits en Arc de pierre, ceux des Babylone, des grecques et des romains puis vient l'évolution industrielle et la métallurgie prend son essor avec la découverte du procédé de la fonte au coke, qui évite de recourir au charbon, devenu rare. Enfaite, la fonte au coke a fait son apparition en Angleterre entre 1705 et 1720, mais un siècle entier s'est écoulé avant que disparaissent complètement les fourneaux au charbon de bois, et l'extraction de minerai n'a décollé vraiment que dans les années 1780 (2,5 Mt à la fin du XVIIe s. 5 Mt en 1750, 10 Mt en 1800, et plus de 50 Mt en 1850). Plusieurs autres perfectionnements seront nécessaires (technique du laminoir, machine à aléser en 1775, tour à fileter, puddlage, c'est-à-dire passage de la fonte à l'acier par décarburation, en 1784) pour que la fonte et le fer atteignent des qualités de solidité et de résistance suffisantes pour permettre leur emploi dans les ouvrages d'art (premier pont édifié en 1779, sur la rivière Severn) et la construction navale (premier navire construit par Wilkinson, en 1787).

2-Ponts et viaducs en fer remarquables

1779. Iron Bridge. Coalbrookdale, Angleterre, Royaume-Uni



Photo.1.3 Iron. Bridge (Angleterre)

Ce premier pont en fonte consiste en une arche semi-circulaire de 30 m de portée. En 1862 fut inauguré le chemin de fer de la Severn, il eut une influence considérable sur l'évolution de la technologie et de l'architecture.

C'est le premier grand pont métallique, ce pont en arc qui est toujours en service, il accomplit actuellement une fonction routière.

Sa portée principale est de 30,5 m (longueur de travée maximale), sa longueur totale est de 60 m, son poids de fer est de 378,5 T. (4)



Photo.1.4 Arc d'Iron. Bridge

1862. Viaduc de Grandfey (Ligne Ferroviaire Berne-Fribourg), Suisse

C'est un ouvrage à poutres treillis en fer forgé construit par Schneider et Cie.

Il mesure 334 m de long, avec 6 travées. La plus haute pile mesure 82 m de haut. Le tablier a été mis en place par poussage (Ingénieur M. Mathieu). (5)



Photo. 1.5 Viaduc de Grandfey 1862

Cet ancien pont, avec son envolée de structures métalliques, soulignait l'ampleur de l'ouvrage. Un long tablier métallique avec des parois grillagées formées d'un treillis, combinées des fers plats et des fers profilés en U, ont la propriété, en termes techniques, d'être rigides au flambage. Le tablier reposa sur six minces piliers.

Le 14 Juin 1891 (Münchenstein, Suisse), le pont ferroviaire construit par G.EIFFEL s'est écroulé sous l'excès de charge du train. Le laboratoire fédéral d'essai des matériaux et de recherche en Suisse a conclu à une erreur de conception. La formule d'Hyperbole d'Euler n'était pas admise dans le domaine élastique du matériau de l'époque et il aurait fallu la réajuster. (6)

Après cet incident, la Suisse a effectuée des inspections sur tous ses ponts ferroviaires, ayant découvert des fissures sur le Viaduc de Grandfey, sa réhabilitation est entamée en 1927.

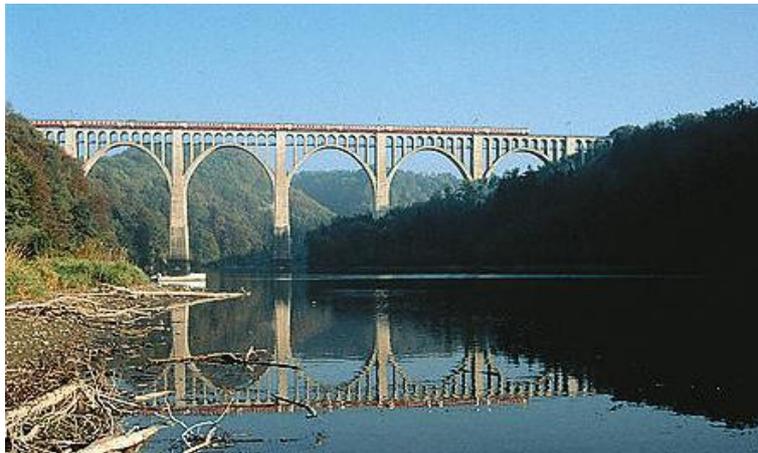


Photo. 1.6 Viaduc de Grandfey réhabilité

L'actuel pont reste fort imposant. L'ouvrage a été renforcé en conservant la structure métallique, les piles ont été recouvertes de béton armé; des arcs en béton armé et des voûtelettes construites entre les piles assurent la liaison avec le tablier. (5)

1864. Viaduc d'Ormaiztegi. Pays Basque. Espagne

Cet ouvrage métallique mesure 289 m de long. Il comporte 5 travées et s'élève à 30 m au dessus de la vallée.

Il a été construit par la Société de Construction des Batignolles. Endommagé en 1936 pendant la guerre civile espagnole, il fut restauré à l'identique en 1941, avec notamment le renforcement des quatre piliers en béton armé.

En 1995 il a été doublé par un nouvel ouvrage adapté au nouveau trafic ferroviaire, mais il est classé Bien Culturel du gouvernement du Pays Basque.

A noter que l'Espagne a sauvé ainsi nombre de grands ouvrages d'art. (5)



Photo. 1.7 Viaduc d'Ormaiztegi

1876. Pont Marguerite. Budapest. Hongrie

Photo. 1.8 Pont Marguerite 1880

La photographie 1.8 représente le Pont Marguerite tel que construit en 1876 par la Société de Construction des Batignolles.

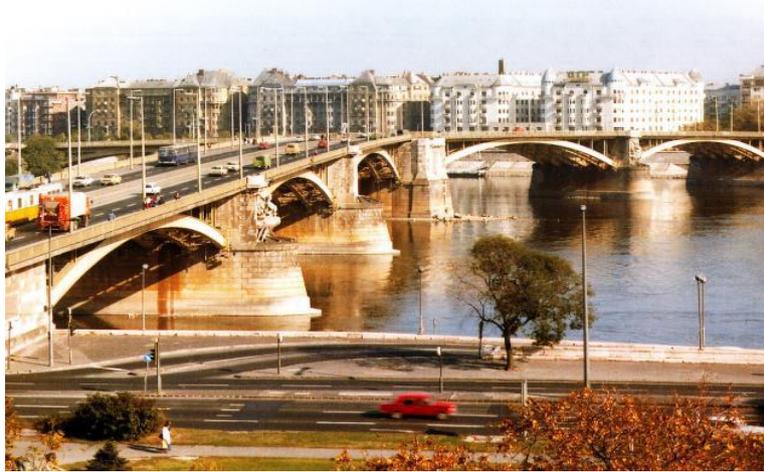


Photo.1.9 Pont Marguerite 1950

La photographie 1.9 montre l'ouvrage reconstruit après guerre en 1947-1948. Même si la structure des poutres a été modifiée, on note sur les deux ouvrages la similitude de conception, de construction et de décoration.

C'est initialement un pont en fer, de 613 m de long, y compris les deux ouvrages d'accès, et 18 m de large (plus les trottoirs). Il présente 6 travées, longues de 72/88m, comportant six arcs en fer et des poutres en treillis. Les piles sont fondées dans des batardeaux, et décorées par des statues.

L'ouvrage a été élargi en 1935-1937, avec deux arcs supplémentaires. En 1944 et 1945, le pont fut détruit et il fut reconstruit en 1947-1948 avec six arcs seulement et une dalle en béton armé. Une rénovation importante a été réalisée en 2010. (4) & (5)

1877. Pont de Maria Pia et 1886. Pont de Dom Luis I, Portugal



Photo.1.10 Viaduc Maria Pia et Dom Luis I

Les villes de Porto et de Gaia qui bordent le Douro sont reliées par de remarquables ouvrages. Le viaduc Maria Pia (en bas) construit en 1877 par Gustave Eiffel, le viaduc Dom Luis I (en haut) conçu par Théophile Seyrig en 1886. (5)



Photo. 1.11 Viaduc Maria Pia

Le viaduc a été conçu par Théophile Seyrig (particulièrement l'arc parabolique) et Gustave Eiffel, construit par l'entreprise Eiffel et Cie.

C'est un ouvrage métallique de 563 m de long, présentant un arc en fonte à deux articulations, de 160m d'ouverture, avec une flèche de 42,5 m, à 61 m au dessus du fleuve. Le viaduc Maria Pia a été le précurseur de la construction du viaduc de Garabit en France. Il est maintenant hors service et le trafic utilise le viaduc voisin de São João. (5)

1884. Viaduc de Garabit. Auvergne, France



Photo. 1.12 Viaduc de Garabit

Ouvert à la circulation en 1884 après 4 ans de travaux, c'est l'un des plus grands et audacieux chef d'œuvre de Gustave Eiffel, a été le plus grand ouvrage métallique du monde.

Le viaduc de Garabit se compose d'un tablier métallique long de 564,85 m reposant sur sept piles en fer puddlé de hauteur variable (jusqu'à 80 m pour les deux plus hautes).



Photo.1.13 Viaduc de Garabit (Google Map)

Les trois travées situées au-dessus de la partie la plus basse de la vallée sont soutenues par un arc d'une portée de 165 m et d'une hauteur de 52 m. La partie métallique est encadrée par deux viaducs d'accès Nord et Sud, en maçonnerie, de 46 m et 71 m respectivement. La hauteur au dessus de l'étiage de la Truyère était de 122,5 m.

Aux pieds de l'Arche il ya des rotules qui ont la particularité de permettre au viaduc une certaine flexibilité, ce qui est très important car le fer se dilate et se rétracte en fonction de la température donc il faut une certaine souplesse procurée par les articulations.

Le montage s'est fait en porte à faux (à partir de chaque extrémité). Cet ouvrage allie la performance à l'esthétique. (4)

1889. Pont de Sabra, Tlemcen. Algérie



Photo. 1.14 Pont de Sabra

Cet ouvrage est un pont métallique constitué de 03 travées, la portée de la travée maximale est de 29. Quant à celle de l'ouvrage qui est de 76,45 m et contenant une seule voie de 3 m de largeur, reposant sur 4 appuis dont 2 culées et 2 piles. Sa fonction ferroviaire est d'assurer le passage des trains allant de Tlemcen vers Maghnia (3)

1889. Pont d'El Ourit, Tlemcen. Algérie**Photo 1.15** Pont d'El Ourit

Ce pont est un chef d'œuvre architecturale, par sa conception en arc et son emplacement sur El Ourit. Sa portée est de 68,00 m avec une hauteur de 8m, l'élément principal est la poutre archée en treillis d'épaisseur variable. Le pont construit en fer puddlé a été réalisé par l'ingénieur Gustave Alexandre Eiffel. (2)

1890. Pont sur le Forth, Ecosse**Photo. 1.16** Pont sur le Forth (Ecosse)

Il a une surface métallique de 58 hectares (580 000 m²) sur une hauteur de 137 mètres. Les rails qu'il supporte sont à 48 mètres de la ligne des hautes eaux; sa longueur totale est de 2 529 mètres.

Il est en réalité un assemblage de deux ponts cantilever mis bout-à-bout. Il est constitué de quinze petites arches de 51 mètres chacune (dix au sud et cinq au nord), de deux arches latérales de 207 m, et des deux arches principales d'une portée unitaire de 521 mètres.



Photo.1.17 Pont sur le Forth (Google Map)

Chaque arche principale est composée de deux bras en porte-à-faux de 207 m qui supportent la poutre centrale du pont (106 m), placée à 46 m au-dessus de l'eau à marée haute. Les trois tours qui soutiennent le cantilever ont une hauteur de 104 m et reposent sur des caissons profonds de 27 m, en partie construits grâce à de l'air comprimé. (4)

Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons découvert quelques ponts du XVIIIème et XIXème siècle qui auront été le début d'une innovation continue. Ils sont un exemple de réussite des ingénieurs et architectes malgré la méconnaissance des propriétés du matériau fer ainsi que des techniques de construction. La plupart de ces ponts font parti des monuments nationaux dans leurs pays respectifs (Viaduc de Garabit depuis 1965) et ils accomplissent aussi une fonction ferroviaire. Au chapitre suivant, nous nous intéressons à l'historique du réseau ferroviaire en Algérie.

CHAPITRE II HISTORIQUE DU CHEMIN DE FER EN ALGERIE

2.1-Définition et origine des chemins de fer

On désigne en général sous le nom de chemins de fer des voies munies de rails, sur lesquels circulent des trains remorqués par des locomotives.

Les premiers à avoir exploité un chemin de fer sont les Britanniques au XIX siècle quand l'ingénieur Georges Stephenson construit la première locomotive pour ses mines, puis produisit à grande échelle après le concours de Liverpool en 1829.

Elle pesait 4 T et pouvait remorquer en palier une charge de 23 T à la vitesse de 22 km/h et atteindre sans charge la vitesse de 45 km/h qui était considérable à l'époque. (1)

2.1.1- Description de la voie ferrée

Toute voie ferrée est formée de deux files de rails entretoisés de manière à ce que leur écartement soit invariable, et reposant sur le sol par l'intermédiaire de supports qui répartissent la pression sur le ballast.

Le rail peut être fixé à la traverse soit directement, soit par l'intermédiaire d'un coussinet.

Le premier type est le rail Vignole, à base plate ; le second est le rail à Coussinet.

2.1.2-Les efforts supportés par la voie

Les efforts qui agissent sur la voie sont de trois natures : ils peuvent être verticaux, transversaux ou longitudinaux.

- Les efforts verticaux supportés par le rail sont ceux qui résultent du passage des roues des véhicules ; la charge des essieux des machines va en croissant en raison de l'augmentation du trafic et de la vitesse. Notant que les essieux moteurs des machines sont toujours plus chargés que ceux des Tenders et des véhicules des trains.
- Les efforts transversaux peuvent agir soit vers l'extérieur soit vers l'intérieur de la voie. Les efforts les plus dangereux sont ceux qui résultent des chocs.

En courbe il se produit en outre des efforts spéciaux. Ils sont dus, soit à la force centrifuge si le devers est trop faible pour la vitesse du train, soit au contraire à la force centripète si le devers est trop fort, soit encore au glissement des roues sur les rails qu'entraîne le calage des essieux.

- Les efforts longitudinaux résultent de l'adhérence ; ils sont égaux soit à l'effort que la machine exerce pour se mouvoir et remorquer le train qui la suit, soit lorsque les freins agissent, à l'effort retardateur qu'ils produisent. (7)

2.2-Les voies ferrées en Algérie

On trouve deux types de voie ; une voie normale en usage qui est de 1,44 m à 1,45 m entre les bords intérieurs des rails. Les champignons des rails ont une largeur presque uniforme de 6 centimètres, ce qui porte de 1,50 à 1,51 leur écartement d'axe en axe.

L'espacement moyen des traverses varie, sur les lignes à voie normale en 0,70 et 1,00 m.

La voie étroite quant à elle, s'emploie exclusivement dans les mines.

2.3-Lignes de chemins de fer réalisés au 19^{ème} siècle en Algérie

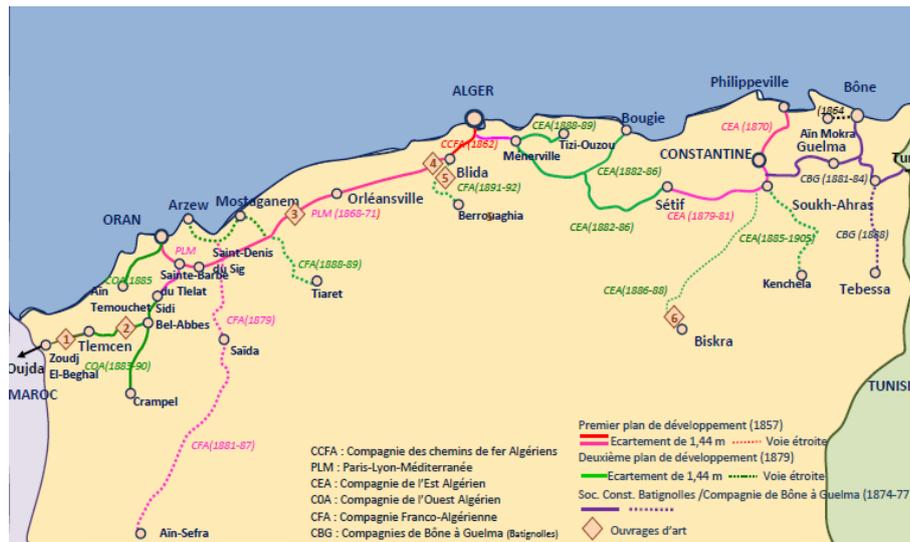


Fig.2.1 Carte des principales lignes de chemin de fer réalisées au 19^{ème} siècle. (2)

La configuration géographique de l'Algérie a conduit à un programme de chemins de fer marqué par la longue ligne Ouest-Est, Oran-Alger-Constantine (en partie littorale), et des lignes approximativement Nord-Sud dans les vallées joignant des zones de l'intérieur (maîtrise de la présence française, exploitation des richesses naturelles) à cette ligne et à la côte méditerranéenne, et aussi de longues lignes de desserte du grand Sud (souvent à voies étroites).

Le réseau s'est mis en place progressivement, par tronçons d'un à quelques dizaines de km, réalisé par plusieurs compagnies, avec des écartements divers (1m à 1,44m), parfois modifié dans le temps.

L'histoire de la construction de ce réseau est complexe débutant dès le 19^{ème} siècle. On retrace l'essentiel de l'infrastructure ferroviaire qui se développera évidemment au-delà par la figure 2.1. (2)

2.4-Les plans de développement du chemin de fer en Algérie

Dès 1833, une première proposition de réseau de chemin de fer a été élaborée. La toute première ligne minière à voie métrique de 32,5 km est celle qui relie Bône à Aïn-Mokra (1859- 1867).

A)-Premier plan de développement

Sous les auspices de Napoléon III, le décret impérial du 8 avril 1857 établit le premier plan de développement qui porte sur la ligne principale Oran-Alger-Constantine (881 km) et 6 lignes de raccordement aux principaux ports dont celui d'Arzew, le tout totalisant 1.357 km. Trois tronçons prioritaires ont été confiés à la Compagnie des chemins de fer algériens: Alger-Blida en 1862, Oran-Saint Denis du Sig (1868), Philippeville-Constantine (1870). La construction de ces deux dernières été transférée à la Compagnie Paris-Lyon-Méditerranée [PLM].

Les tronçons Constantine-Sétif (1879- 1881), ont été réalisés par la Compagnie de l'Est Algérien, et Blida-Saint Denis du Sig (1868-1871), ainsi que des lignes à l'Ouest de

l'Algérie par la Compagnie de l'Ouest Algérien. Par ailleurs, la Compagnie Franco-Algérienne réalisera les lignes à voie étroite Arzew-Saïda-Aïn Sefra (1879-1887) et Mostaganem- Tiaret. Ce sont 1.365 km qui ont alors été réalisés.

On repart à l'Est de l'Algérie où la Société de Construction des Batignolles se verra confier la ligne Bône-Guelma, d'où la Compagnie de Bône à Guelma qui construira d'autres tronçons du réseau Est, ainsi que des lignes en Tunisie. (8)

Pour le résumé du plan développement on se réfère au **Tableau 2.1**

N°	Désignation des villes	Désignation des ports	Linéaires [km]
1	Constantine	Phillippeville (Skikda)	87
2	Sétif	Bougie (Béjaia)	110
3	Constantine et Guelma	Bône (Annaba)	202
4	Orléans-ville	Tenès	58
5	Mostaganem et Rélizane	Arzew	68
6	Tlemcen et Sidi-Bel-Abbès	Oran	120

Tableau 2.1 liaison des villes aux principaux ports (9)

La poursuite des travaux pour les autres lignes est assurée par cinq (5) compagnies :

- La Compagnie Bône-Guelma (BG).
- La Compagnie de l'Est Algérien (EA).
- La Compagnie Paris-Lyon-Méditerranée (PLM).
- La Compagnie de l'Ouest Algérien(OA).
- La Compagnie Franco-Algérienne (FA).

B)-Deuxième plan de développement

Un deuxième plan de développement sera adopté le 18 juillet 1879. Il comporte de nombreuses extensions au réseau du premier plan de développement, prévoyant 1.747 km de nouvelles lignes. La Compagnie de l'Ouest Algérien effectuera les travaux à l'Ouest (Sidi-Bel-Abbès et Crampel) et la Compagnie Franco Algérienne réalisera la voie étroite de Mostaganem-Tiaret. La Compagnie de l'Est Algérien assurera, de Sétif à Ménerville, le bouclage de la ligne Constantine-Alger. La Compagnie de l'Est Algérien complétera le réseau principal à l'Est, ainsi que la desserte du Sud à voie étroite, Biskra (1882) et Khenchela (1905).

Les lignes sont classées soit d'intérêt général ou d'intérêt local. Seules les lignes d'intérêt général peuvent bénéficier d'une participation financière de l'état pour leur réalisation. Les lignes d'intérêt local sont initiées et financées par les départements et les communes. [8]

Pour le résumé du plan développement, on se réfère au **Tableau 2.2 et Tableau 2.3**

N	Désignation tronçons	Distance [km]
21	Sainte-Barbe du Tlélat à Sidi-bel-Abbés	51
22	La Maison-Carrée à Ménerville	43

Tableau 2.2 Consistance du programme de 1879 pour l'ensemble des lignes locales à incorporer (94 km) (9)

N	Désignation tronçons	Distance [km]
01	De la frontière du Maroc à Tlemcen	58
02	De Tlemcen à la Senia (Oran), par Ain-Témouchent	145
03	Du massif minier de Rio-Salado à un point à déterminer entre Témouchent et la Sénia	25
04	De Sebdou à un point à déterminer entre Tlemcen et la frontière du Maroc	45
05	De Sidi-bel-Abbès à Magenta	61
06	De Mostaganem à Tiaret, par Ain-Tédélès et Rélizane	179
07	De Mascara à Ain-Thizy	12
08	De Ténès à Orléans-ville	58
09	D'Affreville à Haouch-Moghzen	48
10	De Mouzaia ville à Berrouaghia, par Haouch-Moghzen	96
11	De Berrouaghia aux Trembles	70
12	Des Trembles à Bourj-Bouirra	30
13	De Ménerville à Sétif, par Bourj-Bouirra	247
14	De Ménerville à Tizi-Ouzou	56
15	De Béni-Mansour à Bougie	97
16	De l'Oued Tikster vers Bougie, par les vallées de Bou Sellamet de l'Oued Amassim	85
17	D'El-Guerrah à Batna	80
18	De Batna à Biskra	115
19	D'Ain-Beida au réseau de la province de Constantine	80
20	De Tébessa à Souk-Ahras	126

Tableau 2.3 Consistance du programme de 1879 pour l'ensemble des lignes nouvelles (1747 km) (9)

C)-Troisième plan de développement

De 1879 à 1906 des lignes d'une longueur de 2.035 km seront construites.

En 1907, un troisième programme portant sur 1.256 km de nouvelles lignes sera engagé.

En 1946, le réseau algérien atteindra une longueur de 5.014 km.

Pour le résumé du plan développement on se réfère au **Tableau 2.4** et la **Figure 2.2**

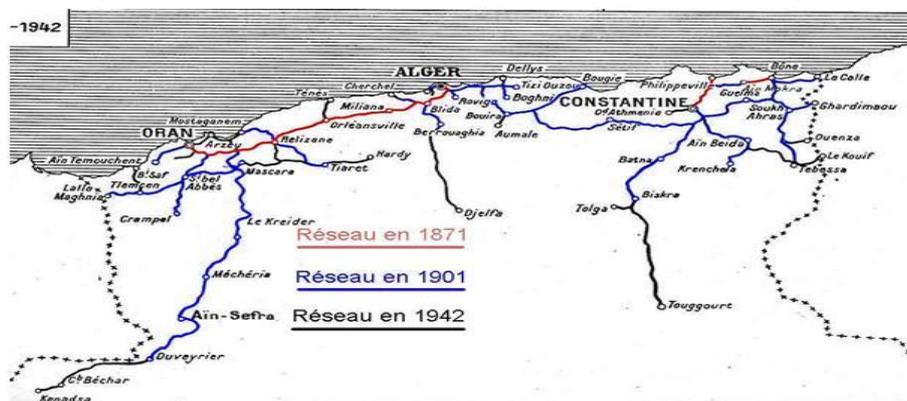


Fig.2.2 Carte du chemin de fer du Nord Algérie (8)

N°	Désignation tronçons	Distance km	Ecartement
A-Embranchement sur les plateaux et en direction du littoral			
01	-Tlemcen-Béni Saf	67	1,055
02	-Sidi Bel Abbés-Tizi' Mascara-Uzés le Duc	147	1,055
03	-Rélizane-Prévost-Paradol par Zemmora	85	1,055
04	-Orléansville-Tènés	57	1,055
05	-Bouirra-Ain Bessem-Aumale	47	1,00
06	-Constantine-Oued Athménia	45	1,435
07	-Bizot-Djadjelli avec embranchement sur El Milia	153	1,00
B-Raccordement au sud du département de Constantine			
08	-Ain Beida-Tébessa avec embranchement de La Meskiana vers la ligne Souk-Ahras-Tébessa	125	1,00
C-Ligne de pénétration dans le sud de département d'Alger			
09	-Berrouahia-Boghari-Djelfa	197	1,055
D-Lignes prévues « à titre éventuel »*		400	
*la ligne secondaire Biskra-Touggourt avec embranchement vers Tolga et El Oued (d'une longueur de 387 km a été réalisée en plus du programme)			
Ensemble lignes nouvelles : 1332 km*			
*le chiffre de 1256 km est avancé par d'autres sources dont la SNTF			

Tableau 2.4 Consistance du programme de 1907 (10)

2.5- L'arrivée de la SNTF et les programmes d'investissements

Le chemin de fer continua à s'élargir, il a connu une période de post-indépendance dans laquelle les entreprises feront leur apparitions telle que la SNTF (société nationale chargée de l'exploitation et de l'entretien du réseau ferroviaire). Un autre programme d'investissement verra le jour en 1980 qui se caractérise surtout par la modernisation et l'accroissement de la capacité des lignes du réseau, les grands aménagements ferroviaires régionaux et l'extension géographique du réseau.

Il a permis certaines réalisations dont on relève :

- Un renouvellement complet (voie et ballast) d'une grande partie du réseau d'environ 1400 km de voie.
- Mise à double voie de tronçons de la rocade nord (200 km).
- Aménagement, modernisation et reconstruction des gares réparties sur le réseau.
- Aménagement ferroviaire des régions d'Annaba et d'Alger (partiellement).

2.5.1-Le Programme actuel d'investissement ferroviaire

En 2013, alors qu'on est à l'horizon 2014, 6000 km de voies nouvelles, le chemin de fer Algérien dispose d'un linéaire total en exploitation de 4300 km (3200 km en voie normale et 1100 km en voie étroite), 301 km de voie électrifiée et 345 km de lignes exploitées en double voie.

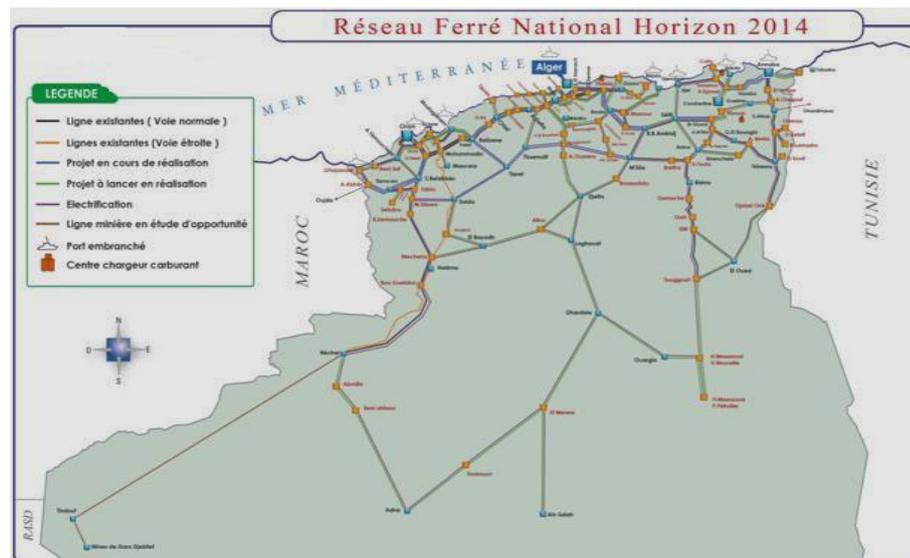


Fig.2.3 Carte du réseau ferré National Horizon 2014 (8)

Une attention particulière a été accordée au secteur ferroviaire par les pouvoirs publics. De nombreux programmes d'investissements ont été inscrits et lancés depuis, notamment ceux de 1999-2005, 2005-2009 et 2009-2014.

L'ensemble de ces programmes vise le développement et la modernisation du réseau existant. (8)

2.6- Impacts économiques et sociaux

Les conséquences économiques et sociales de l'implantation ainsi que l'extension de voies ferrées sont considérables, le nombre de voyageurs qui empruntent les lignes de chemin de fer est en augmentation croissante et ceci est dû aux faits suivants :

- Les prix de transports
- La rapidité du service (accroissement de la vitesse)
- L'augmentation de la capacité de transport des voies de communication

La facilité et surtout la rapidité du transport a modifié les relations sociales, pour avoir une idée sur cet impact, on peut imaginer ce que produirait la suppression subite des chemins de fer. Notre réseau national actif remonte à plus de cinquante ans, son éventuelle disparition rendrait presque impossible la vie matérielle elle-même dans ses conditions actuelles. Une région dont les chemins de fer cesseraient d'être exploités serait pour ainsi dire retranchée du pays.

Ce qui doit ressortir, est que malgré la forme industrielle que revêt nécessairement leur exploitation, les chemins de fer constituent au premier lieu un des services publics les plus importants d'un pays.

Conclusion

L'historique du chemin de fer en Algérie est passé par diverses périodes, ainsi que de multiples programmes de développements qui ont participé à l'établissement du réseau ferroviaire actuel. La construction d'importants ouvrages d'art de types nouveaux : ponts, viaducs et tunnels pour le franchissement d'obstacles, dont plusieurs sont de très remarquables monuments. Ces œuvres qui encore aujourd'hui forcent notre admiration, relèvent d'un exploit accompli par les ingénieurs et ouvriers qui, aidés par le contexte favorable de la révolution industrielle, rivalisent d'audace pour que les voies ferrées traversent des reliefs dans les conditions admissibles de la circulation ferroviaire.

Le pont sur Oued Isser fait parti intégrante du réseau ferroviaire, nous passons à présent à sa présentation, par son historique ainsi que sa description géométrique.

CHAPITRE III PRESENTATION DE L'OUVRAGE : PONT METALLIQUE SUR OUED ISSER, OULED MIMOUN

3.1-Repère historique

Le pont ferroviaire métallique a été réalisé en 1889, donc datant de l'époque coloniale. L'étude a été établie par la compagnie des chemins de fer de l'Ouest Algérien sur la ligne de Tabia-Tlemcen. Il a été construit dans le cadre du développement du chemin de fer. Il assure le franchissement d'Oued Isser dans le village d'Ouled Mimoun, wilaya de Tlemcen. (Fig.3.1)

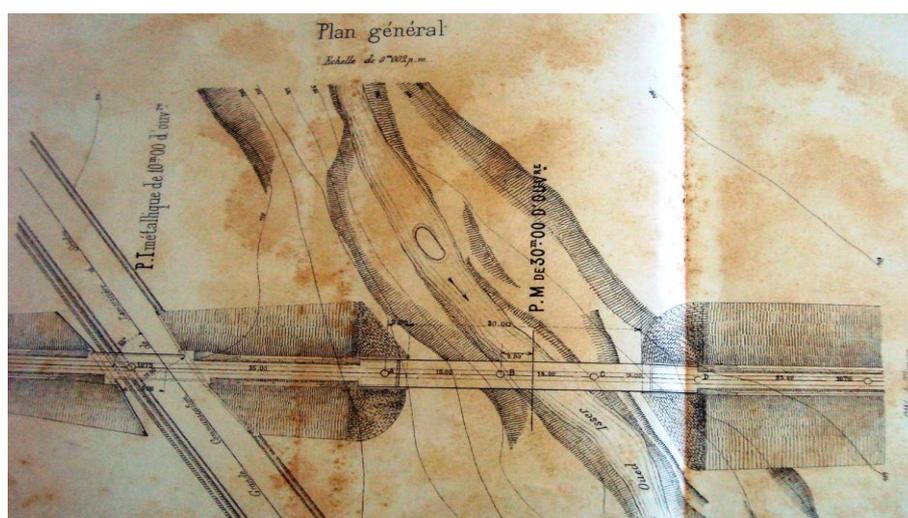


Fig.3.1 Plan de masse du pont métallique sur Oued Isser.

3.2-Repère géographique

Le pont est un ouvrage qui se trouve être à Lamoricière (ancienne appellation d'Ouled Mimoun) à 33 km de Tlemcen.



Photo.3.1 Vue de l'emplacement du Pont sur Oued Isser (Google Map)

3.3-Architecture de l'ouvrage

L'aspect de l'ouvrage décline deux styles d'architecture, l'architecture classique en maçonnerie de pierre pour les culées, et l'architecture industrielle pour la superstructure de l'ouvrage. Le mélange des matériaux traditionnels et modernes confèrent à l'ouvrage un caractère exceptionnel qui s'intègre parfaitement à son environnement. L'intégration est accentuée par l'usage du treillis qui assure transparence et légèreté, contrairement aux ouvrages à âmes pleines qui constituent un écran.



Photo.3.2 Pont sur Oued Isser (vue longitudinale)

3.4-Présentation géométrique de l'ouvrage

L'ouvrage se compose d'une seule travée, de deux culées se trouvant sur les rives afin de supporter le poids du tablier qui a une largeur totale de 4,5 mètres et une longueur totale de 30 mètres.

Le pont est une structure métallique composé de deux poutres principales, des poutrelles (pièces de pont), de longerons, de contreventements supérieurs, inférieurs, latéraux et transversaux, de montants et des traverses inférieurs, ainsi qu'une tôle striée mince (7 mm d'épaisseur) pour le tablier.

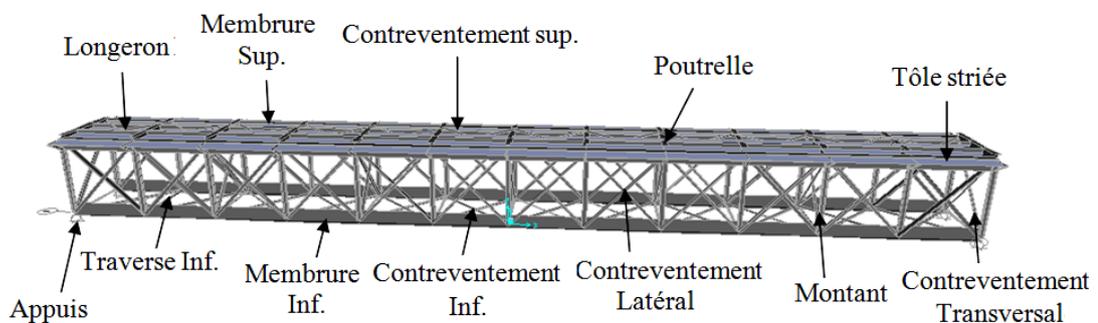


Fig.3.2 Schéma du pont et ses composantes

Le quantitatif des éléments structurels est le suivant :

- ✓ Une tôle striée sur toute la surface du tablier
- ✓ 02 Poutres principales
- ✓ 13 Poutrelles
- ✓ 24 Longérons
- ✓ 55 Contreventements en croix de Saint-André
- ✓ 26 Montants
- ✓ 13 Traverses Inférieures
- ✓ 02 Culées en maçonnerie et 04 appareils d'appuis

3.4.1-Les poutres principales

Elles sont constituées de deux membrures (supérieure et inférieure) et de 12 panneaux contreventés en croix de St André de 2,6 m de largeur.

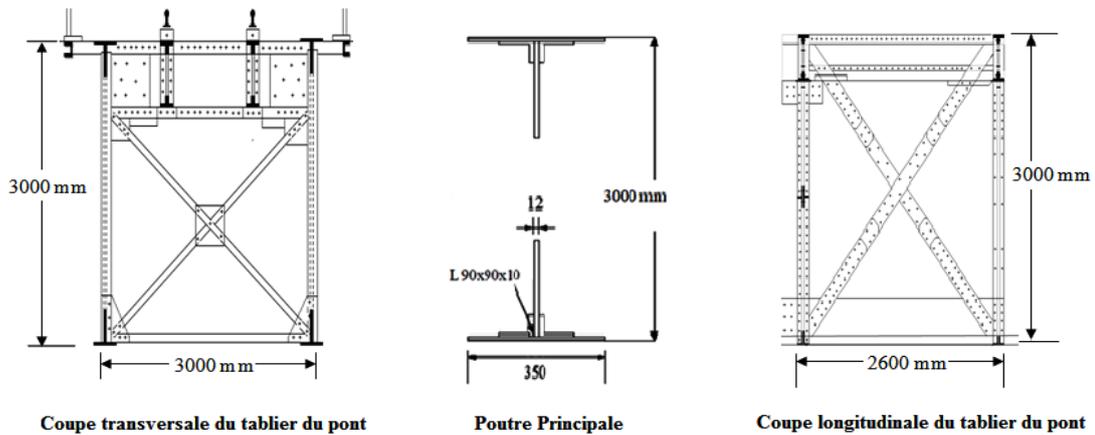


Fig.3.3 Détails géométriques du pont et de la poutre principale

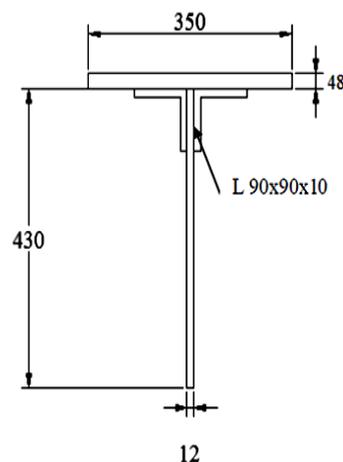


Fig.3.4 Détails géométriques de la membrure (supérieure et inférieure)

Les poutres principales sont des poutres en treillis constituées de deux membrures (supérieure et inférieure). L'espacement entre la semelle de la membrure inférieure et la semelle de la membrure supérieure est de 3000 mm.

3.4.2-Les poutrelles (Pièces de pont)

Elles sont des pièces perpendiculaires aux poutres principales. Elles transmettent les charges et surcharges des deux rails au reste de la structure. On a 13 poutrelles de 3 m de longueur.

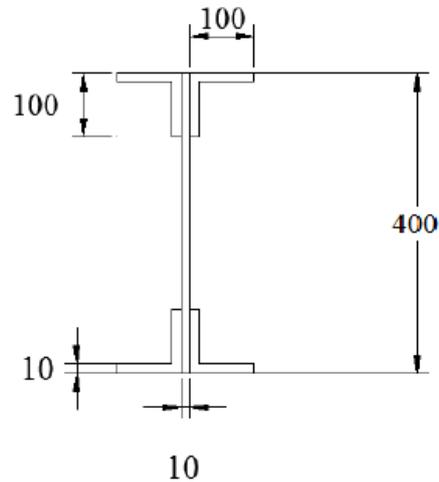


Fig.3.5 Détails géométriques de la poutrelle

3.4.3-Les longerons

Les longerons sont parallèles aux poutres principales, ils supportent les rails du pont ferroviaire. Il existe un nombre de 24 longerons de 2,6 m de longueur.

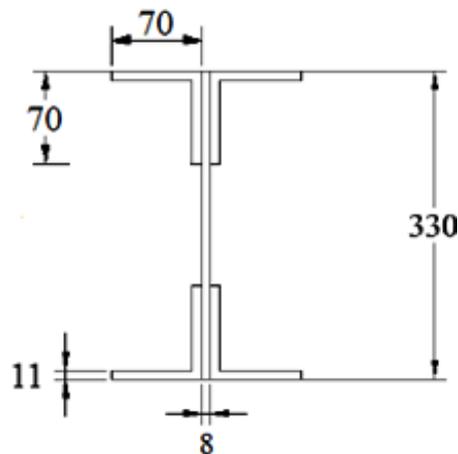


Fig.3.6 Détails géométriques du longeron

3.4.4-Les contreventements

Les contreventements jouent un rôle dans la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage, réalisés en Croix de Saint-André.

Les détails géométriques des contreventements sont illustrés en Chapitre V.

Il existe 55 contreventements au total, dont 12 horizontaux supérieurs et 12 horizontaux inférieurs, 24 verticaux latéraux et 07 verticaux transversaux. Leur section est variable sur la longueur du pont.

La figure 3.7 suivante montre les détails géométriques du contreventement transversal

Il est fait d'une cornière L (90x90x10)

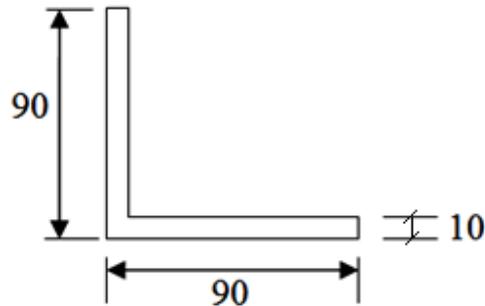


Fig.3.7 Détails géométriques du contreventement transversal

3.4.5-Les Montants

Les montants courant sont de même section (double cornières) tout au long du pont. La figure suivante 3.8 donne les détails géométriques du montant.

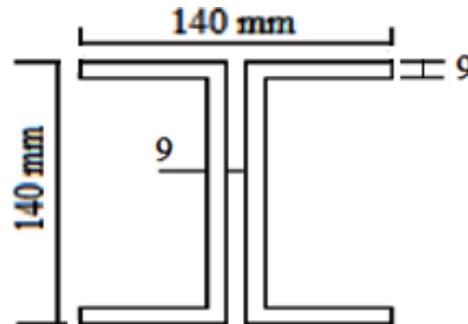


Fig.3.8 Détails géométriques du montant

3.4.6-Les traverses inférieures

Les traverses inférieures sont constituées de deux cornières (L 80x60x10) rivetées entre elles (φ rivet=22 mm). La figure 3.8 donne les dimensions de la traverse inférieure.

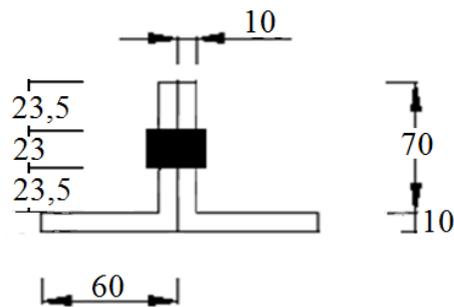


Fig.3.9 Détails géométriques de la traverse inférieure

3.4.7-Le Tablier

Le tablier se compose des éléments suivants

- Une tôle métallique striée de 7 mm d'épaisseur. Elle rend possible les inspections sur place des éléments du pont. Sa fonction de participation à la résistance est faible par rapport aux autres éléments porteurs et donc à négliger dans la rigidité du pont.
- De rails en métal, éléments cruciaux pour la circulation des trains.
- De rails de sécurité, évitent le déraillement du train lors de son passage.
- Traverses en bois (le matériau bois permet d'absorber les vibrations).

Les photos 3.3 et 3.4 présentent le tablier du pont



Photo.3.3 Tablier du pont sur Oued Isser (état actuel)



Photo.3.4 La voie ferrée du pont sur Oued Isser (état actuel)

Le tableau suivant est un récapitulatif des aires des sections des éléments du pont

Elément	Section mm²
Traverse inférieur	4234
Membrure	22000
Montant	4572
Longeron	5764
Poutrelle	8000
Contreventement supérieur	1419
Contreventement inférieur	1179
Contreventement transversal	1700

Tableau 3.1 Récapitulatif des sections des éléments du pont

3.4.8-Les appuis

Le pont possède une seule travée, pas d'appuis intermédiaires (piles).

Les culées

Les culées se composent d'un groupe de murs, un de front et des murs latéraux construits en maçonnerie de pierre de taille.



Photo.3.5 Culée du pont sur Oued Isser

La figure **3.10** suivante montre les détails géométriques des culées

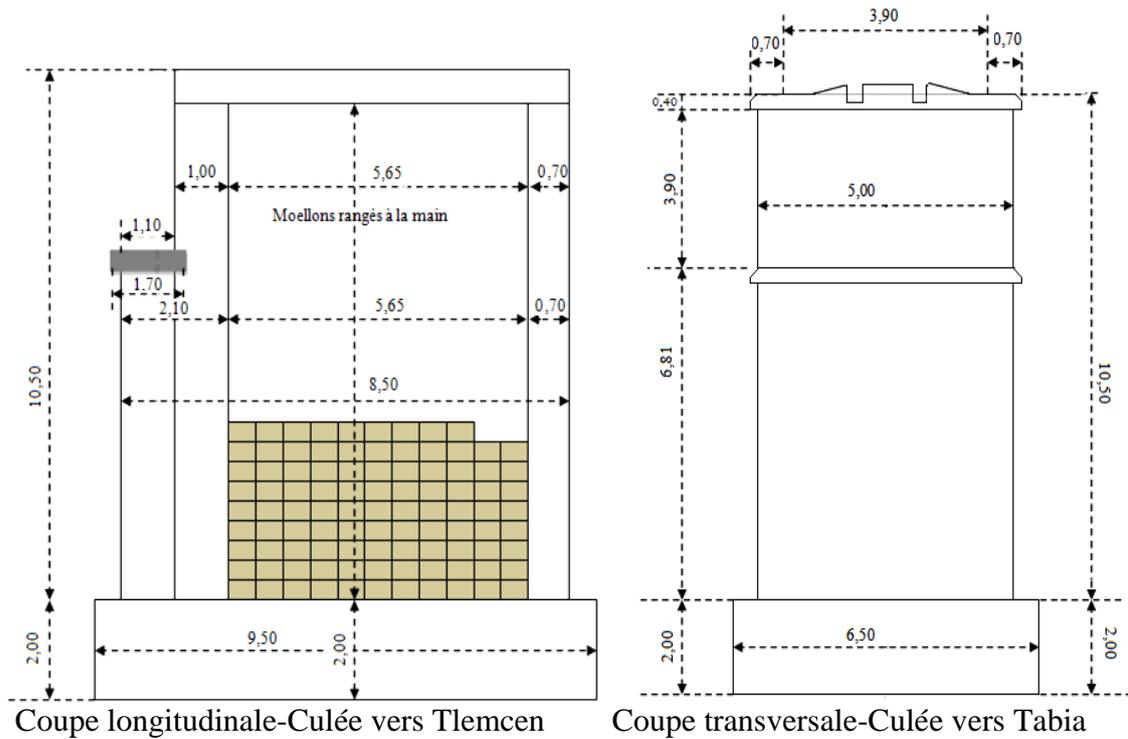


Fig.3.10 Détails géométriques des culées

Les appareils d'appuis

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage placé entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation.

Les appareils d'appuis utilisés dans l'ouvrage sont à balanciers, il y'en a 04 au total. On note deux types d'appareils : simple et double

- ❖ L'appareil d'appui simple, se compose de deux balanciers, un supérieur de 700 mm et l'autre inférieur de 750 mm de largeur, ainsi que de cinq rouleaux en acier. Il se situe sur la culée de Tlemcen selon le plan de masse (voir ci-dessus **Fig.3.1**)

La figure **3.11** montre les détails géométriques de l'appareil d'appui simple.

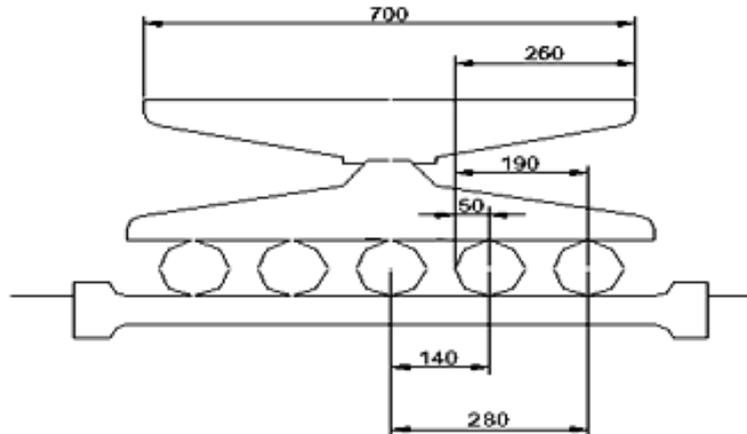


Fig.3.11 Détails géométriques de l'appareil d'appuis simple

La photographie suivante **3.6** montre les deux appareils d'appuis simples du pont sur les lieux.



Photo.3.6 Appareil d'appui simple du pont sur Oued Isser

- ❖ L'appareil d'appui double, se compose de deux balanciers, un supérieur de 700 mm, et un inférieur de 750 mm. (Pour les détails géométriques, voir la figure suivante 3.11 ci-dessous). L'appareil d'appui se situe sur la culée de Tabia, selon le plan de masse (voir ci-dessus **Fig.3.1**)

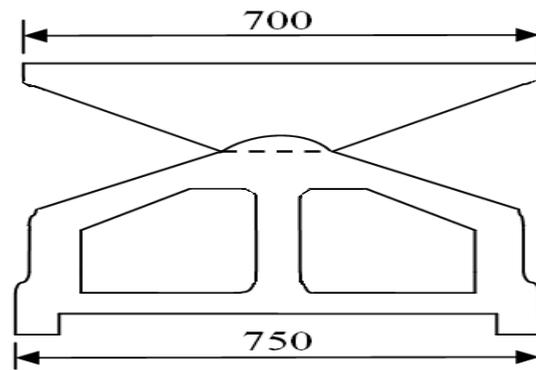


Fig.3.12 Détails géométriques de l'appareil d'appui double

La photographie suivante **3.7** montre les deux appareils d'appuis doubles du pont sur les lieux.



Photo.3.7 Appareil d'appui double du pont sur Oued Isser

3.5- Les matériaux

Le pont est construit en maçonnerie de pierre pour l'infrastructure (culées) et en fer pour la superstructure (tablier et sa structure)

3.5.1- Maçonnerie

Moellon de pierre ordinaire à face plate contenant généralement cinq arêtes, employé en parement de surface et la pierre de taille de forme rectangulaire à face plate d'une épaisseur uniforme de 25 cm, utilisée pour les parties spécifiques.

3.5.2- Fer puddlé

La charpente métallique, vue la date de sa construction est constituée de fer puddlé, dont les caractéristiques sont les suivantes :

Contrainte Limite Elastique $180 \text{ MPa} < \sigma_e < 300 \text{ MPa}$

Contrainte à la Rupture $250 \text{ MPa} < \sigma_r < 400 \text{ MPa}$

Allongement à la Rupture $5 \% < A < 25 \%$

Module d'Elasticité $E = \text{entre } 170\,000 \text{ et } 190\,000 \text{ N/mm}^2$

Densité = 7,8

Il s'agit d'une forme primitive de l'acier. Son domaine plastique est très faible, d'où un risque de rupture fragile. Le fer puddlé présente une structure "cristalline feuilletée" et donc une sensibilité à la corrosion.

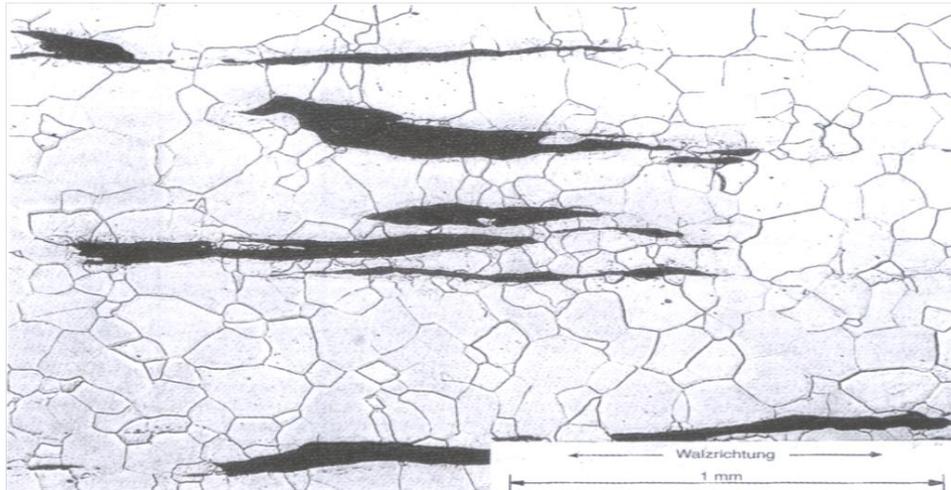


Photo.3.8 Microstructure typique du fer puddlé

Conclusion

Le pont ferroviaire sur Oued Isser est un pont à treillis ancien, en service depuis 1890 jusqu'à ce jour. Le choix de l'architecture, des éléments et des matériaux s'est fait en fonction de la disponibilité ainsi que de l'avancement technologique à cette époque. Dans le chapitre suivant nous ferons la modélisation qui doit être la plus proche et la plus réaliste pour une vérification de sa résistance la plus correcte possible.

CHAPITRE IV VERIFICATION DU PONT AUX ETATS LIMITES DE SERVICE ET AU SEISME

4.1- Introduction

Les États Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites (fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction).

Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants : déformations, vibrations, durabilité. Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas forcément sa ruine.

L'évaluation au séisme n'apparaissait pas dans les notes de calculs au siècle précédent, par manque d'informations et d'expériences. Ce phénomène naturel et complexe était méconnu, mais après un certains temps et le nombre de séismes qu'ont frappé le globe terrestre, des études poussées et approfondies menés par les géologues et les géophysiciens ont permis de mieux comprendre et connaître l'impact ainsi que l'évolution de ces vibrations qui déstabilisent la croûte notamment près des failles et mènent vers l'effondrement de certaines structures.

Les constructions parasismiques évoluent avec les nouvelles normes et le recul d'expérience dans le domaine. Concernant les anciens ouvrages d'art, des mesures doivent être prises en compte pour le renforcement et la préservation de la sécurité (routière ou ferroviaire), on parle alors des cas de vérification dans les codes de pont existant.

La vérification aux états limites de service à réaliser est la suivante :

- vérifications des contraintes maximales
- vérification de la flèche maximale
- vérification par rapport aux actions sismiques

4.2 – Modélisation

Il s'agit de définir une modélisation qui doit être compatible avec le comportement de la structure. Le logiciel utilisé est le SAP 2000 version 12. 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 considéré des sections homogènes et uniformes, négligeant l'effet des assemblages rivetés.

D'un autre côté, les assemblages de l'époque étaient conçus selon des critères différents. Le comportement des rivets est assez proche de celui des boulons, mais les caractéristiques mécaniques sont éloignées de l'acier actuel. Par la suite, les attaches aux assemblages ne sont pas modélisées. 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. Néanmoins, les cornières sont considérées pour le calcul des inerties.

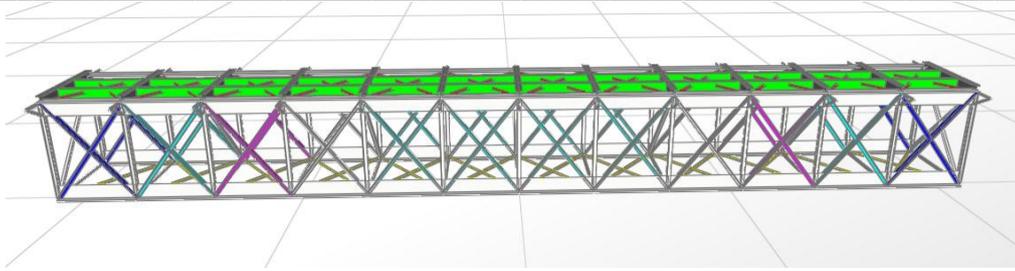


Fig. 4.1 Modélisation du pont métallique en éléments finis (3 D)

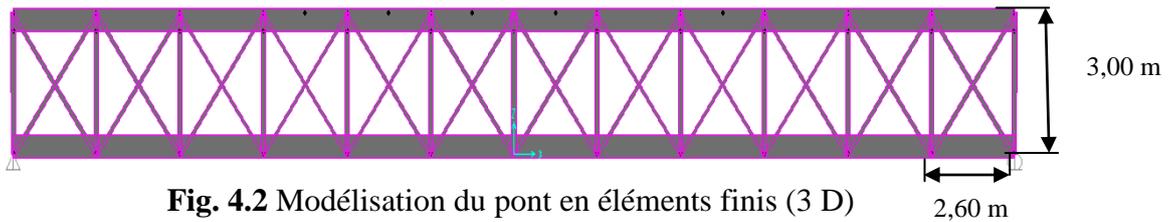


Fig. 4.2 Modélisation du pont en éléments finis (3 D)

4.3-Evaluation des charges et surcharges

- Les charges permanentes proviennent du poids propre de la structure et des éléments suivants :
 - Rail métallique $G = 0.80 \text{ kN/ml}$
 - Garde-corps $G = 1.0 \text{ kN/ml}$
 - Traverses en bois $G = 0.228 \text{ kN/ml}$ (Espacement : 0.833m)
- Concernant les surcharges d'exploitation, la base de données de la **SNTF** nous permet de définir trois types de trains comme l'indique le tableau 4.1

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
2007-2013	6	3	12

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

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

Ils sont définis en détails dans le chapitre VI.

4.4-Calcul et vérification à l'état limite de service

On détermine la contrainte à l'ELS pour chaque élément du pont et ceux en prenant en compte les surcharges suivantes :

Pont ferroviaire : le train type a une surcharge de 129 T appliquée sur les deux rails

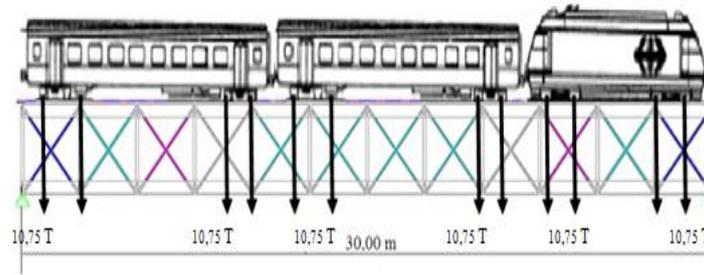


Fig.4.3- Train type de 129 T sur pont ferroviaire de 30,00 m d'ouverture *

(*)Chaque essieu reprend une charge de 10,75 T

On positionne le train le long du pont de sorte à avoir le moment fléchissant maximum et les contraintes maximales sous les éléments du pont (on peut aussi faire varier la position de la surcharge pour tracer la ligne d'influence)

Les résultats sont dressés dans le tableau suivant

Elément	σ_{max} (N/mm ²)
Membrure Inférieure	179,17
Membrure Supérieure	159,44
Montant	148
Contreventement vertical	150
Poutrelle	75,24
Longeron	119,78
Contreventement supérieur	36,5
Contreventement Inférieur	46
Traverse Inférieure	94,05
Trottoir	26,24

Tableau 4.2- Contraintes dues à l'ELS

4.5- Minimisation des dommages (état limite de service)

Il est à noter que, sous l'effet d'un séisme de calcul, moins intense mais plus fréquent, la structure doit rester dans le domaine élastique permettant ainsi la reprise des circulations après une courte inspection.

Pour les ouvrages routiers, les critères aux états limites de service sont couverts par les critères aux états limites ultime.

Après les actions sismiques de haute probabilité d'occurrence pendant la durée de vie prise en compte pour le pont, les parties de ce dernier, destinées à contribuer à la dissipation de l'énergie durant l'événement sismique de calcul, doivent subir uniquement des dégâts mineurs. Ceux-ci ne doivent entraîner ni réduction du trafic, ni nécessité d'effectuer des réparations immédiates.

4.6- Vérification de la flèche

La détermination de la flèche d'un pont est l'indice le plus sûr, c'est un moyen d'épreuve qu'on peut appliquer à une poutre construite et destinée à être employée.

La hauteur et l'épaisseur de la poutre sont constantes.

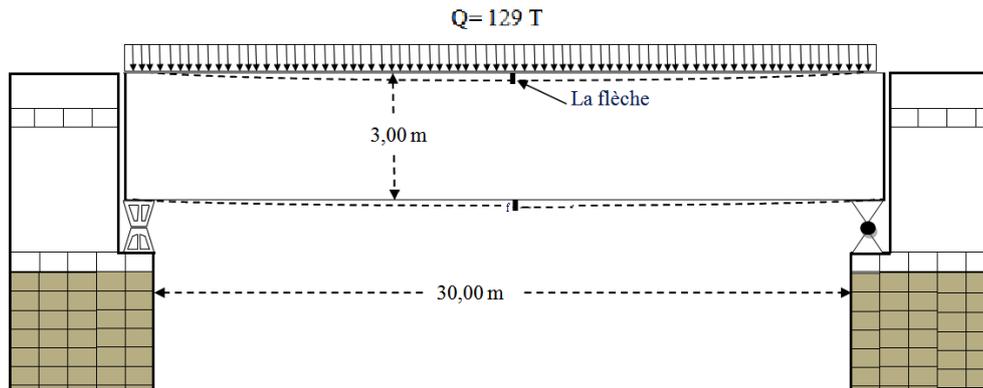


Fig. 4.4 Coupe en élévation du pont sur Oued Isser- Déformée du pont

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

E : le module d'élasticité du matériau en N/mm^2
 I : moment d'inertie en mm^4
 L : la longueur de la poutre en mm
 Q : la surcharge d'exploitation N/mm

$$\text{Les critères de vérification pour un pont : } f < \frac{L}{500}$$

Le calcul donne (en cm) :

$$f = 5,44 \text{ cm (Sap2000)} \leq \frac{L}{500} = 6,24 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

4.7-Calcul des actions sismiques

4.7.1-Principe de la méthode modale spectrale

L'analyse sismique des structures complexes se fait généralement par analyse modale spectrale. Cette méthode d'analyse générale permet la méthode d'analyse spectrale monomodale, utilisée pour les ouvrages courants.

Les étapes de calcul sont les suivantes :

- Modéliser la structure
- Déterminer le spectre de réponse de l'ouvrage.
- Calculer les combinaisons sismiques.
- Choisir le nombre de modes.
- Calculer les fréquences et les modes propres.

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage. Ce

calcul, qui relève du domaine de la dynamique des structures, se révèle délicat du fait de l'aspect aléatoire de l'excitation

4.7.2-Données et règlement de calcul

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

Classification du pont

Le pont sur Oued Isser porte une voie ferroviaire. Il appartient au Groupe 2 Pont Important (RPOA 2008) [11]

Classification de la zone Zone I faible activité sismique (wilaya de Tlemcen)

Coefficient d'accélération de la zone :

Zone I [ANNEXE A], Groupe 2 R.P.O.A 2008 $\longrightarrow A=0,12$

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. [ANNEXE B]

4.7.3-Détermination des actions sismiques

Le séisme est traité comme une action accidentelle.

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.

Le déplacement différentiel entre points du sol est défini par le même coefficient d'accélération de zone A.

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 ($\Pi = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$)

4.7.4-Spectre de réponse élastique

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

Composante horizontale

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement ξ (**Fig. 4.5**)

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

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

S : coefficient de site

A : coefficient d'accélération de la zone

Ω : facteur de correction l'amortissement ($\Omega = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$) (4.3)

ξ : taux d'amortissement en pourcentage

Site	S3
T₁	0,20
T₂	0,50
S	1,2

Tableau 4.3 valeurs caractéristiques du site meuble de l'ouvrage (composante horizontale)

Le calcul a donné les résultats suivants :

Le facteur d'amortissement ($\Omega = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$) vaut pour 1,85

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} 0,12 * 9,81 * 1,2 \left(1 + \frac{T}{0,20} (2,5 * 1,85 - 1) \right) & 0 \leq T \leq 0,20 \\ 6,53 & 0,20 \leq T \leq 0,50 \\ \left(\frac{3,26}{T} \right) & 0,50 \leq T \leq 3,0s \\ \left(\frac{9,8}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

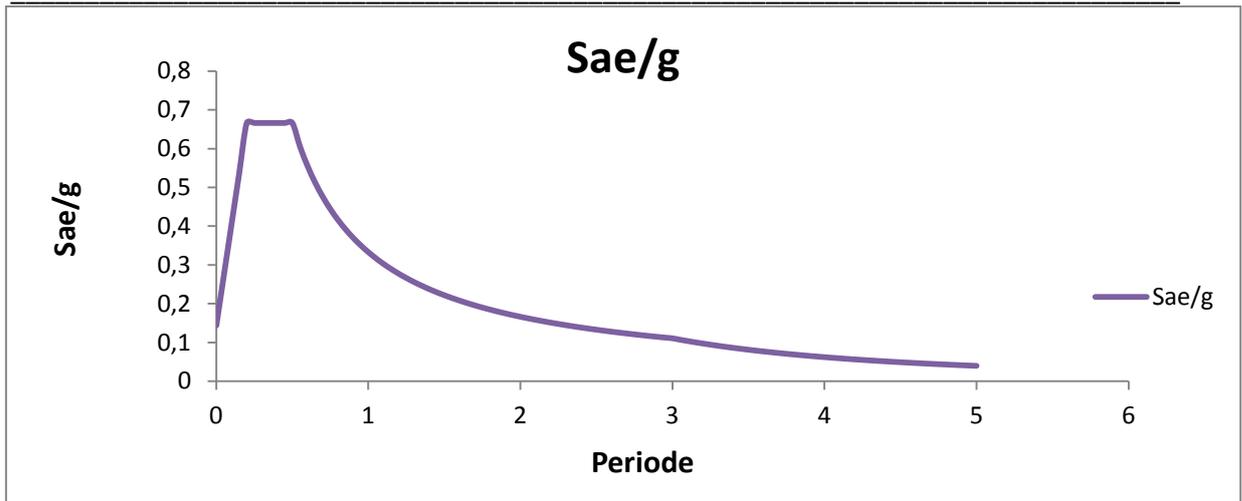


Fig. 4.5-Spectre de réponse élastique (composante horizontale)

b)-Composante verticale

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini pour un taux d'amortissement de 4% ($\Gamma=1,85$) (**Fig. 4.3**)

$$S_{ae}^V(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha \cdot A \cdot g \left(\frac{1,5T}{T_1} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \cdot \alpha \cdot A \cdot g & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \alpha \cdot A \cdot g \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \cdot \alpha \cdot A \cdot g \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4.4)$$

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 I

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 4.4 valeurs caractéristiques du site meuble de l'ouvrage (composante verticale)

Le calcul a donné les résultats suivants

$$S_{ae}^V(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} 0,7 * 0,12 * 9,81 \left(\frac{1,5T}{0,20} \right) & 0 \leq T \leq 0,20 \\ 2,06 & 0,20 \leq T \leq 0,40 \\ \left(\frac{1,04}{T} \right) & 0,40 \leq T \leq 3,0s \\ \left(\frac{2,47}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

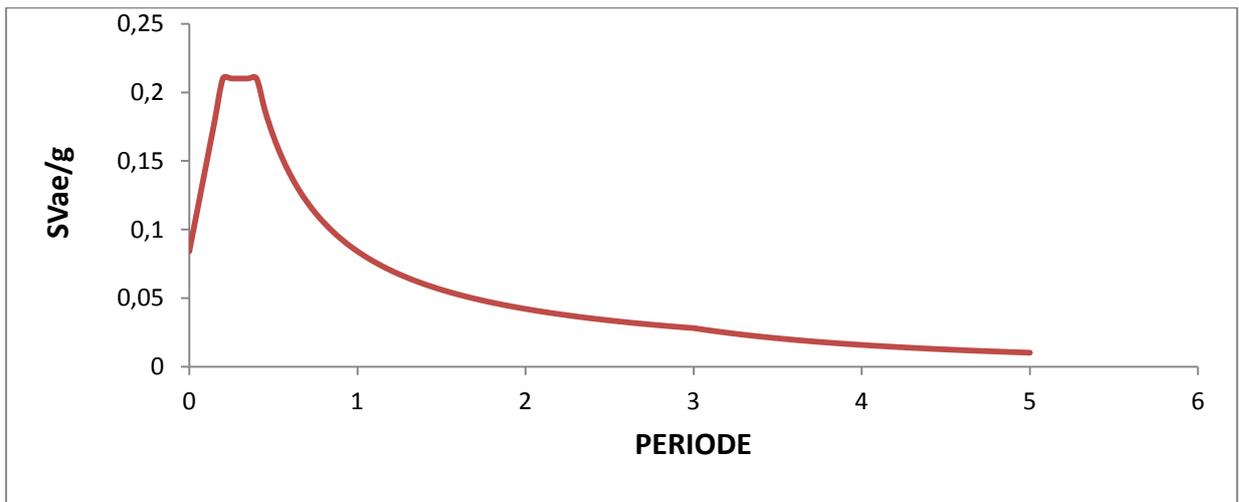


Fig. 4.6-Spectre de réponse élastique (composante verticale)

4.7.5-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 , dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de 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 des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$\begin{aligned}
 E &= E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \\
 E &= E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z \\
 E &= E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y
 \end{aligned}
 \tag{4.5}$$

Où :

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

4.7.6-Vérification de la résistance

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.

Les résultats du calcul des contraintes maximales aux combinaisons sismiques sont dressés dans le tableau 4.5 pour les contraintes maximales, et 4.6 pour les modes propres de vibration .

Elément	C1 σ_{max} [N /mm ²]	C2 σ_{max} [N /mm ²]	C3 σ_{max} [N /mm ²]	σ_{max} [N /mm ²]
Membrure Inférieur	69.17	69.85	69.85	69.85
Membrure Supérieur	65.08	65.25	65.08	65.25
Montant	83.5	149.4	83.5	149.4
Contreventement vertical	106.94	106.94	106.94	106.94
Poutrelle	15.59	15.93	15.6	15.93
Longeron	42.23	42.2	42.2	42.23
Contreventement Supérieur	13.4	13.5	13.4	13.5
Contreventement Inférieur	23.5	23.8	23.5	23.8
Traverse Inférieur	27.64	34.74	27.64	34.74
Trottoir	19,2	21,85	19,2	21,85

Tableau 4.5- Contraintes dues aux combinaisons d'actions sismiques

Mode	Période T (Seconde)	Fréquence f (Hertz)	Pulsation ω (rad/sec)	Type de déformation
1	0,1365	7,3224	46,011	Translation suivant Y
2	0,12294	8,134	51,108	Flexion suivant Z
3	0,08287	12,067	75,818	Torsion suivant Z
4	0,06134	16,302	102,43	Torsion suivant X
5	0,04896	20,424	128,32	Flexion suivant Y
6	0,04526	22,093	138,81	Torsion suivant X

Tableau 4.6 Les modes propres de vibration du pont métallique

La figure suivante 4.7 montre les six premiers modes de déformations en modélisation.

Les modes propres de vibration

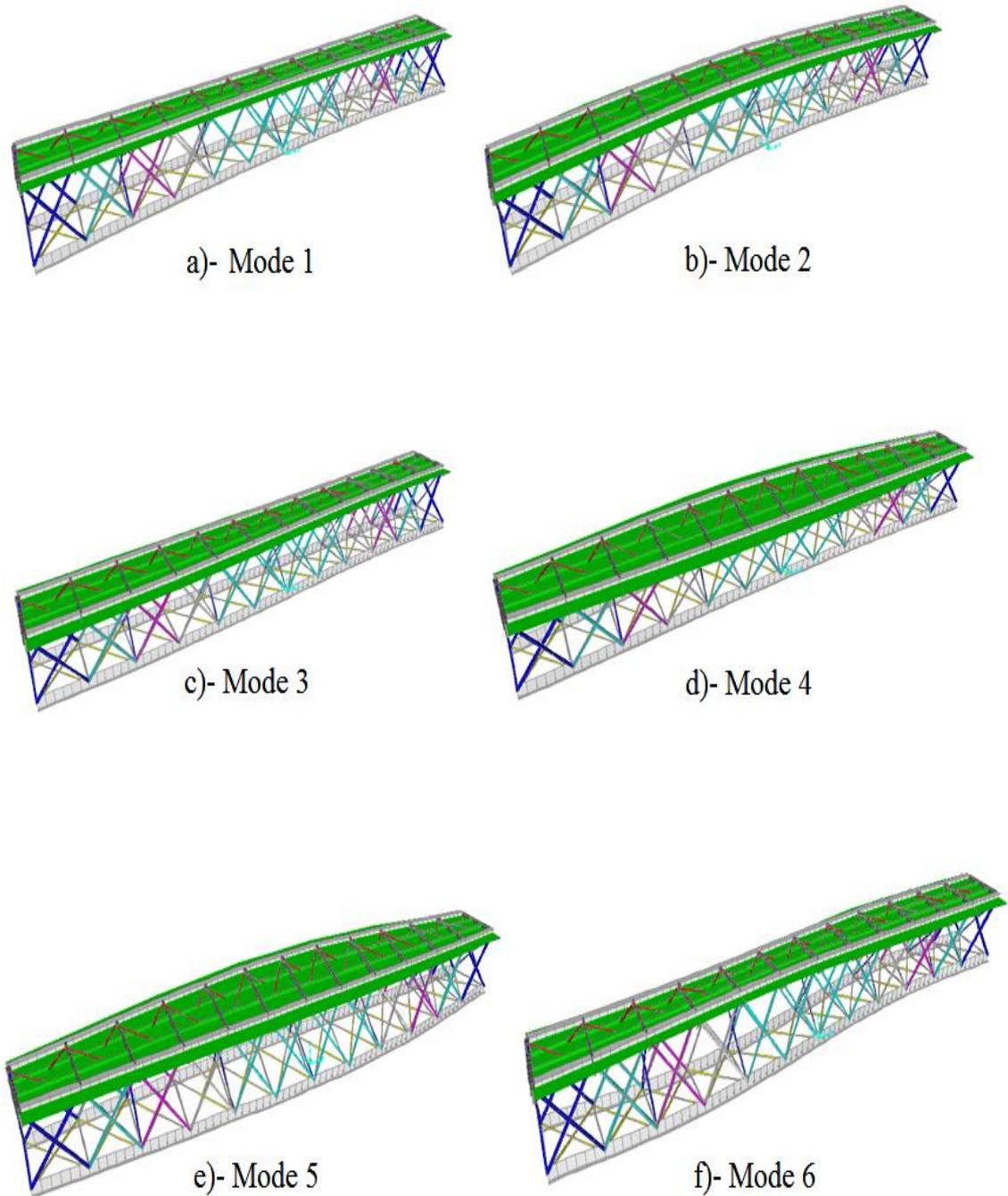


Fig. 4.7- Les modes propres de vibration

4.8 -Effet de la température

Les calculs ont montré que, la dilatation thermique à 30°C est de l'ordre de 1,10 cm sur tout le pont.

Le gradient thermique est supposé modéré (climat méditerranéen du site) donc sans grande influence sur le comportement de la structure puisque le pont est isostatique.

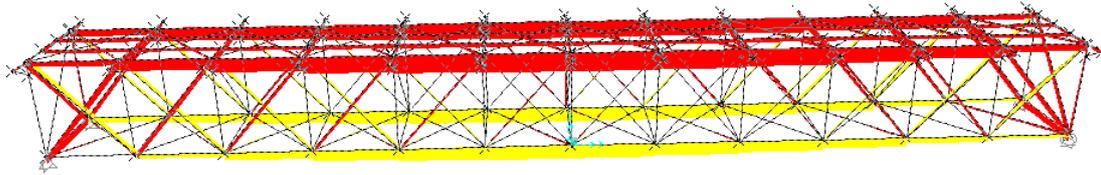


Fig.4.8 Effet de la température sur le pont (Modèle éléments finis)

Conclusion

D'après les résultats obtenus, les contraintes sont admissibles pour le matériau fer puddlé du pont étudié, les effets des actions sismiques ainsi que l'effet de température n'ont pas une grande influence sur l'ouvrage (faible activité sismique de la région).

Le comportement dynamique d'un pont reste très complexe. Il est influencé par de nombreux paramètres, parmi lesquels on relèvera les caractéristiques dynamiques de la structure (fréquences propres), les caractéristiques du trafic (géométrie, répartition des charges) et la vitesse de passage.

Nous avons étudié les comportements du pont sous une surcharge uniforme de 129 T afin de comparer avec les résultats de la Note de calcul original établie le 04 Jan 1889 qui fait l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE V LES ANCIENNES METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES PONTS METALLIQUES

5.1-Introduction

Au dix-neuvième siècle, la révolution industrielle était en marche, l'économie faisait son essor et la course au développement poussait les dirigeants des pays à bâtir plus vite, élargir leurs horizons et accroître la production. Et dans ce cadre, le chemin de fer et les ponts ferroviaires jouent un rôle important.

Parmi l'un des fondateurs des méthodes de construction métallique, on cite Alexandre Gustave Eiffel, ingénieur célèbre par son nom, il a initié et fait breveter plusieurs méthodes dont celle des ponts portatifs économiques. Le brevet de ces ponts a été déposé en 1880 : «pour les chemins vicinaux, mais applicables aussi aux armées en campagne, aux chemins de fer à voie étroite, et aux routes coloniales ». Le principe de construction repose sur des éléments (longerons, pièces de pont, cadres) usinés à l'atelier, avec une précision qui autorise l'assemblage sur place par l'intermédiaire des rivets, par des personnels locaux.

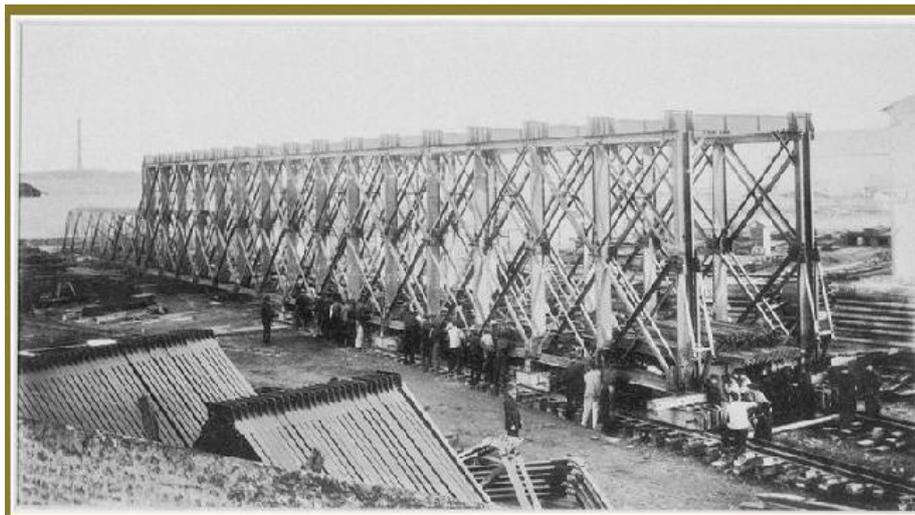


Photo.5.1- Ponts démontables système G.EIFFEL [13]

Dans ce travail, une étude minutieuse a été faite sur les méthodes de calcul et de dimensionnement contemporaines. Pour cela, on s'est basé sur la note de calcul original du pont, sujet de notre projet de fin d'étude, « Pont métallique sur Oued Isser », établie par Lautrue, ingénieur de la compagnie de Fives-Lille, le 4 Janvier 1889.

Les résultats du calcul de l'ingénieur concepteur, repose sur les lois de la RDM, ont été comparées à nos calculs faits en éléments finis par le SAP2000.

Pour cela, on a dressé le tableau suivant qui détaille et analyse les différentes phases de calcul et de dimensionnement des éléments du pont.

5.2-Note de calcul du pont de 30,00 m d'ouverture sur l'oued Isser (calcul justificatifs des dimensions des fers)

Les calculs accomplis par l'ingénieur concepteur (Lautrue, 4 Jan 1889) (12) sont analysés et commentés dans le tableau suivant :

5.2.1-Poutres principales

La portée des poutres principales, mesurée d'axe en axe des appareils d'appuis, est de 31,200 m

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

Charge permanente 2200 kg

Surcharge prescrite par la circulation ministérielle du 09 Juillet 1877 4280 kg /ml

Ce qui nous fait : par mètre courant du tablier $p=1100$ kg et $p'=2140$ kg par mètre courant de poutre.

Charge et surcharge par mètre courant de poutre $p+p'=3240^k$ par mètre courant

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

$$M = \frac{1}{8} * 3240 * (31,20)^2 = 394243,2 \text{ kg.m}$$

En ce point, la section des membrures est celle de la figure 5.1, qui donne : $\frac{I}{v} = 0,06661 \text{ m}^3$

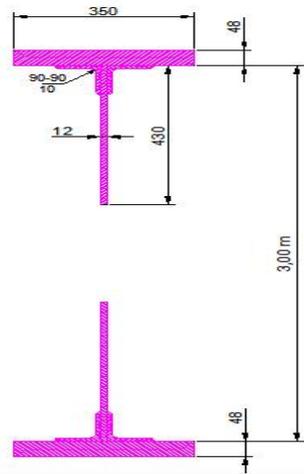


Fig.5-1 Détails géométriques de la poutre

Observations

-La première phase est de définir la portée des poutres maitresses, des charges et surcharges par mètre courant.

-Le calcul des sollicitations est réalisé aux états limites de service ELS (G+Q)

-Le moment fléchissant max est obtenu à la mi-travée.

-La surcharge $Q=4280$ kg/ml
(code CM 09.07.1877)

-Concernant la membrure, on peut dire que la forme la plus convenable structurellement pour une poutre droite est celle qui donne à la poutre une hauteur uniforme.

-La surcharge du train est supposée uniformément répartie soit 42,8 kN/ml.

-La vérification des contraintes se faisait par une résistance du fer

$R=6,0$ kgf/mm² par rapport à un $f_y = 230$ N/mm² (fer puddlé) d'où un facteur de sécurité $F \approx 4,0$

$$F_{passé} = 3,88 \approx 4,0$$

$$F_{Actuel} = 1,28 \approx 1,3$$

$$F_{passé} > F_{Actuel}$$

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

$$R = \frac{M}{10^6 \cdot \frac{I}{v}} = 394243/6661 = 5,92 \text{ kg/mm}^2$$

Si on désigne par

n, le nombre total des panneaux de la poutre ;

a, l'écartement des montants ;

k, le numéro de panneaux considéré

L'effort tranchant maximum en ce 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 du panneau donnée par la formule :

$$\xi = (n-k/n-1) \cdot a$$

il a pour expression :

$$T = \left[\left(p \frac{n+1}{2} - k \right) + p' \cdot \frac{1}{2} \frac{(n-k)^2}{n-1} \right] \cdot a$$

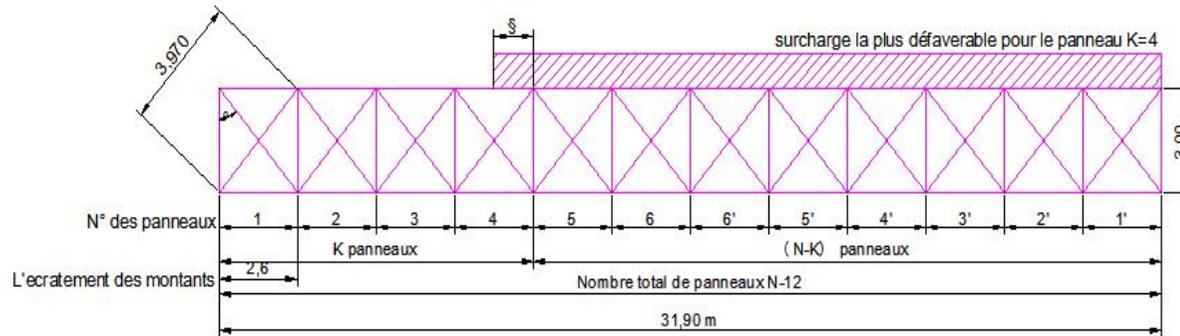


Fig.5-2 Détails de la poutre treillis

-Le travail moléculaire est une contrainte noté R sur les fibres extrêmes

Hors que la contrainte calculée sur la membrure supérieure à l'ELS vaut 15,94 kgf/mm²

- L'Effort moléculaire n'est autre que la contrainte σ

- α l'angle des barres des treillis avec la verticale : $\text{tg } \alpha = 2,6/3,00$
soit $\alpha = 40,91^\circ$

-L'utilisation la plus simple est la mise en place d'un système de deux poutres (treillis symétrique) pour plus de stabilité et facilité les calculs (calcul manuel).

Ils supposent une surcharge continue appliquée à toute l'étendue de la poutre, et cette supposition leur fait connaître les plus grandes valeurs admissibles pour les moments fléchissant sur les appuis; puis ils chargent successivement chaque travée à l'exclusion de toutes les autres, et ils prennent le résultat pour le maximum correspondant au moment fléchissant dans la travée.

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

$$F = \frac{T}{2 \cos \alpha} = \frac{T}{2 \cdot \frac{3,0}{3,91}} = 0,6617 T$$

En appliquant ces formules sur les panneaux 1,2...6 et 1',2',6' on dresse le tableau suivant :

N° du panneau	Effort tranchant maximum en kg	Tensions maximas dans les barres de treillis
1 et 1'	$T_1 = [1100(12+1/2-1) + 2140 \cdot 1/2 \cdot (12-1)^2 / 12-1] \cdot 2,60 = 46332,0$	$F_1 = 30658$
2 et 2'	$T_2 = [1100(12+1/2-1) + 2140 \cdot 1/2 \cdot (12-2)^2 / 12-1] \cdot 2,60 = 38\ 160,9$	$F_2 = 25251$
3 et 3'	$T_3 = [1100(12+1/2-1) + 2140 \cdot 1/2 \cdot (12-3)^2 / 12-1] \cdot 2,60 = 30495,6$	$F_3 = 20179$
4 et 4'	$T_4 = [1100(12+1/2-1) + 2140 \cdot 1/2 \cdot (12-4)^2 / 12-1] \cdot 2,60 = 23336,2$	$F_4 = 15442$
5 et 5'	$T_5 = [1100(12+1/2-1) + 2140 \cdot 1/2 \cdot (12-5)^2 / 12-1] \cdot 2,60 = 16682,5$	$F_5 = 11039$
6 et 6'	$T_6 = [1100(12+1/2-1) + 2140 \cdot 1/2 \cdot (12-6)^2 / 12-1] \cdot 2,60 = 10534,7$	$F_6 = 6971$

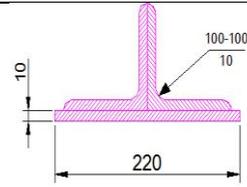
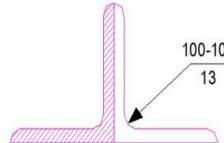
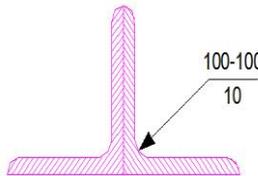
Tableau 5.1-Tableau des efforts tranchants et tensions dans les barres

-On observe un effort décroissant au fur et à mesure qu'on s'approche du milieu de la travée. (le Moment augmente tandis que l'effort tranchant diminue)

-Les diagonales extrêmes subissent les plus grandes tensions (L'effort tranchant augmente)

-Le calcul de l'effort tranchant et la tension maxima permet le dimensionnement des sections des barres en fonction des valeurs obtenues.

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

Numéros des panneaux	Tensions maxima totales, dans les barres de chaque type	Sections des barres (mm ²)	Efforts moléculaires maxima par mm ²
1	30658 ^k	 Section 1 Ω=6000	5,11 ^k
2	25251	 Section 2 Ω=4862	5,19
3	20179	 Section 3 Ω=3800	5,31

Les sections des barres doivent être suffisantes pour reprendre les charges, et les efforts engendrés

Les sections des barres du treillis, déterminées en fonction de l'effort, décroîtront à partir de la culée jusqu'au milieu du pont.

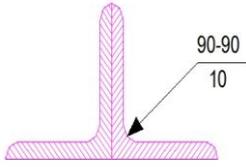
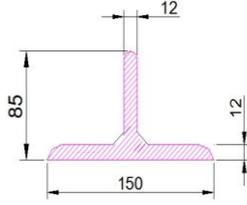
4	15442	 <p style="text-align: center;">Section 4</p>	4,54
5 et 6	11039	 <p style="text-align: center;">Section 5 et 6</p>	4,18

Tableau 5.2- Sections des barres des panneaux

5.2.2-Poutrelles

La portée des poutrelles ; mesurée d'axe en axe des poutres principales est de 3 mètres.

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

1° d'un poids uniformément réparti de 300 kg par mètre courant,

2° de deux poids distincts de 570 kg 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), pesant 54, 800 Tonnes, occupe la position indiquée par le croquis ci-dessus.

La surcharge transmise à la poutrelle, à l'aplomb de chaque rail, a pour valeur :

$$7200 + \frac{6600 + 1,320 + 6800(1,320 + 0,020)}{2,600} = 14055 \text{ kg/ml}$$

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

$$M = (570 + 14055) * 0,750 + \frac{1}{8} * 300 * 3,000^2 = 11306 \text{ kg.m}$$

-La portée des poutrelles est établie par rapport à la largeur du tablier qui est en fonction de la voie portée.

-Les charges et surcharges sont prescrites par des décrets ministériels

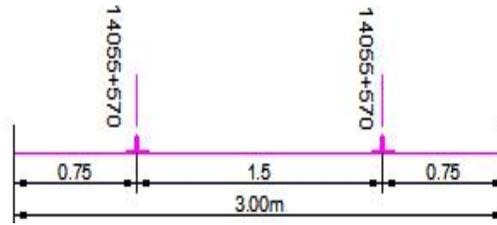


Fig.5.3-Coupe transversale du tablier

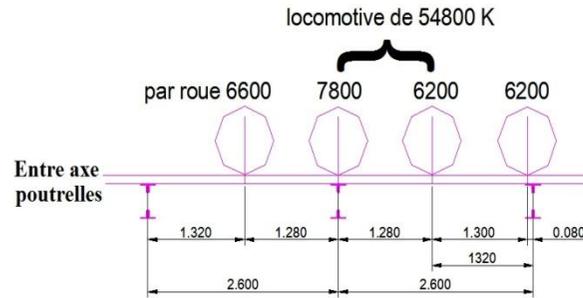


Fig.5.4-Coupe longitudinale locomotive sur tablier

La section des poutrelles est celle figurée ci contre, elle donne $\frac{I}{V}=0,001902 m^3$

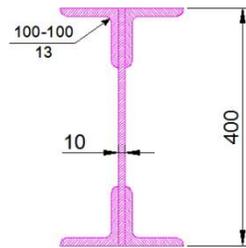


Fig.5.5- Poutrelle

-La ligne ferroviaire est de 1,5 m de largeur.
 Les rails reprennent les charges des locomotives de 54800 kg Qui égale 548 kN (normes réglementaires contemporaines)

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

$$R = \frac{M}{10^6 \cdot \frac{I}{v}} = \frac{11306}{1902} = 5,94 \text{ kg/mm}^2$$

5.2.3-Longerons

Les longerons ont une portée de 2,600m, mesurée d'axe en axe des poutrelles. Ils supportent une charge permanente de 220^k par mètre courant.

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

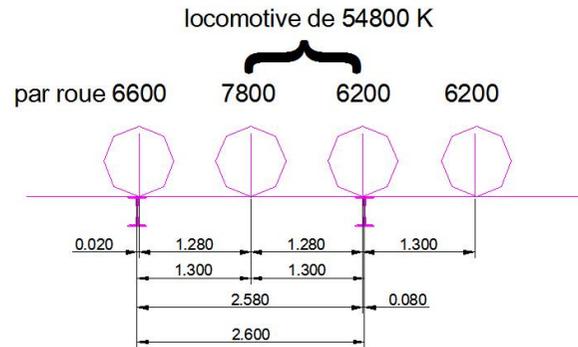


Fig.5.6-Coupe longitudinale du tablier avec locomotive

Ce moment a pour valeur :

$$M = \left(\frac{1}{2} (6600 + 6800) \cdot 0,020 + \frac{7200 \cdot 1300}{2} \right) + \frac{1}{8} \cdot 220 \cdot 2,600^2 = 4999,9 \text{ soit } 5000 \text{ kgf.m}$$

La section des longerons est celle figurée, elle donne : $\frac{I}{v} = 0,000869 \text{ m}^3$

-La contrainte R des fibres les plus chargées de la section des poutrelles calculée en ELS vaut 7,52 kgf par mm² (calcul MEF)

$$7,52 > 5,94 \text{ kgf/mm}^2$$

$$F_{passé} = 3,87 \approx 4,0$$

$$F_{Actuel} = 3,05 \approx 3,0$$

$$F_{passé} > F_{Actuel}$$

-Les longerons sont soumis à la flexion, et le moment max se produit lors du passage d'une locomotive type.

-Le longeron soutient la longrine en bois sur laquelle est posé le rail, car le rail ne doit pas reposer directement sur le métal, et l'interposition d'un matelas en bois entre la voie et le tablier métallique est indispensable pour la conservation des assemblages des tôles.

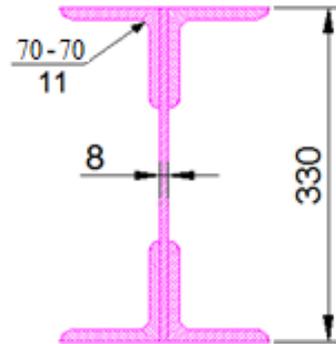


Fig.5.7-Section des longerons

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

$$R = \frac{5000}{10^6 * 0,000869} = 5,75 \text{ kgf/mm}^2$$

5.2.4-Contreventements

Nous admettrons pour valeurs les pressions maxima du vent par mètre carré ; les chiffres suivants que l'on considère généralement, savoir :

1° : dans le cas de la non-circulation des trains 270 kg

2° : dans le cas de la circulation des trains 170 kg

Ces coefficients s'appliquent aux surfaces directement exposées au vent, nous les réduirons de moitié, ainsi qu'il est d'usage, pour les surfaces qui ne reçoivent pas l'action immédiate du vent.

Les valeurs des surfaces qu'il ya lieu d'envisager dans le calcul, sont indiquées ci après :

- 1° Construction : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Surface directement exposée au vent } 1,60 \text{ m}^2 \\ \text{Surface recevant indirectement la pression du vent } 1,00 \text{ m}^2 \end{array} \right.$ par mètre courant
- 2° Train : surface du train exposée au vent 2,40m² par mètre courant

Les efforts horizontaux par mètre courant auxquels le pont pourra être soumis, sont les suivants :

1° dans le cas de la non-circulation des trains :

$$270 * 1,60 \text{m}^2 + \frac{1}{2} * 270 * 1,00 \text{m}^2 = 567 \text{ kg}$$

2° dans le cas de la circulation des trains :

-La résistance du longeron se calcule en supposant qu'il est simplement posé sur deux appuis. (Schéma isostatique)

-La contrainte R des fibres les plus chargées de la section des longerons calculée en ELS vaut 11,9 kgf/mm²

$$11,9 > 5,75 \text{ kgf/mm}^2$$

$$F_{passé} = 4,0$$

$$F_{Actuel} = 1,93 \approx 2,0$$

$$F_{passé} > F_{Actuel}$$

-Dans le cas de la non-circulation du train, la pression maxima du vent est supérieur au cas de sa circulation, ce qui du à sa surcharge d'exploitation qui offre une stabilité face au vent.

$$170 \cdot (1,60 + 2,40) + \frac{1}{2} \cdot 170 \cdot 1,00 = 765 \text{ kg}$$

En admettant que l'influence du vent s'exerce sur toute la longueur du pont l'effort tranchant horizontal maximum auquel auront à résister les barres de contreventement les plus fatigués qui sont celles voisines des culées, a pour valeur

$$\frac{1}{2} \cdot 965 \cdot 31,200 - \frac{1}{2} \cdot 765 \cdot 2,600 = 10940 \text{ kg}$$

Déduction faite des efforts horizontaux supportés directement par les entretoises transversales supérieures et inférieures situées à l'aplomb des culées.

Le contreventement supérieur et le contreventement inférieur sont formés par deux-cours de barres disposées ainsi

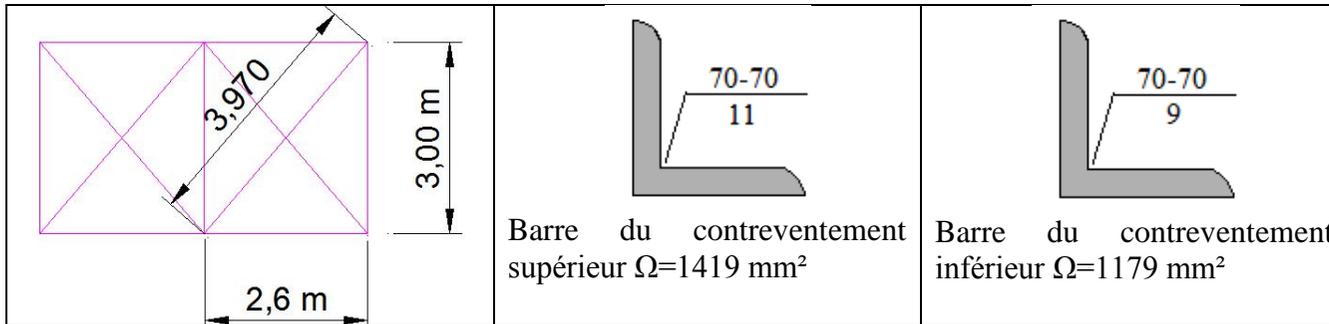


Fig.5.8-Détails du contreventement

La tension maxima suivant la direction d'un couple de barres coupes pendantes des deux contreventements a pour valeur, en supposant que les barres tendues supportent, à elles seules la totalité des efforts,

$$\frac{10.940 \cdot 3,970}{3,000} = 14477 \text{ kg}$$

Le travail moléculaire maximum auquel elles auront à résister est égal à $\frac{14477}{(1419 + 1179)} = 5,57 \text{ kg/mm}^2$

L'épure annexée au projet indique les sections des barres de contreventement du cours de la travée ; les efforts résistants ont été calculé en partant d'un travail moléculaire maximum de 6^k par m^2 de section.

-La construction supporte donc les plus grands efforts horizontaux dans l'hypothèse de la circulation des trains.

-On donne à la construction la rigidité nécessaire en reliant les deux fermes l'une à l'autre par des pièces diagonales; en d'autres termes, on forme un treillis horizontal à grandes mailles qui s'oppose aux déviations latérales du système formé par les deux poutres.

-La contrainte R des fibres les plus chargées dans les barres des contreventements supérieurs calculés en ELS $3,46 \text{ kgf/mm}^2$ et de $4,6 \text{ kgf/mm}^2$ pour les inférieurs Les deux sont inférieurs à $5,57 \text{ kgf/mm}^2$

$$F_{\text{passé}} = 3,98 \approx 4,0$$

$$F_{\text{Actuel}} = 6,64 \approx 7,0$$

$$F_{\text{passé}} < F_{\text{Actuel}}$$

5.2.5-Appareils de dilatation

La pression maxima sur les appuis est de $\frac{1}{2} * 3240 \text{ (kg)} * 31,200 = 50544 \text{ kg}$

Elle est transmise à la culée par l'appareil de dilatation figuré

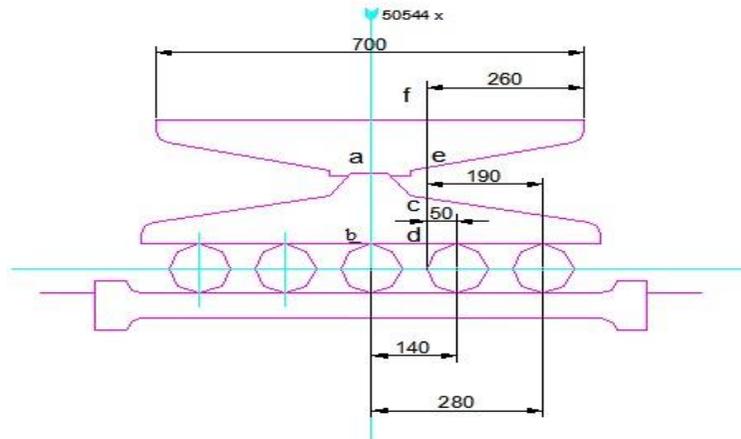


Fig.5.9-Appareils de dilatation

Rouleaux : la pression maxima sur un rouleau est de $\frac{50544}{5} = 10108,8 \text{ kg}$

Les rouleaux ont un diamètre de 0,120 m et une longueur utile de 0,420 m. Nous supposons, comme on le fait ordinairement, que la pression se répartit sur un arc de 1° , soit sur une surface de : $420 * 60 * 0,017453 = 440 \text{ mm}^2$

Le coefficient de pression sera donc égal à $\frac{10109}{440} = 22,98 \text{ kg}$

Ce coefficient, qui n'est qu'un terme de comparaison, est dans les limites admises pour l'acier.

Balancier inférieur : le moment fléchissant maximum du balancier inférieur à lieu dans la section (a,b) ; il a pour valeur :

$$M = 10109 * (0,140 + 0,280) = 4245,8 \text{ kg.m}$$

La section du balancier inférieur suivant (ab) est celle figurée, elle donne : $\frac{I}{v} = 0,002136 \text{ m}^3$

-les appareils d'appuis s'appelaient appareils de dilatation. Donc le rôle principal supposé est l'absorption de la dilatation thermique en plus de l'appui mécanique.

-La pression maxima sur les appuis se calcule sur tout le long de la poutre.

-La pression se transmet aux appareils de dilatation en passant par le centre de gravité.

-Ce type d'appareils d'appuis qui est utilisé pour les ouvrages de moyenne portée est constitué par un balancier inférieur et supérieur.

-Sur les appuis, le rail est soumis à un effort d'écrasement qui se transmet à la surface de contact avec la traverse.

-Chaque rouleau reprend 1/5 de la pression maxima, leur diamètre et longueurs établit selon des normes, quant à la pression répartit, celle-ci est supposée l'être sur un arc de 1° .

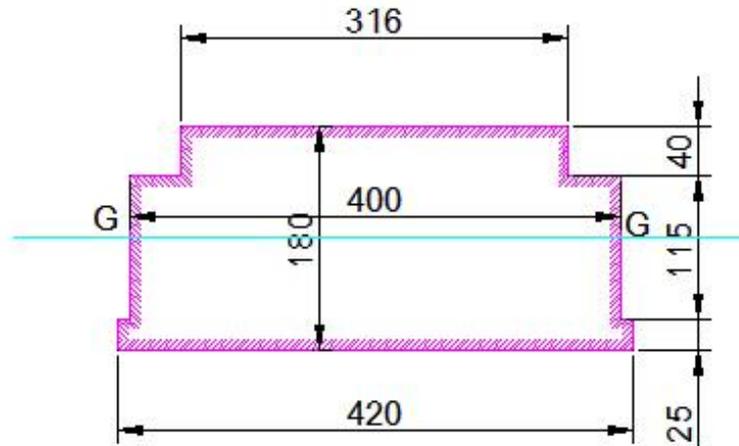


Fig.5.10-Coupe transversale du balancier inférieur

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

$$R = \frac{M}{10^6 \cdot \frac{1}{v}} = \frac{4245,8}{2136} = 1,987 \text{ kg/mm}^2$$

D'autre part, la section la plus réduite du balancier inférieur dans le voisinage de la rotule est celle (cd).

Le moment fléchissant maximum dans cette section a pour valeur $M = 10109 \cdot (0,050 + 0,190) = 2426 \text{ kgf.m}$

La section (cd) est celle figurée, elle donne : $\frac{1}{v} = 0,001291 \text{ m}^3$

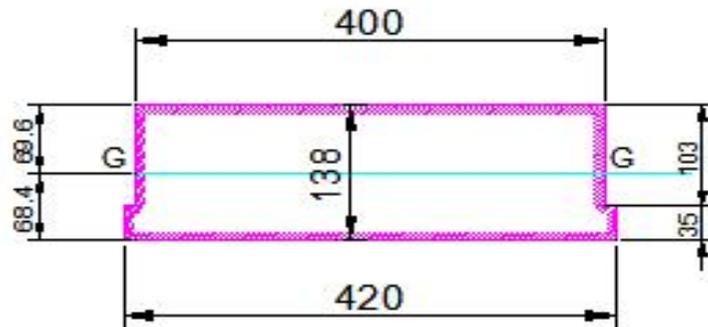


Fig.5.11-La section réduite du balancier Inférieur

Les ponts à poutre droite n'exercent pas de poussée horizontale sur leurs appuis du moins dans les températures moyennes ; les variations de température donnent lieu à des poussées qui restent toujours très faibles, pourvu qu'on interpose entre la poutre et ses appuis des rouleaux ou des glissières laissant toute liberté à la dilatation du métal. On fixe seulement les poutres sur l'un de leurs appuis voisins du centre de leur longueur totale.

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

$$R = \frac{M}{10^6 \cdot \frac{I}{v}} = \frac{2426}{1291} = 1,88 \text{ kg/mm}^2$$

Balancier supérieur : le balancier supérieur est placé dans des conditions de résistance à la flexion beaucoup plus favorable que le balancier inférieur à cause de la rigidité du renfort sur culée qui lui transmet la pression.

Nous nous contenterons de vérifier que ses dimensions sont suffisantes dans l'hypothèse d'une répartition uniforme de la pression au contact de la table inférieure de la poutre.

La section la plus réduite du balancier, dans le voisinage de la rotule, est celle (ef), le moment fléchissant maximum dans cette section a pour valeur : $M = \frac{50544}{0,700} \cdot \frac{0,260^2}{2} = 2440,6 \text{ kgf.m}$

La section (ef) est celle figurée, elle donne : $\frac{I}{v} = 0,001000 \text{ m}^3$

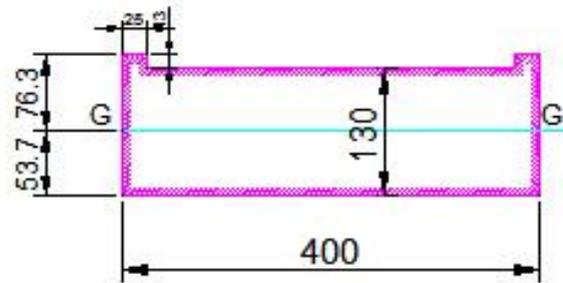


Fig.5.12- Balancier Supérieur

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

$$R = \frac{M}{10^6 \cdot \frac{I}{v}} = \frac{2440,6}{1000} = 2,44 \text{ kg/mm}^2$$

-Le balancier inférieur est celui qui transmet la pression au rouleau

-Le balancier inférieur est fixé à la culée.

-le balancier supérieur est fixé à la structure par des boulons.

-Son moment fléchissant est moins important que celui du balancier inférieur.

Conclusion

Les éléments métalliques du pont ayant enregistré des contraintes, calculées par la MEF-3D, supérieures à celles de la note de calcul originale sont :

La membrure supérieure, avec une contrainte de 17,9kgf/mm², ainsi que pour la membrure inférieure qui est égale à 15,9 kgf/mm²

Le contreventement latéral, la contrainte obtenue est égale à 15,0 kgf/mm²

La poutrelle, avec une contrainte de 7,24 kgf/mm²

Le Longeron, la contrainte obtenue à une valeur de 11,9 kgf/mm²

Quant aux contreventements supérieurs et inférieurs, les contraintes calculées par la méthode des éléments finis sont inférieures à celles de la note de calcul.

On peut dire que les anciennes méthodes de calcul et de dimensionnement se basaient sur la résistance des matériaux, où on calculait chaque élément séparément du reste de la structure tout en cherchant le cas le plus défavorable de chargement. On se basait aussi sur les méthodes statiques graphiques. L'observation et la comparaison des ouvrages exécutés aidaient les ingénieurs à maîtriser le dimensionnement et l'exécution des ouvrages faute de règlements et de guides à cette époque.

Pour éviter l'insécurité, on sur-dimensionnait les sections, mais comme disait l'ingénieur G.EIFFEL « Rien ne relève jamais de l'improvisation. Tout est calculé minutieusement, vérifié avec attention, le moindre détail est scrupuleusement analysé » (13)

CHAPITRE VI ETUDE DE FATIGUE

6.1-Introduction

Les ponts métalliques sont soumis durant leur vie à un certain nombre de sollicitations, qui sont dues notamment au trafic des essieux et se traduisent le plus souvent par des variations cycliques des contraintes qui leurs sont appliquées. Or, il est malheureusement souvent constaté, et ce depuis fort longtemps, la ruine, parfois catastrophique, d'un certain nombre de structure alors qu'elles ne sont soumises qu'à des sollicitations dynamiques jugées modestes par rapport aux capacités statiques des matériaux définis couramment par leur résistance à la rupture et leur limite d'élasticité.

Le responsable de ces ruines est très souvent la fatigue, qui avec la corrosion et l'usure, est l'une des causes de dommage et ruine les plus communes en constructions métalliques, il est donc primordial de comprendre son processus et son développement dans les matériaux et les structures. C'est à partir du début de la révolution industrielle (fin XVIII^{ème}- début XIX^{ème}) que la fatigue des matériaux devient une problématique majeure.

6.2-Historique du phénomène de fatigue

La plupart des structures industrielles sont soumises à des efforts variables dans le temps qui, répétés un grand nombre de fois peuvent conduire à leur rupture par fatigue.

Les fissures peuvent apparaître dans des structures aussi diverses que sont par exemple les avions, les bateaux, les ponts, les châssis (d'automobile, de locomotives ou de wagons de chemin de fer), les grues ainsi que les ponts roulants, certains éléments mécaniques tels que les turbines, les enceintes de réacteurs, les portes d'écluses, les plates-formes pétrolières en mer, les pylônes de transmission ou encore les mats et les cheminées.

La fatigue n'est pas un phénomène récent, c'est une énigme qui fascine les chercheurs depuis plus de 200 ans.

L'un des premiers à s'être donné aux investigations sur le phénomène de fatigue est Wöhler (1819-1914), des études systématiques ont été mené sur les axes de train (essieux, éléments) et s'est questionné sur la raison qui conduit à une rupture pendant des cycles répétés de charges inférieurs à celles utilisées du chargement statique en dimensionnement.

Des tests ont été réalisé qu'ont conclue à l'obtention de diagrammes définis par la Contrainte en axe vertical et le nombre de cycle en horizontal, et pour une meilleur lecture le diagramme intègre une échelle logarithmique ce qui offre la possibilité d'apercevoir une réponse de la durée de vie schématisé par une ligne décroissante des composants de la structure soumis à la fatigue.

Un diagramme standard pour la prédiction de la durée de vie des éléments structures soumis à la fatigue, très utilisé jusqu'à présent le diagramme de Wöhler plus connu sous le nom S-N diagramme (S pour Stress et N pour Number of cycles)

6.3-La rupture par fatigue

La rupture par fatigue peut se produire à l'emplacement des assemblages ou bien sur l'ensemble de la structure sous un chargement répété à des niveaux inférieurs à celui du dimensionnement pour un chargement appliqué. Le facteur important concernant la fatigue est la Contrainte définit par l'Equation (6.1)

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (6.1)$$

Généralement la fatigue se développe durant les contraintes de traction

Les processus qui conduisent à une rupture par fatigue sont souvent expliqués en 03 étapes et chacune a 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 déformation dans ces cristaux est exécutée lors d'un mouvement de dislocation sur un plan de glissement à l'intérieur de la structure.

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 mode 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.

On résume les trois étapes précédentes dans la **figure 6.1** représentée par un graphe, traçant la dimension de la fissure a en fonction du nombre de cycle de chargement N

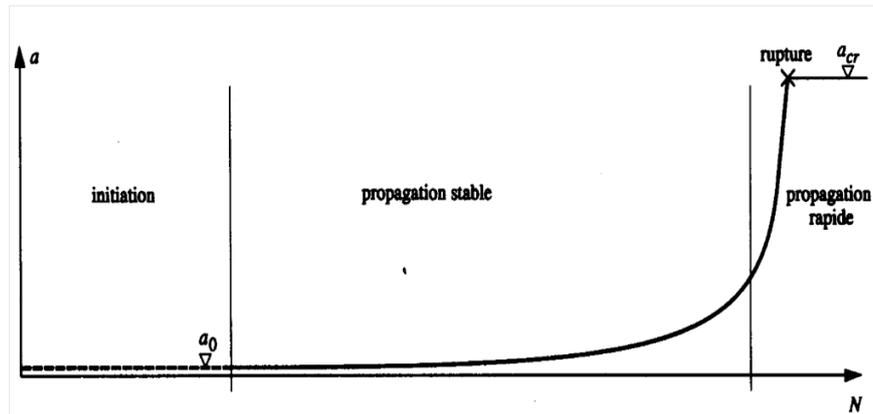


Fig.6.1 les étapes de défaillances en fatigue

6.4-La résistance à la fatigue

Tel un pont-route en construction mixte soumis à des charges de trafic Fig.6.2. Chaque passage de véhicule provoque dans la structure des sollicitations variables. Ces sollicitations sont encore modifiées par la présence de goussets, tels que ceux qui relient par exemple les entretoises aux poutres-mâîtresses. A l'extrémité des goussets, plus particulièrement au pied du cordon de soudure qui les relie au reste de la structure, des concentrations de contrainte sont provoquées par le changement géométrique du aux goussets. Ce même endroit contient également des anomalies provenant du processus de soudage Fig.6.3.

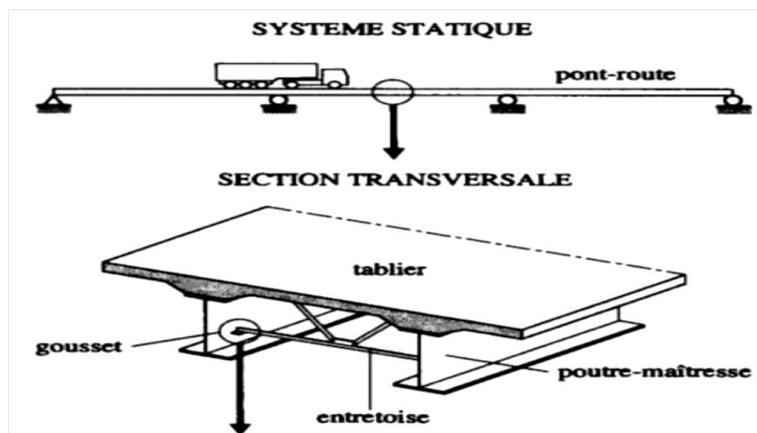


Fig.6.2 Coupe transversale du tablier d'un pont-route

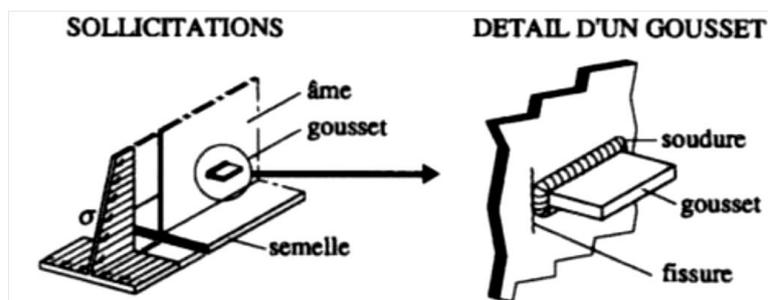


Fig.6.3 Détails d'un gousset

D'une manière générale, la rupture se produit par propagation d'un défaut existant dans le matériau. Tous les matériaux contiennent un certain nombre de défauts qui peuvent se propager sous l'action des charges répétées et qui peuvent conduire à la rupture lorsqu'ils atteignent une taille critique.

Dans le cas d'une pièce lisse, la fissure peut prendre naissance à partir de défauts microscopiques à l'échelle du grain, ou de défauts de bord dus à l'oxycoupage, au perçage, etc. Dans le cas des constructions soudées, ne faisant pas l'objet d'un traitement de parachèvement, c'est à partir d'un cordon de soudure qu'une fissure peut s'amorcer, car il existe toujours des défauts dus à la soudure. **(14) & (15)**

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, une courbe – appelée courbe $S - N$, ou courbe de **Wöhler** – correspondant à une probabilité de non-ruine de 95 % est retenue.

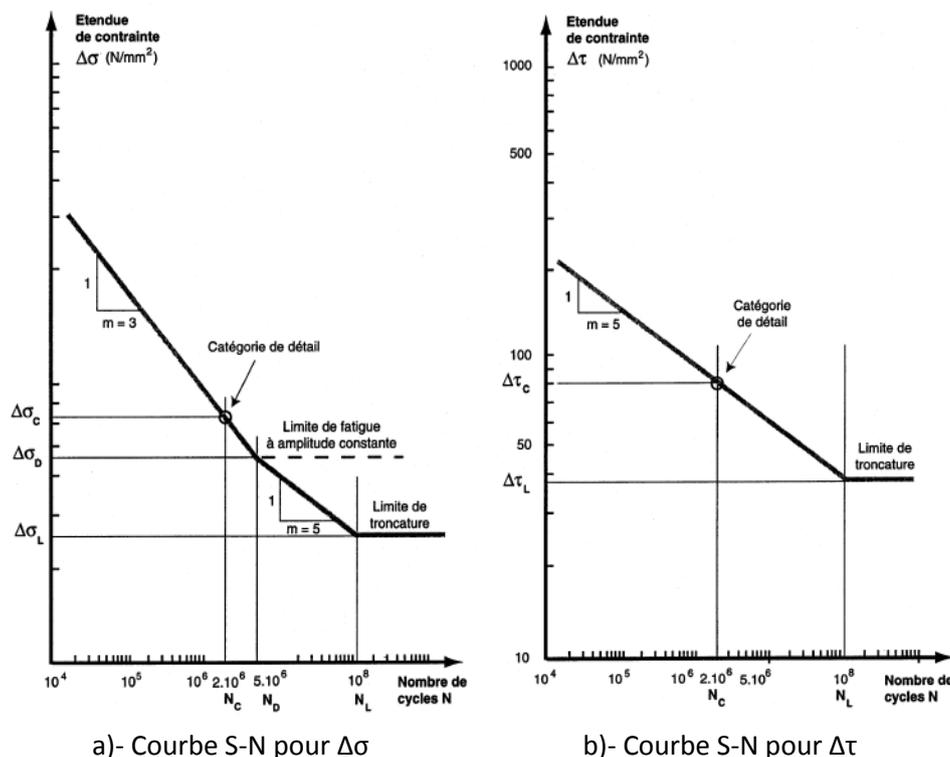


Fig.6.4 Courbes de Wöhler $S - N$ (15)

Une telle courbe $S-N$ pour les contraintes normales (**Fig.6.4**) – est caractérisée par:

– la résistance à deux millions de cycles, $\Delta\sigma_c$ conventionnellement choisie, appelée catégorie de détail. Cette résistance est le point de référence qui caractérise la courbe. Elle varie de 36 à 125 MPa (160 MPa pour les produits laminés), selon les détails.

- la résistance à cinq millions de cycles, $\Delta\sigma_D$, mise en évidence par les essais, appelée limite de fatigue sous amplitude constante. Si tous les cycles de variation de contraintes se situent en dessous de cette résistance, la propagation ne s'initie pas.
- la résistance à cent millions de cycles, $\Delta\sigma_L$, conventionnellement choisie pour prendre en compte l'endommagement sous amplitude variable, appelée limite de troncature. Les étendues de contrainte qui se situent en dessous de cette valeur ne créent pas de dommage.

$$\text{La loi de Wöhler } N_i = C \cdot \Delta\sigma_i^{-m} \quad (6.2)$$

$\Delta\sigma$: 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

$$\begin{cases} 3 \text{ pour } N \leq 5 \cdot 10^6 \\ 5 \text{ pour } N > 5 \cdot 10^6 \end{cases} \text{ Cycles}$$

Une courbe de résistance à la fatigue pour les contraintes normales nominales peut donc être définie par (6.3, 6.4)

$$\Delta\sigma_R^m N = \Delta\sigma_D^m \cdot 5 \cdot 10^6$$

$\Delta\sigma_R$ est la résistance à la fatigue pour N cycles,

$$\Delta\sigma_D = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 10^6}{5 \cdot 10^6}} \Delta\sigma_C = 0,736 \Delta\sigma_C$$

$\Delta\sigma_D$ est la résistance à la fatigue pour $5 \cdot 10^6$ Cycles et $\Delta\sigma_C$ est la résistance à la fatigue pour $2 \cdot 10^6$ Cycles, c'est-à-dire la catégorie du détail.

Quant aux contraintes de cisaillement (**Fig.6.4**), la courbe $S-N$ est caractérisée par deux points, définis comme pour les contraintes normales :

- Sa catégorie de détail, $\Delta\tau_C$ pour $N=2 \cdot 10^6$ cycles
- Sa limite de troncature, $\Delta\tau_L$ pour $N=10^8$ cycles

6.4.1-Courbe de résistance normalisée

Les Eurocodes proposent des tables graphiques avec les courbes pour chaque type de détail (**Fig.6.5**) pour les étendues de contraintes normales. Ce dernier correspond à une courbe de résistance en fatigue. La classe de détail prend en considération:

- ✓ La concentration de contrainte;
- ✓ La dimension et la forme de l'anomalie de soudure maximale acceptable;
- ✓ La direction de la contrainte appliquée;
- ✓ Les contraintes résiduelles;
- ✓ La forme de la fissure de fatigue;
- ✓ Le procédé de soudage et le traitement d'amélioration requis.

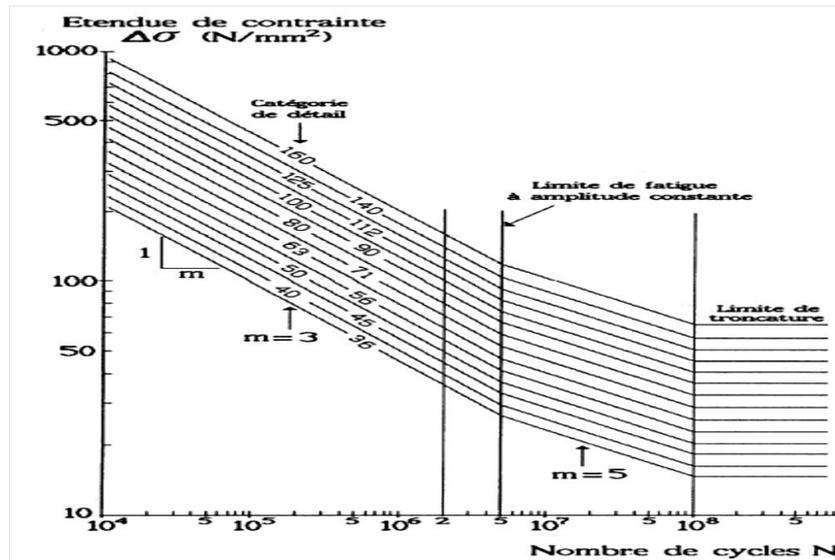


Fig.6.5- Courbes de résistances normalisées-détails de construction (15)

6.4.2- La classification des détails

Finalement, il faut classifier les différents éléments selon les critères de l'Eurocode concernant la fatigue (EN 1993-1-9). On considère le détail comme un assemblage à simple recouvrement avec boulons calibrés. Ce type de boulons est peut-être le plus proche aux rivets. Un des principaux problèmes des Eurocodes est le manque d'études vers les rivets, des éléments, aujourd'hui abandonnées par les boulons HR et le soudage d'assemblages. La catégorie du détail est de 80, soit $\Delta\sigma_c = 80\text{MPa}$. Une classification récente est proposée par TARAS, A et GREINER, R [ANNEXE D]. Les détails ont été rassemblés selon les efforts appliqués aux assemblages, tandis que les Eurocodes suivent un point de vue de la typologie de boulons utilisés, les techniques de construction des pièces, etc. Dans cette classification, l'assemblage est plutôt de classe 71MPa. C'est-à-dire, la qualité de l'assemblage est moindre que selon l'application directe des Eurocodes. Une justification de cette diminution de la catégorie de détail peut être associée à la méthode de perçage des trous. (16)

6.5- Calcul de la durée de vie

Elle est constituée essentiellement par les phases d'amorçage et de propagation

La durée de vie N_{ij} peut être obtenue par les formules suivantes :

$$N_{ij} = \int_{a_i}^{a_j} \frac{1}{D \cdot Y^n \cdot \Delta\sigma_0^n \cdot (\sqrt{\pi} \cdot a)^n} \cdot da \quad (6.5.1)$$

Après son intégration cela donne $N_{ij} = \left[\frac{1}{D \cdot \alpha \cdot \pi^{\frac{n}{2}} \cdot Y^n} \cdot \frac{1}{a_0^\alpha} \cdot \left(1 - \left(\frac{a_0}{a_{cr}} \right)^\alpha \right) \right] \cdot \Delta\sigma^{n-1}$ (6.5.2)

α : une constante provenant de l'intégration qui vaut $\frac{n}{2} - 1$ (6.5.3)

D, n : constantes de matériau

a_0 : Dimension de la fissure initiale ($a_0 = a_i$)

a_{cr} : Dimension de la fissure critique ($a_{cr} = a_j$)

Y : facteur de correction

$\Delta\sigma$: La différence de contraintes

6.6-Loi d'endommagement de fatigue (Palmgreen-Miner)

La théorie de l'endommagement, a pour objet de décrire l'évolution des phénomènes entre l'état vierge (matériau dépourvu de fissures ou de cavités à l'échelle microscopique) et l'amorçage de la fissure macroscopique. Le stade final de l'endommagement correspond à la rupture de l'élément, c'est à dire à l'existence d'une fissure macroscopique de la taille de cet élément (de 0.1 à 1 mm pour les métaux). Au delà, c'est le domaine de la fissuration.

$$D_{tot} = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (6.6)$$

Avec :

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

$$T_{fat} = \frac{1}{D_{tot}} \quad (6.7)$$

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

Notant que sur la base d'essais, Miner a trouvé que la rupture par fatigue se produisait lorsque la somme totale D_{tot} des dommages partiels atteignait une valeur proche de 1.0.

6.7-Essai de Fatigue

Il est indispensable d'effectuer des essais de fatigue lors desquels on soumet des éprouvettes à des sollicitations variables. Les résultats d'essais d'éléments soudés sont normalement représentés sur un diagramme sur lequel on rapporte en abscisse le nombre de cycle N jusqu'à la rupture (ou jusqu'à la fissure prédéfinie) et en ordonnée la différence de contrainte $\Delta\sigma$ (**Fig.6.4**)

6.8-Théorie de la mécanique de rupture

On peut expliquer l'effet d'une fissure 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 :

$$K = Y \cdot \sigma_0 \sqrt{\pi \cdot a} \quad (6.8)$$

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 donc ainsi :

$$Y = Y_e \cdot Y_F \cdot Y_S \quad (6.9)$$

Y_e : Facteur de correction dépendant de la forme de la fissure elliptique (ce facteur de correction qui n'intervient que dans le cas tridimensionnel, dépend du rapport a/c)

Y_F : Facteur de correction dépendant de la dimension finie de la plaque (dépend des rapports a/w et a/t)

Y_S : Facteur de correction pour le cas où la fissure atteint une surface libre (dépend des rapports a/w ou a/c)

Pour éclairer cela on passe à une formulation analytique et schématique comme indiqué sur le **Tableau.6.1 (14)**

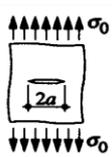
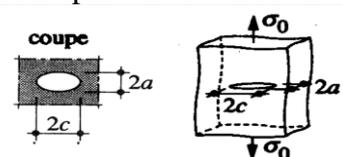
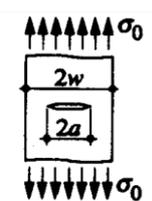
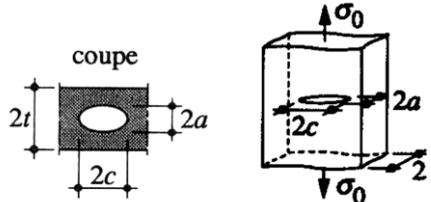
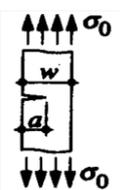
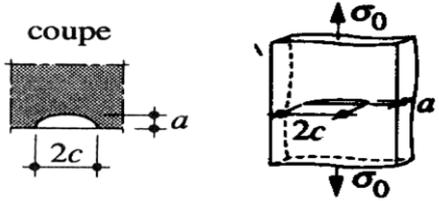
Cas Bidimensionnel	Cas Tridimensionnel
<p>Plaque infiniment grande</p>  $K=Y.\sigma_0 \sqrt{\pi.a}$	<p>Correction pour la forme de la fissure</p>  $Y_e = \frac{1}{\int_0^{\pi/2} [1 - \frac{c^2 - a^2}{c^2} \sin^2 \vartheta]^{1/2} d\vartheta}$
<p>Correction pour la dimension de la plaque</p>  $Y_F = \frac{1}{\sqrt{\cos \frac{\pi a}{2w}}}$	<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>  $Y_S = \sqrt{\frac{\cos(\frac{\pi a}{2w})}{0,8 - 0,52 \cdot (\frac{a}{w}) - 0,28 (\frac{a}{w})^2}}$	<p>Correction pour une fissure de surface</p>  $Y_S = 1 + 0,12(1 - 0,75 \frac{a}{c})$

Tableau 6.1-Formulation analytique des facteurs de correction

6.9-Remarques sur les paramètres influençant la durée de vie

Plusieurs paramètres influencent sur la durée de vie d'une pièce face à la fatigue, on citera brièvement quelques uns :

- L'étendue de la contrainte

- L'effet de l'environnement
- La fréquence d'oscillation
- La géométrie du détail de construction
- Les caractéristiques du matériau
- L'état de surface

6.10-La vérification à la fatigue

Dans le cas des cycles d'amplitude constante, l'étendue de contrainte agissant N fois est comparée à la résistance à la fatigue du détail concerné pour N cycles.

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_R / \gamma_{Mf}$$

$\Delta\sigma$: représente l'étendue de contrainte qui agit N fois.

$\Delta\sigma_R$: représente la résistance à la fatigue pour N cycles.

γ_{Ff} : est le coefficient partiel de sécurité pour le chargement de fatigue, qui prend en compte des incertitudes sur la résistance dans l'analyse d'une structure.

γ_{Mf} : est le coefficient partiel de sécurité pour le chargement de fatigue, qui prend en compte des incertitudes sur la résistance.

- ❖ Dans le cas des cycles d'amplitude variable, une loi d'endommagement est le plus souvent appliquée pour mesurer la sévérité de la fissuration. Le modèle de Palmgreen-Miner suppose que le dommage s'accumule de manière linéaire (§ 6.6-Loi d'endommagement de fatigue (Eq.6.6))

La vérification à la fatigue n'est pas requise pour les ossatures de bâtiments, à l'exception des cas suivants

- Éléments supportant des dispositifs de levage ou des charges roulantes,
- Éléments sollicités par des cycles répétés de contraintes dues à des machines vibrantes,
- Éléments soumis à des oscillations dues au vent,
- Éléments soumis à des oscillations induites par le rassemblement de personnes. **(15)**

Conclusion

Le phénomène de fatigue est un domaine assez complexe, plusieurs paramètres influencent le développement des fissures au fil du temps. Pour un calcul à la fatigue, la nécessité d'avoir des courbes normalisées est primordiale qui offrent une représentation approchée du comportement réel du métal.

6.11-Etude de la fatigue du pont

6.11.1-Introduction

On a toujours eu besoin d'évaluer la capacité portante résiduelle des ponts au fil du temps. Avant le milieu du 19^{ème} siècle, toutefois, on ne disposait pas d'outils analytiques adaptés, ni pour le dimensionnement des nouveaux ponts, ni pour l'évaluation des anciens. On doit donc supposer que, avant cette époque l'évaluation de la capacité résiduelle était basée sur une inspection de l'état du pont, suivie par une évaluation intuitive de sa capacité à supporter le trafic qui, dans tous les cas était faible comparé aux niveaux du trafic modernes. Lorsqu'on a commencé à établir des méthodes de dimensionnement sur les bases scientifiques saines de la mécanique et de la technologie des matériaux, on a admis que l'évaluation des ouvrages existants ne constituait qu'un cas particulier du calcul des ouvrages neufs, correspondant à la vérification du dimensionnement de l'ouvrage. **(17)**

6.11.2- L'étude de la fatigue

Le travail d'un ingénieur lors de l'étude de la fatigue d'un ouvrage métallique ancien doit comprendre les étapes suivantes :

- 1- Déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques initiales et actuelles des différentes pièces et assemblages de la structure.
- 2- Estimer l'intensité et la fréquence des surcharges appliquées durant toute la vie de l'ouvrage.
- 3- Déterminez les sections et assemblages les plus sollicités susceptibles d'entraîner à des problèmes de fatigue ainsi que le type de contraintes correspondantes.
- 4- Définir les courbes de fatigue (Courbes de Wöhler) propres à chaque pièce et assemblage sélectionné.

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 ,
- 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.

A)- Les Règlements de calcul à la fatigue

Concernant le calcul à la fatigue on se base sur l'Eurocode 3 Calcul des structures en acier partie 1-9 : Fatigue **(18)**

Taras & Greiner (pour les classifications des détails de construction.) (2010). **(19)**

Document Setra Ponts métalliques et mixtes : résistance a la fatigue. Edition 1996. **(20)**

B)-L'évaluation du taux de fatigue du pont

Le principe de cumul linéaire du dommage de Miner ou module de Miner a été adopté dans cette étude. Ce modèle reste largement utilisé par les ingénieurs au stade de projet ou de vérification des structures existantes.

- A partir de la loi de Wöhler (I.1) et de l'expression des endommagements cumulés d'après l'hypothèse de Palmgren – Miner (I.3), on peut calculer l'endommagement annuel S induit par un spectre de contraintes déterminé, où la variation de contrainte nominale est $\Delta\sigma$

C)-Calcul à la fatigue

Valeur de l'étendue de contrainte $\Delta\sigma$

Dans notre étude, l'étendue de contrainte prend la forme suivante

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$$

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

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

=> $\Delta\sigma$ devient la contrainte due à la surcharge d'exploitation du train,

a)- Cas de chargement

Le chargement se fait suivant les trois types de trains

Le train de type 1 Train express avec $\Sigma F= 4780$ kN et $L= 171,14$ m

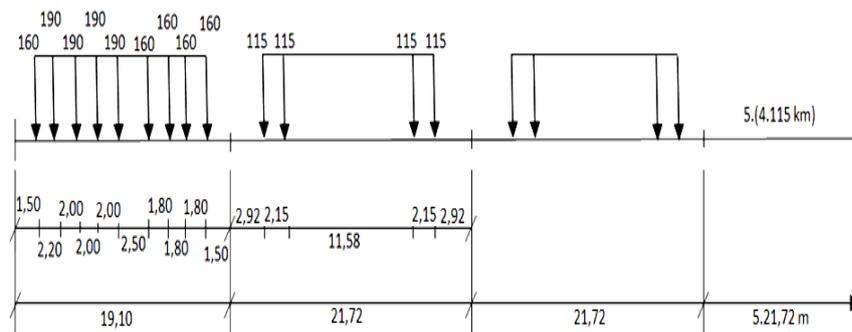


Fig.6.6 Train du passé (type 1) du 19^{ème} siècle défini pour l'analyse des ponts (20)

Le train de type 2 Train de marchandises avec $\Sigma F= 7320$ kN et $L= 271,9$ m

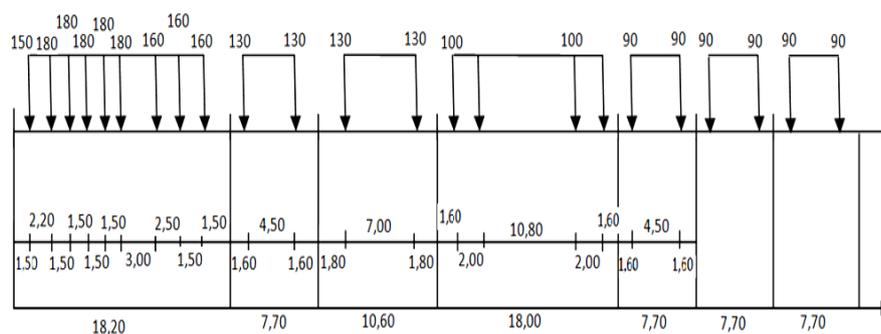


Fig.6.7 Train du passé (type 2) du 19^{ème} siècle défini pour l'analyse des ponts (20)

Le train de type 3 UIC 71

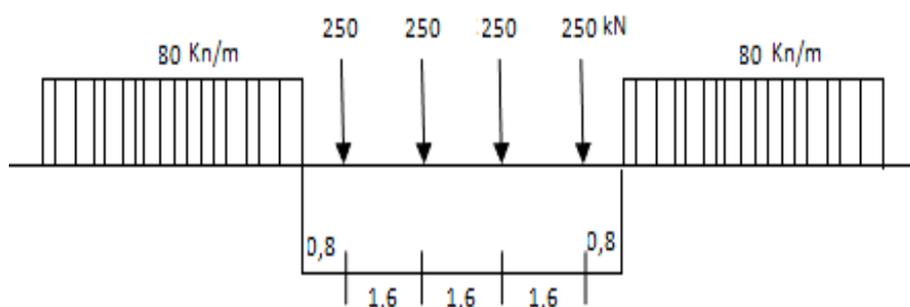


Fig.6.8 Train actuel (type 3) (20)

Le spectre du trafic ferroviaire est donné dans le tableau **4.1 du Chapitre 4**

b)-Détermination des pièces sollicitées en fatigue

Les pièces concernées sont celles dont la contrainte est supérieure à 71 N/mm^2 (selon la classification des détails de construction par TARAS, A et GREINER, R [ANNEXE D] pour le fer puddlé)

Les pièces qui sont sujets à la fatigue sont dressées dans le **Tableau 6.2** :

Élément	$\Delta\sigma$ (Train type 1)	$\Delta\sigma$ (Train type 2)	$\Delta\sigma$ (Train type 3)
Membrure supérieure	119,07	127,89	130,1
Membrure Inférieure	102,34	109,92	118,81
Montant	93,16	100,06	101,78
Contreventement	92,97	99,86	101,58
Longeron	83,8	90	91,56

Tableau 6.2-Éléments sollicités en fatigue et contraintes $\Delta\sigma$ correspondantes

c)-Détermination de n_i Cycle de chargement

A partir du spectre du trafic ferroviaire, le cycle de chargement est donné dans le tableau 6.3.

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

Tableau 6.3- Spectre de chargement du pont (1890-2013)

d)-Détermination du cycle N_i et des constantes de la courbe

La courbe de Wöhler nous permet de déterminer N_i en fonction des constantes C et m

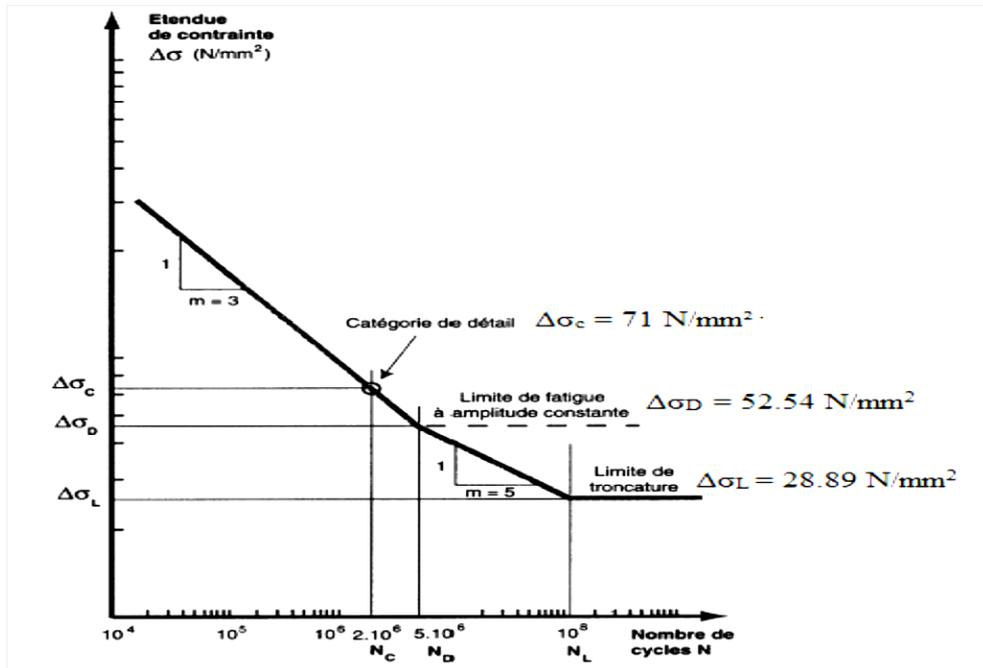


Fig.6.9-Courbe de Wöhler S-N pour $\Delta\sigma_c=71 \text{ N/mm}^2$ (19)

La loi de Wöhler $N_i=C.\Delta\sigma_i^{-m}$

C, m sont des constantes de la courbe (m étant la pente)

$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_c=71 \text{ N/mm}^2$ et $N_i = N_c=2.10^6$ Pour $m=3$

Remarque : C ne se calcul que pour $m=3$ du faite qu'on ne prend pas en compte la limite de la fatigue $\Delta\sigma_D$

Pour la constante C $\implies C=N_c.\Delta\sigma_c^m$

$C=N_c.\Delta\sigma_c^m= 2.10^6*71^3= 7,16.10^{11}$

m et C sont constantes pour chaque élément

Les résultats de N_i sont dressés dans les **Tableaux 6.4** pour chaque type de train

Elément	N_i train type 1	N_i train type 2	N_i train type 3
Membrure sup	$4,24.10^5$	$3,42.10^5$	$3,24.10^5$
Membrure inf.	$6,68.10^5$	$5,39.10^5$	$4,27.10^5$
Montant	$8,85.10^5$	$7,14.10^5$	$6,8.10^5$
Contreventement latéral	$8,9.10^5$	$7,19.10^5$	$6,83.10^5$
Longeron	$1,2.10^6$	$9,82.10^5$	$9,32.10^5$

Tableau 6.4 Valeur de N_i pour chaque éléments

e)-Calcul du dommage pour le pont métallique D_{tot}

On détermine le dommage pour chaque élément

$$\text{La loi de Palmgren – Miner} \quad D_{tot} = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i}$$

$$D_{tot} = \sum d_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \text{ soit}$$

$$d_{(1890-1940)} + d_{(1940-1990)} + d_{(1990-2007)} + d_{(2007-2013)}$$

On dresse les résultats dans le tableau 6.5 suivant

Elément	D_{tot}
Membrure sup	0,839
Membrure inf.	0,591
Montant	0,402
Contreventement latéral	0,398
Longeron	0,293

Tableau 6.5 Taux de dommage des pièces sollicitées

f)-Calcul du temps de fatigue T_{fat}

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

$$T_{fat} = 124 \text{ ans. } (1 - D_{tot})$$

Les résultats sont résumés dans le **Tableau 6.6**

Elément	D_{tot}	T_{fat} (ans)
Membrure sup.	0,839	20
Membrure inf.	0,591	50
Montant	0,402	74,07
Contreventement latéral	0,398	74,4
Longeron	0,293	87

Tableau 6.6 La durée de vie restante théorique de chaque élément

La durée de vie restante théorique est en rapport avec le taux d'endommagement de chaque élément

Conclusion

Les calculs ont montré que les éléments les plus atteints par la fatigue sont les membrures supérieures des poutres à mi- travée (durée de vie restante = 20 ans), les membrures inférieures à mi- travée (durée de vie restante = 50 ans), les montants extrêmes (durée de vie restante = 74, 07 ans), le contreventement latéral des panneaux extrêmes (durée de vie restante = 74,4 ans) et le longeron à mi- travée (durée de vie restante = 87 ans).

Les autres pièces ne sont pas sujettes à la fatigue. On peut conclure qu'il n y a pas de risque de rupture par fatigue à court terme.

6.12- Simulation de l'évolution de la fissure par fatigue

6.12.1- Introduction

La durée de vie en fatigue se décompose en deux composantes, la durée d'amorçage et la durée de propagation. Tout matériau étant susceptible de comporter des défauts (inclusions, microfissures, zones de déformation plastique, concentrations de contraintes, corrosion,...) on doit dans la pratique tenir compte de leur durée de propagation.

6.12.2- Simulation de l'évolution d'une fissure par fatigue

Les hypothèses

a)- Le choix de la pièce

La pièce à étudier est la membrure inférieure qui subit une traction, pour une approche plus réelle de la propagation de la fissure

Caractéristiques géométriques :

- section brute $A_{brute} = 25\,440\text{ mm}^2$
- section nette $A_{nette} = 20\,610\text{ mm}^2$
- 4 rivets, $\varnothing 22\text{ mm}$
- trou de rivet, $\varnothing 23\text{ mm}$
- une plaque de 48 mm d'épaisseur

Les contraintes utilisées en simulations sont celles induites par le passage d'un train de type 129 T.

Les contraintes calculées sont :

$$\Delta\sigma \text{ en section brute : } 94,76\text{ N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma \text{ en section nette : } 116,97\text{ N/mm}^2$$

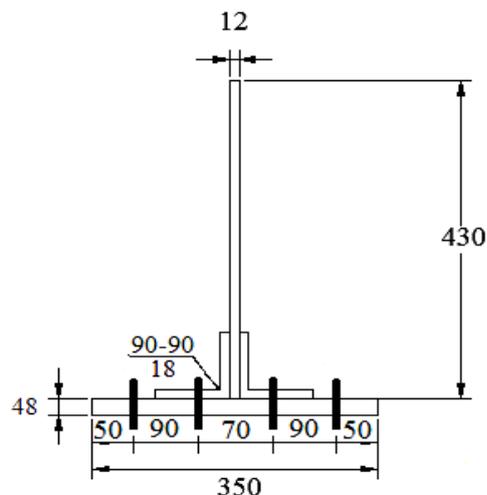


Fig.6.10 Détails géométriques de la membrure inférieure

b)- Les fissures initiales établissant l'étude paramétrique

On admettra que la membrure est soumise aux différences de contraintes $\Delta\sigma$ citées au par-avant (en **a**) et que la fissure est de surface

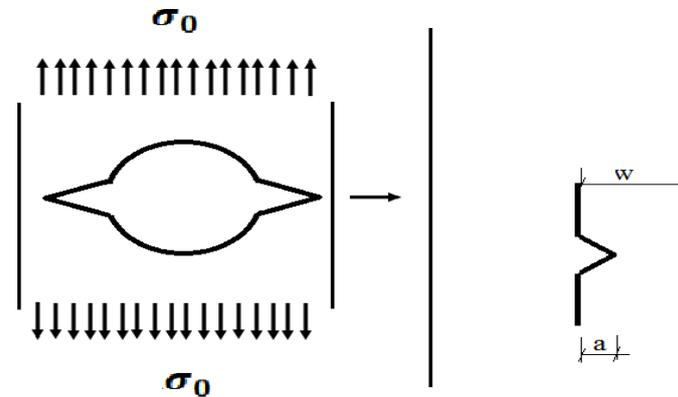


Fig.6.11 Illustration des contraintes appliquées sur le trou du rivet

Les dimensions initiales des fissures prises varient de 0,1 mm à 1,5 mm

$$w = 38,5 \text{ mm}$$

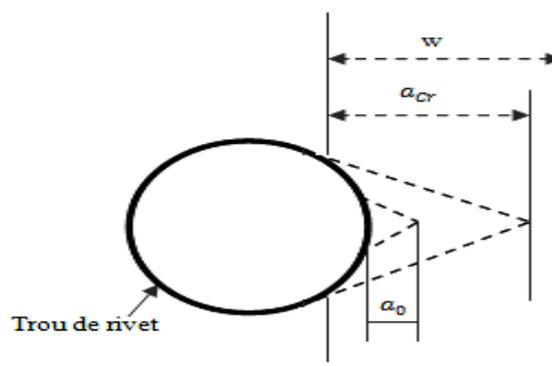


Fig.6.12 Illustration de la propagation d'une fissure sur un trou de rivet

On définit le taux de propagation par la formule de Paris qui suit

$$\frac{da}{dN} = D \cdot \Delta K^n$$

Avec D, n : constantes du matériau

ΔK : facteur d'intensité de contrainte

c)- Calcul de la durée de vie

Pour cette partie, on se réfère aux paragraphes 6.6 et 6.9

Pour les besoins du développement qui suit, on rappelle les formules essentielles au calcul

La durée de vie $N_{ij} = \int_{a_i}^{a_j} dN$

$$= \int_{a_i}^{a_j} \frac{1}{D \cdot (\Delta K)^n} \cdot da$$

$$\Delta K = Y \cdot \Delta \sigma_0 (\sqrt{\pi \cdot a}) = Y_e \cdot Y_F \cdot Y_S \cdot \Delta \sigma_0 \cdot \sqrt{\pi \cdot a}$$

-Matériau fer puddlé $D = 410^{-13}$ (mm/cycles) ($N/mm^{-3/2}$)

$$n = 3$$

$$\alpha = \frac{n}{2} - 1$$

$$\text{et } Y = Y_e \cdot Y_F \cdot Y_S$$

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

La fissure étant de surface $\longrightarrow Y_e = Y_F = 1,0$

Donc $Y = Y_S$

(Chapitre 6, Tableau 6.1 paragraphe 6.8)

$$Y_S = \sqrt{\frac{\cos\left(\frac{\pi \cdot a}{2w}\right)}{0,8 - 0,52 \cdot \left(\frac{a}{w}\right) - 0,28 \left(\frac{a}{w}\right)^2}}$$

a : dimension de la fissure

w : largeur de la plaque

$$N_{ij} = \int_{a_i}^{a_j} \frac{1}{D \cdot Y^n \cdot \Delta \sigma_0^n \cdot (\sqrt{\pi \cdot a})^n} \cdot da$$

Les résultats nous ont permis de tracer les courbes N-a, ces courbes sont une représentation graphique de la propagation de la fissure.

Sur l'axe des ordonnées, le nombre de cycles de chargement qui varie de $1 \cdot 10^5$ à $2,2 \cdot 10^6$

Sur l'axe des abscisses, La profondeur de la fissure (mm)

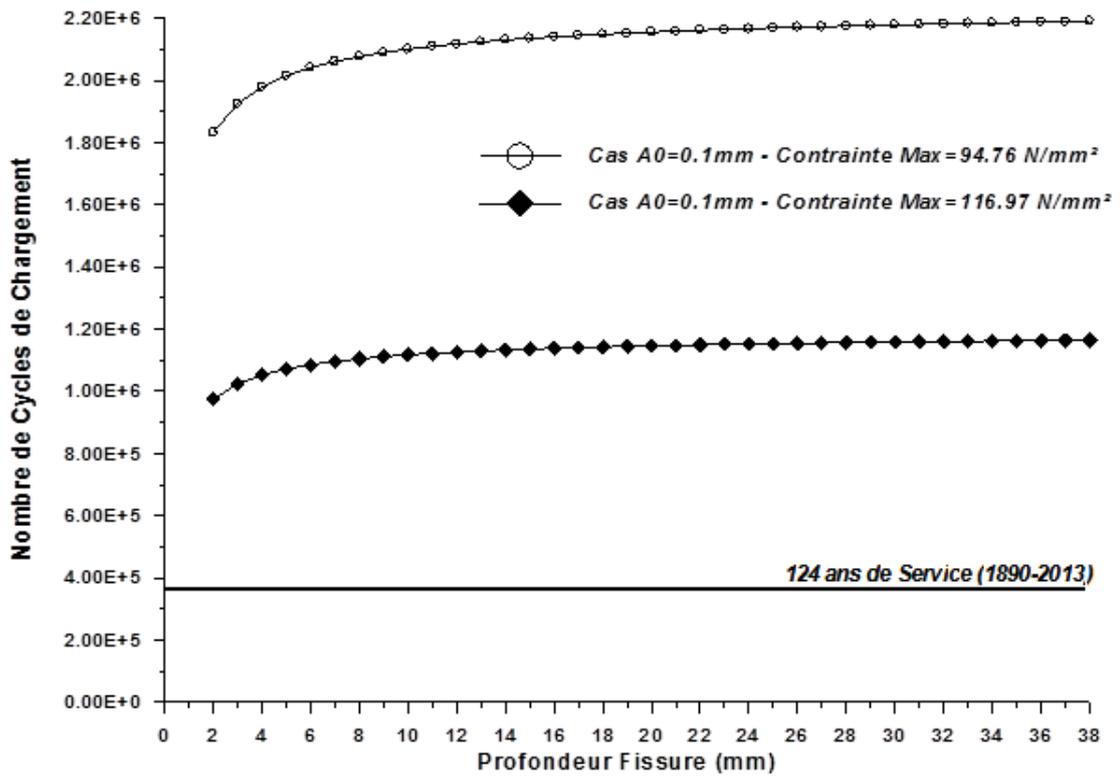


Fig.6.13 - Evolution de la fissure par fatigue (Fissure initiale : 0.1mm).

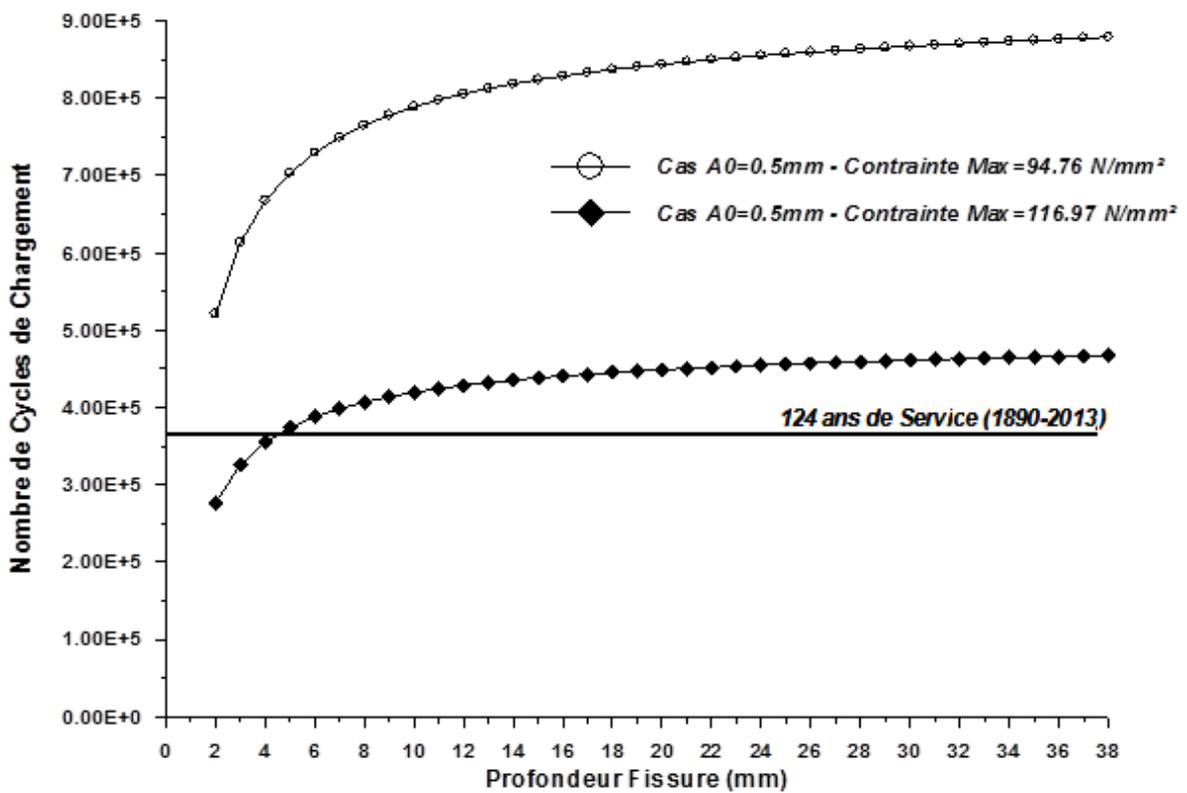


Fig.6.14- Evolution de la fissure par fatigue (Fissure initiale : 0.5mm).

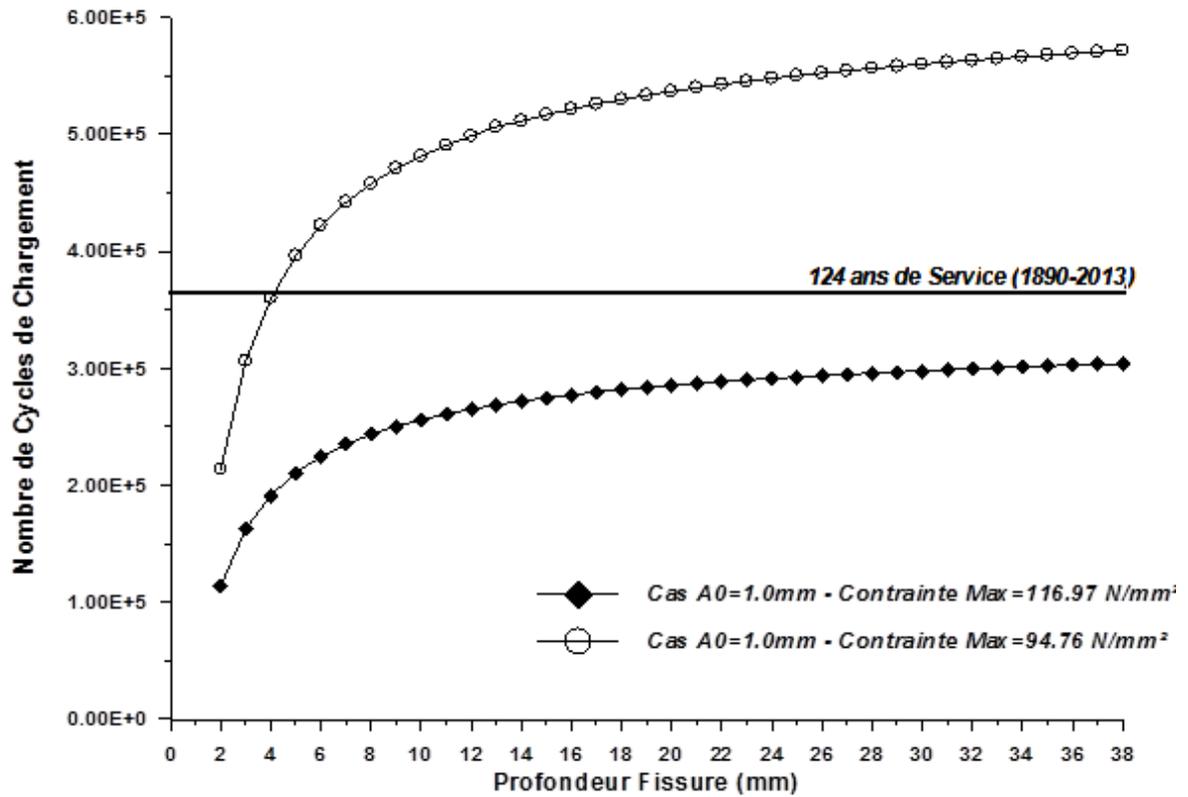


Fig.6.15- Evolution de la fissure par fatigue (Fissure initiale : 1.0mm).

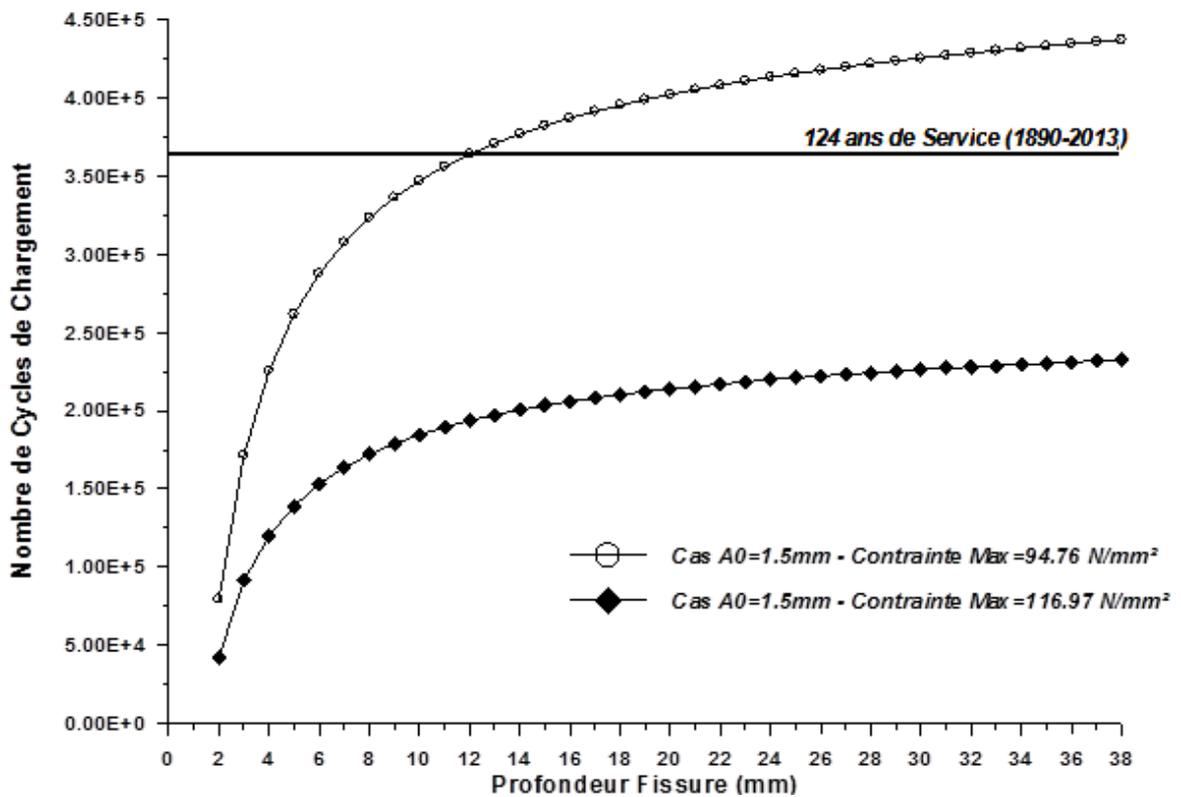


Fig.6.16- Evolution de la fissure par fatigue (Fissure initiale : 1.5mm).

d)-Interprétation des courbes

Les représentations graphiques des courbes de la propagation N-a pour les différents cas examinés, permettent de faire les constatations suivantes :

La durée de vie est fortement influencée par

-la différence de contraintes $\Delta\sigma$, une différence de contrainte passant de 94,76 N/mm² à 116,97 N/mm² diminue la durée de vie

- la fissure initiale a_0

- la géométrie de la fissure

➤ **Cas 1 $a_0 = 0,1 \text{ mm}$**

On observe une croissance lente, puis une linéarité jusqu'à rupture mais qui reste éloignée de l'ordre de 10^5 cycles (A_{nette}) et de $1,4 \cdot 10^6$ Cycles (A_{brute}) de celle du chargement de référence pour les 124 ans de service

➤ **Cas 2 $a_0 = 0,5 \text{ mm}$**

On observe une croissance plutôt rapide notamment pour la section nette, puis une linéarité jusqu'à rupture qui se rapproche tout de même de celle du nombre de cycles de chargement de référence pour les 124 ans de service (- $1,1 \cdot 10^5$ Cycles pour A_{nette} et de $1,4 \cdot 10^5$ Cycles pour A_{brute})

➤ **Cas 3 $a_0 = 1,0 \text{ mm}$**

On observe une croissance rapide surtout pour la section nette, puis une linéarité jusqu'à rupture qui est de plus en plus proche de celle du nombre de cycles de chargement de référence pour les 124 ans de service (- $2,6 \cdot 10^5$ Cycles pour A_{nette} , et $-1,6 \cdot 10^5$ Cycles pour A_{brute})

➤ **Cas 4 $a_0 = 1,5 \text{ mm}$**

On note une croissance très rapide, puis une linéarité jusqu'à rupture qui n'atteint même pas le nombre de cycles de chargement pour les 124 ans de service soit $-3,2 \cdot 10^5$ Cycles pour A_{nette} et $-3,1 \cdot 10^5$ Cycles pour A_{brute} .

On distingue l'impact de la largeur de la fissure initiale sur le nombre de cycles de chargement ainsi que celui de l'emplacement des concentrations de contraintes (présence de trous).

Ces résultats sont des simulations par rapport à une largeur de fissure initiale a_0 .

On peut résumer de la vie d'une fissure comme indique la **Fig.6.17**

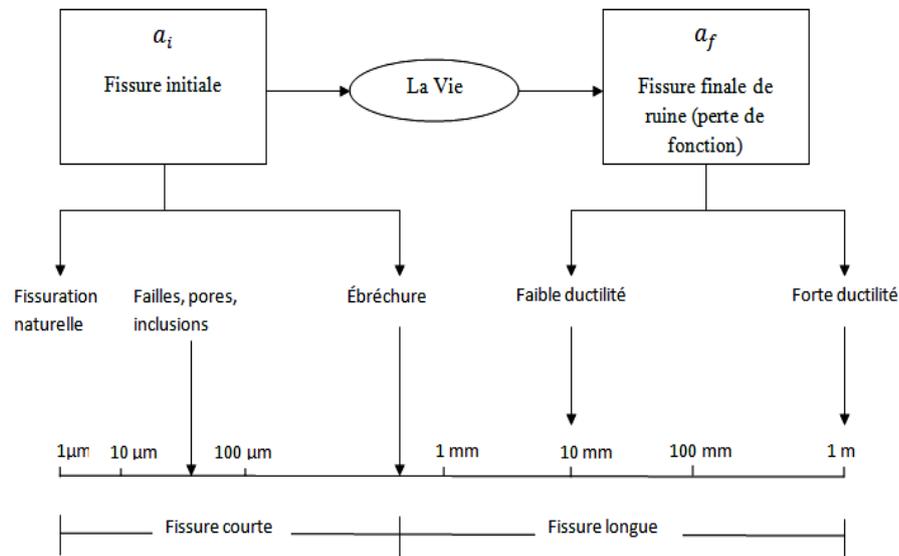


Fig.6.17 Cycle de vie de la propagation d'une fissure

Les dimensions de la fissure sont influencées par de nombreux paramètres. On peut dire que le nombre de cycle de chargement, la durée de vie restante varient en fonction de l'amplitude de la contrainte.

Conclusion

Nous avons simulé le comportement de la membrure inférieure fissurée en tenant compte des contraintes appliquées pour obtenir des estimations du nombre de cycles de chargement pour chaque cas. Nous observons que les dimensions des fissures initiales ainsi que l'intensité des contraintes ont une influence sur la propagation de la fissure.

6.13- Comparaison de la durée de vie restante théorique des éléments les plus sollicités de trois ponts, situés dans la wilaya de Tlemcen

6.13.1 Introduction

L'objet de cette étude est l'évaluation théorique de la durée de vie restante de trois ponts sur une même ligne ferroviaire. Les ponts se trouvent dans un rayon de 35 km du centre de la wilaya de Tlemcen.

Ces ouvrages à étudier ont des caractéristiques géométriques différentes (longueur, gabarit, nombre de travée...).

L'évaluation de la fatigue des ponts se fera en fonction des données d'études et d'expertises récoltées.

Ces réalisations ferroviaires ont 124 ans de service à leur compte depuis 1890.

L'étude permettra la prédiction du temps qui reste à ces ouvrages sous un trafic ferroviaire variable.

Les ponts sont modélisés en éléments finis, et les contraintes obtenues sont celles des trains types détaillés en Partie I de ce chapitre.

6.13.2 Présentation des ponts

a)- Pont d'El Ourit

Le pont d'El Ourit, mis en service en 1890

Les caractéristiques du pont sont :

- pont en arc d'une longueur de 68,00 m et d'une hauteur de 8,00 m,
- pas d'appuis intermédiaires

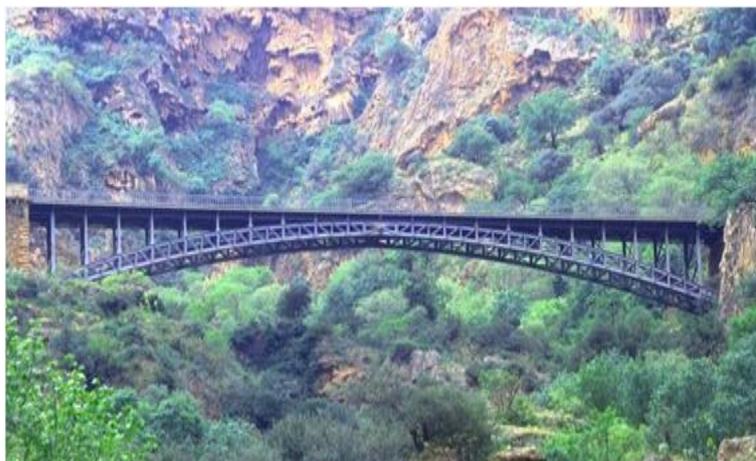


Photo.6.1 Pont d'El Ourit

b)-Pont de Sabra

Le pont de Sabra, mis en service en 1890

Les caractéristiques du pont sont :

- pont à poutres latérales d'une longueur de 76,45
- trois travées et deux appuis intermédiaires



Photo.6.2 Pont de Sabra

c)- Pont d'Oued Isser

Le pont sur Oued Isser, mis en service 1890

Les caractéristiques du pont sont :

- pont à poutres latérales d'une longueur de 30,00 m
- une seule travée



Photo.6.3 Pont sur Oued Isser

Dans ce cas des ponts-rails, les trains marchandises et les trains voyageurs constituent la charge de fatigue. Le nombre de passage à prendre en compte dépend de la situation du pont dans le réseau (ligne principale ou ligne secondaire) et de la durée de service prévue pour l'ouvrage.

Les tableaux 6.7 et 6.8 suivant, donnent les spectres du trafic ferroviaire des ponts étudiés.

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
2007-2013	6	3	12

Tableau 6.7 Spectre du trafic ferroviaire (pont d'El Ourit, Oued Isser)
District S.N.T.F

Période de trafic	Année	Train	
		type	Train/jour
1890-1940	50	1	6
1940-1962	22	2	6
1962-2013	51	3	10

Tableau 6.8 Spectre du trafic ferroviaire (pont de Sabra)
District S.N.T.F

6.13.3 Calcul du taux d'endommagement et de la durée de vie restante

A-Pont d'El Ourit

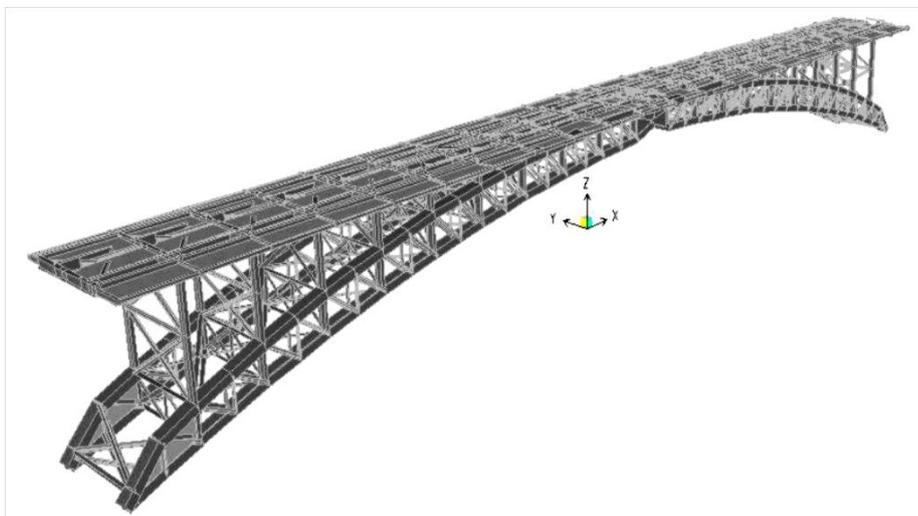


Fig.6.18 Model de la structure en éléments finis (pont d'El Ourit) (21)

On applique La loi de Palmgren – Miner $D_{tot} = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} = d_i$

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 restante théorique $T_{fat} = 124 \text{ ans} * (1 - D_{tot})$

$$d = \sum d_i$$

$$d = d_{(1890-1940)} + d_{(1940-1990)} + d_{(1990-2007)} + d_{(2007-2013)}$$

$$d = \left(\frac{73000}{1,50 \cdot 10^7} + \frac{73000}{1,10^8} \right) + \left(\frac{73000}{7,10^5} \right) + \left(\frac{49640}{7,10^5} \right) + \left(\frac{26280}{7,10^5} \right) \quad (21)$$

Les résultats obtenus, $d = 0,22$

Pour l'élément métallique le plus sollicité du pont (Elem.Beam 462) (21), le taux d'endommagement est inférieur à 1, ce qui est appréciable pour sa fréquence du trafic croissante. Sa durée de vie restante théorique est évaluée à 109 ans, ce qui est fort encourageant pour un pont qui compte 124 ans de service.

B- Pont de Sabra

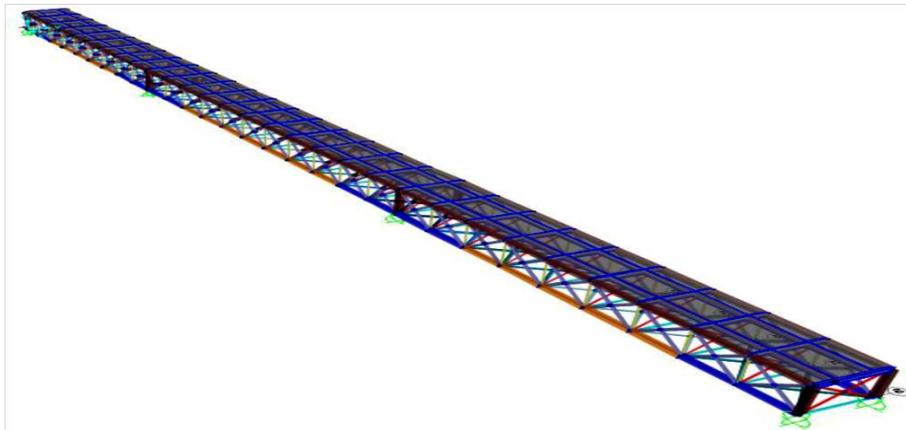


Fig.6.19 Model 3D du pont de Sabra (3)

$$d = d_{(1890-1940)} + d_{(1940-1962)} + d_{(1962-2013)}$$

$$d = \left(\frac{109500}{2,06 \cdot 10^7} \right) + \left(\frac{48180}{3,26 \cdot 10^6} \right) + \left(\frac{186150}{2,33 \cdot 10^5} \right) \quad (3)$$

Les résultats obtenus, $d = 0,87$

Pour l'élément métallique le plus sollicité du pont (pièce du pont) (3), le taux d'endommagement est inférieur à 1, ce qui est appréciable pour sa fréquence du trafic croissante. Sa durée de vie restante théorique est évaluée à 16 ans, ce qui est encourageant pour un pont qui compte 124 ans de service

C-Pont sur Oued Isser

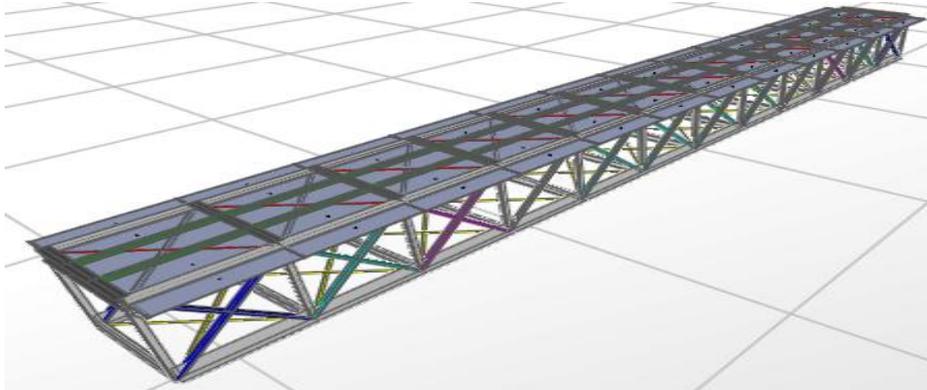


Fig.6.20 Model de la structure en éléments finis 3D (pont sur Oued Isser)

$$d = d_{(1890-1940)} + d_{(1940-1990)} + d_{(1990-2007)} + d_{(2007-2013)}$$

$$d = \left(\frac{73000}{4,24 \cdot 10^5} + \frac{73000}{3,42 \cdot 10^5} \right) + \left(\frac{73000}{3,24 \cdot 10^5} \right) + \left(\frac{49640}{3,24 \cdot 10^5} \right) + \left(\frac{26\ 280}{3,24 \cdot 10^5} \right)$$

Les résultats obtenus, $d = 0,84$

Pour l'élément métallique le plus sollicité du pont (membrure supérieur), le taux d'endommagement est inférieur à 1, ce qui est assez appréciable pour sa fréquence du trafic croissante. Sa durée de vie restante théorique est évaluée à 20 ans, ce qui est encourageant pour un pont qui compte 124 ans de service.

On compare les résultats dans le tableau récapitulatif suivant

Pont	Taux d'endommagement	Durée de vie théorique restante
Pont d'El Ourit	0,22	109
Pont sur Oued Isser	0,84	20
Pont de Sabra	0,87	16

Tableau 6.9 Récapitulatif comparatif des trois ponts

Conclusion

D'après l'étude comparative des trois ponts, le pont d'El Ourit affiche les meilleurs résultats. Ce qui pourrait s'expliquer par les dimensions des éléments supérieurs aux deux autres ponts, par les caractéristiques du matériau Eiffel utilisé, $f_y = 292 \text{ N/mm}^2$ (si celui n'est pas le fer puddlé ordinaire) (22), ou encore par l'architecture du pont en arc, qui offre un bon comportement structurel (Viaduc de Garabit, Viaduc Maria Pia).

Le pont sur Oued Isser est un pont de liaison ferroviaire qui accomplit des fonctions de grandes importances, étant métallique, le pont fait face à de multiples pathologies telles que la corrosion. De ce fait, nous nous intéressons dans le dernier chapitre à la maintenance et la réparation des ponts ferroviaires en général, et un constat actuel du pont sur Oued Isser.

CHAPITRE VII MAINTENANCE ET REPARATION

7.1- Introduction

Les ponts historiques, construits il ya plus de 75 ans, ayant conservé leur intégrité structurale et patrimoniale se font de plus en plus rares. Ces ouvrages d'une autre époque sont parfois constitués de matériaux moins performants et moins adaptés aux changements climatiques. De plus leur capacité de conception est aujourd'hui dépassée par les nouvelles normes.

Sur le réseau ferroviaire, plusieurs ponts de technologie obsolètes ont aujourd'hui fait place à des ouvrages modernes plus adaptés aux conditions de circulation contemporaines. Par conséquent la plupart des ponts sont remplacés.

Beaucoup de ponts à poutres triangulées en acier n'échappent pas à cette problématique. Ces structures jetées aux dessus des oueds avec audace forment un patrimoine collectif. Plusieurs ont atteint un âge critique au-delà duquel une intervention d'importance est requise afin d'éviter des drames.

Lors de l'élaboration du projet de réparation d'un pont, les concepteurs doivent tenir compte des caractéristiques particulières de l'ouvrage, afin de préserver son intégrité environnementale.

7.2-Les tâches à exécuter

-Plusieurs séances d'inspections détaillées sont programmées pour connaître l'état de la charpente métallique et de l'ouvrage :

- a)-Les séances d'auscultation peuvent se faire sous différentes formes,
 - ✓ Auscultation visuelle (prendre notes de toute anomalie visible (description écrite, photographie numérique)).
 - ✓ Ausculter l'ouvrage à l'aide d'appareils de mesure pour plus de précision.
- b)-Le re-calcul de l'ouvrage vis-à-vis des charges actuelles de circulations, la démographie, le développement qui engendrent plus de circulation automobile ou ferroviaire. Les statistiques sont actualisées en fonction des régions et du trafic.
- c)- Définir les solutions de réparation, de renforcement ou de remplacement afin de choisir les pièces techniques sur le marché.
Etablir un nouveau calcul de dimensionnement qui lie économie, sécurité et durabilité.

7.3- Les pathologies et causes de désordres

Les pathologies et les causes de désordres affectent le comportement de l'ensemble de la structure.

- La corrosion est la cause principale de tous désordres dans les structures métalliques en général, ce qui est parfaitement le cas des ponts ferroviaires, notamment pour les ponts qui se trouvent sur la côte (environnement agressif).



Photo 7.1- Etat de corrosion d'un pont sur la RN 22

La corrosion nuit aux structures métalliques, réduit les sections et leurs résistance. L'application de la peinture antirouille d'une manière périodique, fait partie du programme de maintenance préventive des constructions.

- La déconsolidation d'attaches rivetées se produit sous l'effet d'accentuation des charges, la concentration de contrainte au niveau des trous de rivets favorise le déchirement des attaches.



Photo.7.2 Déconsolidation d'attache rivetée poutrelle-tôle

Le desserrage des rivets et assemblages rivés est un phénomène lent de mise en mouvement des pièces les unes par rapport aux autres. C'est surtout un phénomène qui concerne les ponts ferroviaires de conception ancienne et à pose de voie directe (absence de ballast).

- Désordres architecturaux dus aux chocs accidentels.



Photo.7.3 Désordres architecturaux des éléments structurels inférieurs

Le désordre sur la **photo.7.3** est apparu suite au passage de véhicule, dépassant la hauteur du gabarit indiquée.

7.4- Les méthodes d'évaluation

- Surveillance: programme de visites réglementaires.
- Inspections détaillées (relevé de toutes les déficiences).
- Visites annuelles.
- Sondages.
- Essais, mesures.
- Relevé des avaries.
- Constat de l'évolution des avaries.
- Mise en surveillance renforcée.
- Réparation en attente de remplacement.
- Programmation du remplacement.

7.5-Réparation

L'ensemble des techniques et méthodes de construction sont utilisées en réparation, soit en atelier en préparation d'éléments, soit sur site pour raccorder ces éléments à la structure en place.

Les aciers modernes sont élaborés dans un objectif d'assemblage par soudage. Ce souci n'existait pas pour les matériaux métalliques anciens dont l'assemblage était réalisé par boulonnage et/ou rivetage. Depuis les années 1950 environ, les sidérurgistes ont développé les concepts de soudabilité métallurgique afin de faire évoluer les méthodes d'assemblage.

Tout projet de réparation doit faire l'objet d'une étude qui débute par la connaissance du matériau métallique employé et de son comportement métallurgique afin d'apprécier le comportement au soudage, d'adapter les paramètres et, s'il y a lieu, d'exclure celui-ci au profit de techniques d'assemblage telles que le rivetage ou le boulonnage.

Dans les assemblages les plus sollicités, le desserrage d'un ou plusieurs rivets surcharge les rivets encadrant et le défaut peut s'aggraver rapidement. Il importe donc de remplacer au plus vite les rivets défectueux.



Photo.7.4 Desserrage d'un rivet au niveau de la tôle du tablier

Dans le cas de tabliers en acier doux ou en fer puddlé, des contrôles non destructifs peuvent être nécessaires pour s'assurer qu'il n'y a pas de fissures initiées autour des trous de rivets dans les parties non visibles (sur les âmes des longerons, sous les cornières membrures ou montantes par exemple).

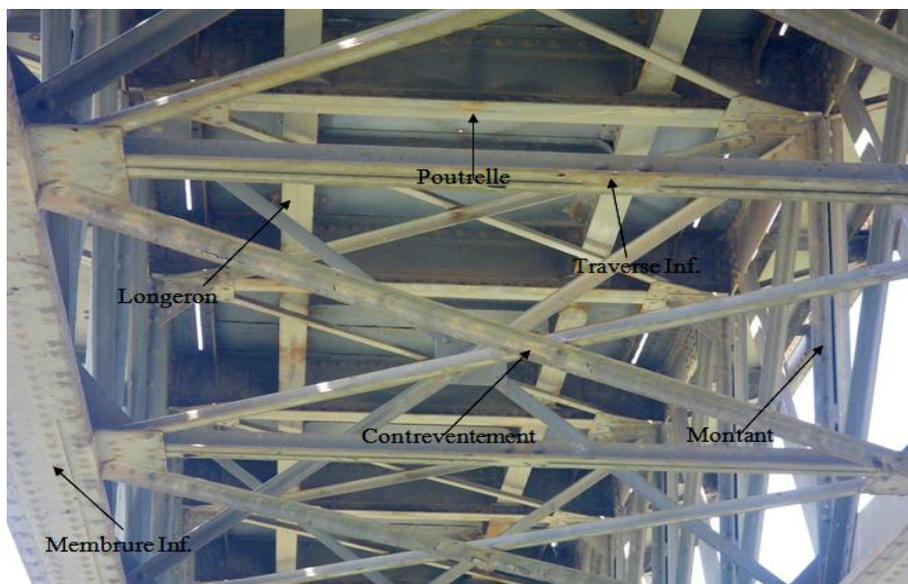


Photo.7.5 Parties inaccessibles du pont sur Oued Isser

La construction des ponts en arc, à poutres treillis ou âme pleine, au XIX^{ème} siècle et début du XX^{ème} avant le développement de la soudure, a largement fait appel au mode d'assemblage par rivetage.



Photo.7.6-Assemblage rivet du pont sur Oued Isser

Le rivetage a constitué le principal mode d'assemblage de pièces métalliques jusqu'au développement de la soudure, qui, avec la technique du boulon à haute résistance, l'ont progressivement remplacé dans les années 1960. Aujourd'hui, cette technique est réservée au domaine de la réparation des ouvrages métalliques anciens rivetés.

Conclusion

La maintenance des ouvrages d'art ferroviaires en Algérie n'est pas périodique. L'absence de l'entretien et de la surveillance se fait sentir, par l'état des lieux, et ceux du pont.

Les dommages perceptibles aujourd'hui sur le pont d'Oued Isser se traduisent par sa rouille peu avancé, la déformation par flambement de certains éléments (garde du corps).

Quant aux longs rails soudés, pas de déformation par flambement de la voie sous les contraintes de compression excessives lors de périodes de très fortes chaleurs.

Le pont d'Oued Isser fait partie de la voie ferrée, son bon fonctionnement a une importance capitale pour le transport ferroviaire.

CONCLUSION GENERALE

Le pont métallique sur Oued Isser est un pont ferroviaire, qui date de l'époque de colonisation. Il se compose d'une seule travée reposant sur deux culées en maçonnerie. La structure adoptée est un système de triangulation entre éléments qui caractérise l'architecture industrielle.

L'étude et la réalisation du pont ont été réglementées par les décrets ministériels du 19^{ème} siècle, le dimensionnement se basait sur la résistance des matériaux, et l'expérience des ingénieurs. L'apparition des méthodes des éléments finis dans les années 1950 a permis une approche du calcul des structures plus voisine de la réalité que celle classique de la RDM.

Le pont assure toujours ses fonctions de service .Il se dresse face aux secousses ressentis quelles soient dues aux séismes ou aux vibrations induites par le trafic ferroviaire. L'étude du comportement dynamique du pont, a montré que les secousses sismiques n'ont pas un grand impact, ce qui est du à la faible activité sismique de la région en Zone I.

Le phénomène de fatigue reste assez méconnu pour les ouvrages d'art. Les chercheurs étudient le sujet depuis près de deux siècles. Le premier à s'être intéressé est A. Wöhler. D'autres ont repris le fil des recherches pour perfectionner l'étude de la fatigue, dans le but de mieux maîtriser le comportement des structures. Parmi eux, Dr.Wolf Elber qui a découvert le phénomène de fermeture des fissures en 1971, ou encore Andreas Taras et Richard Greiner et leur travail sur l'élaboration et l'application d'un catalogue des détails de construction des éléments de fatigue pour les ponts rivetés.

L'étude de la fatigue du pont sur Oued Isser suppose que l'avenir lui tende encore ses bras, l'élément le plus sollicité est la membrure supérieure, sa durée de vie théorique restante est égale à 20 ans. Une simulation de la propagation d'une fissure présente sur la membrure inférieure a permis une comparaison entre sa propagation en section brute et nette. Les résultats indiquent que la section nette est la plus défavorable.

L'étude comparative des trois ponts (El Ourit, Sabra et Oued Isser) laisse à penser que, le pont d'El Ourit est celui qui pérennise le plus. Le résultat ne fait qu'augmenter notre admiration face à l'ingénieur d'exception. Au même titre, l'étude de ces ouvrages au point de vue technique contribue à l'enrichissement de nos connaissances et offre l'opportunité de saisir et de comprendre plus qu'ailleurs. L'évolution des techniques constructives ainsi que les innovations dans la construction.

La maintenance a un rôle important, elle permet des interventions capitales, pour la sécurité ainsi que la préservation des monuments métalliques. Afin d'optimiser cette maintenance, on conseille, la modélisation complète et détaillée en intégrant toutes les caractéristiques intrinsèques et extrinsèques des ouvrages à surveiller, et l'étude approfondie de leurs comportements.

Aujourd'hui, à l'heure des grands travaux ferroviaires, on se questionne sur l'avenir de ces ponts ainsi que des lignes de chemins de fer ancestrales.

Au terme, nous souhaiterons que notre travail serve de repère à une destination aussi vaste que le domaine du génie civil, et qu'il élargisse notre horizon vers d'autres sujets notamment.

Références Bibliographiques

- (1) **Encyclopédie Universalis** [<http://www.universalis.fr/>]
- (2) *Algérie. Lignes de chemin de fer construites au 19ème siècle*, **Georges Pilot**. Comité génie civil et bâtiment. IESF. Paris. **Janvier 2012**
- (3) Etude de la portance d'un pont métallique ancien à SABRA, Wilaya de TLEMCEM, **Merad Boudia Sofiane Boumedyen et Bali Yassine, PFE 2012**
- (4) **David Bennett (2000)**, Histoire et technique des ponts .Edition Eyrolles, 2000.
- (5) Les ponts viaducs, **Pilot, J.L. Bordes**. Comité génie civil et bâtiment. IESF. Paris. Décembre **2011**
- (6) Archives **EMPA** Suisse federal laboratories for Materials science and technology
- (7) Cours de chemins de fer,Tome I, **C.BRICKA**, Ponts et chaussées,éd.Paris **1894**
- (8) **SNTF** (Société National de Transport Ferroviaire), **Site web 2013**
- (9) Chemin de fer Français, **A.Picard** Tome III.éd.J.Rothschild, Paris **1844**
- (10) *Les chemins de fer de la Corse*, **Pascal Bejui** Nice, La Regordane, 1^{re} édition **1987**,
- (11) Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008
- (12) Compagnie des chemins de fers de l'Ouest Algérien, Service de la consultation, Ligne de Tabia à Tlemcen, Calculs Justificatifs des dimensions des fers, **1889**
- (13) Gustave Eiffel par **Daniel Bermond, 2002**
- (14) Construction métallique Volume 10; Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement Par **Manfred A. Hirt,Rolf Bez,Alain Nussbaumer**
- (15) Vérification à la fatigue d'un assemblage de charpente métallique par **M.Lukic, Revue Construction Métallique, Rubrique Technique et application n°2-2001**
- (16) Evaluacion de la vida residual de los puentes ferroviarios metalicos antiguos,**Matias Jimenez Carrion**,Estructuras Metalicas,UNIVERSITAT POLITECNICA DE CATALUNYA ,**Octobre 2010**
- (17) Management of Bridges/ Gestion des Ponts **Thomas Telford, 2005**
- (18) **Eurocode 3**, Calcul des structures en acier En 1993-1-9
- (19) TARAS, Andreas ; GREINER, Richard (2010). *Development and application of fatigue class catalogue for riveted bridge components*. Structural Engineering International,

1/2010, p. 91-103

(20) **SETRA**, *Ponts métalliques et mixtes : résistance a la fatigue*. Edition 1996.

(21) SEISMIC ENGINEERING CONFERENCE COMMEMORATING THE 1908 MESSINA AND REGGIO CALABRIA EARTHQUAKE, Reggio Calabria, Italy 8-II July 2008 Dynamic and Fatigue Analysis of an 18th Century Steel Arch Bridge, **Nadir Boumechra and Karim Hamdaoui, 2007**

(22) Analysis of low-cycle fatigue DATA of materials from several Portuguese riveted metallic bridges. The Portuguese Science and Technology Foundation (FCT) project PTDC/EME-PME/78833/2006 **A.M.P. de Jesus et al., 2006**

Bibliographies

G.Grattesat, Conception des ponts. Edition Eyrolles, **1987**

History of Bridge Engineering par **Henry Grattan Tyrrel**, Edition **1911**

Steel work High Performance Steel Bridges, **European Convention for Constructional, 2011**

Traité pratique des ponts métalliques, Calcul des poutres et des ponts
Par la méthode ordinaire et par la statique graphique
Par **M. PASCAL**, Edition **1887**

Validated analysis and strengthening of a 19th century railway bridge, **John Ermopoulosa, Constantine C. Spyrakosb, Engineering Structures 2006**

Réparation et rénovation des structures métalliques, **une édition du syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures**
Décembre **2008**

ANNEXE B- RPOA 2008

Caractéristiques géotechniques des sites

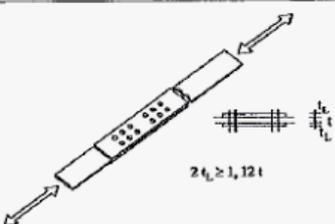
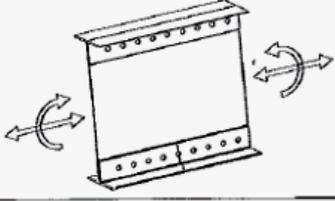
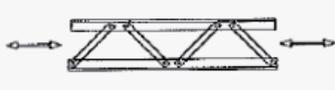
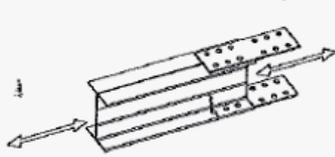
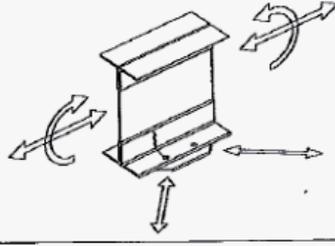
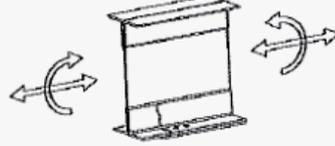
Cat	Description		\bar{q}_c (MPa) (c)	\bar{N} (d)	\bar{p}_l (MPa) (e)	\bar{E}_p (MPa) (e)	\bar{q}_u (MPa) (f)	\bar{V}_s (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50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

Détails non soudés, assemblages avec fixations mécaniques

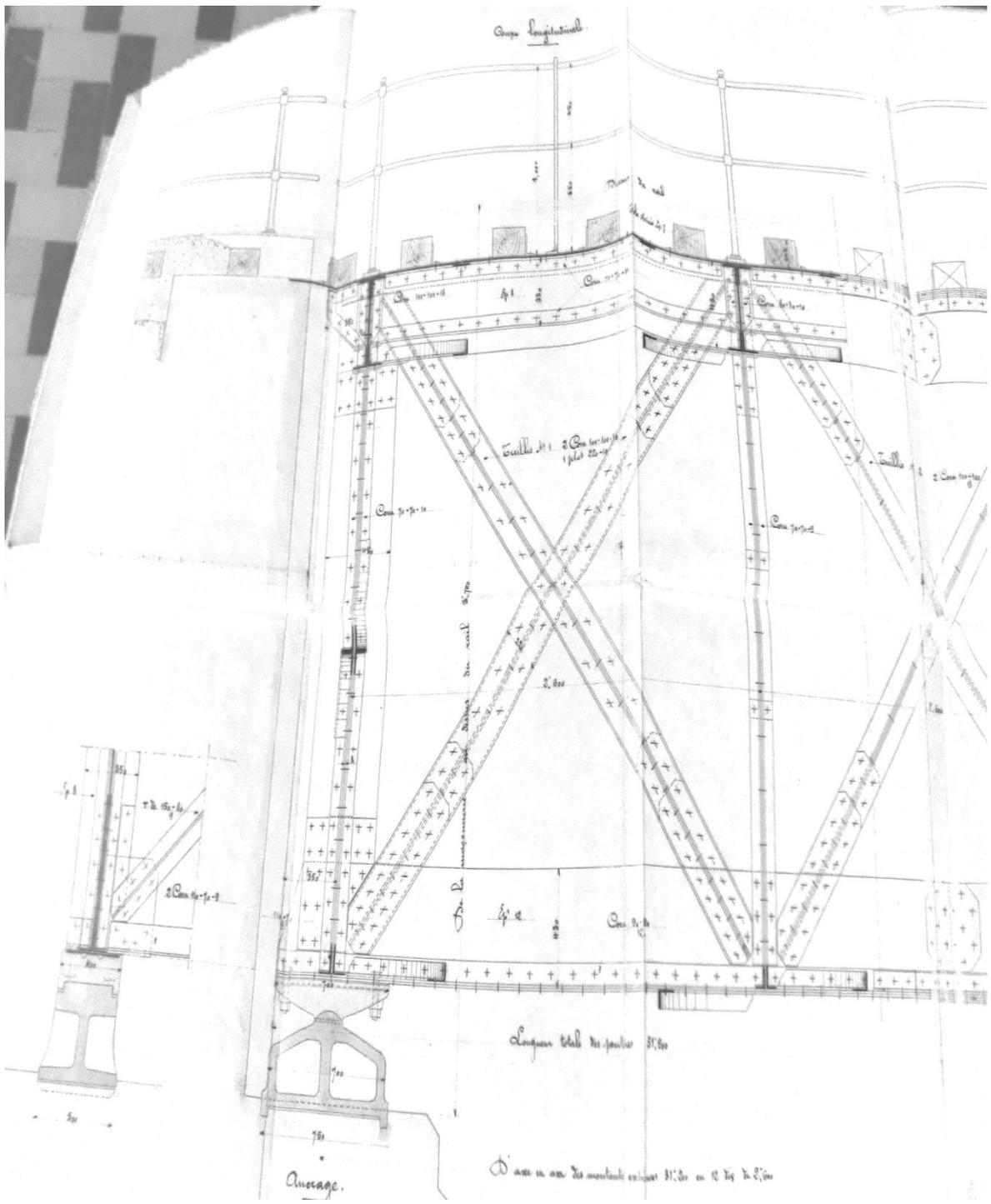
Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
160	<p>NOTE The fatigue strength curve associated with category 160 is the highest. No detail can reach a better fatigue strength at any number of cycles.</p>	<p>AC3 Rolled or extruded products:</p> <p>1) Plates and flats with as rolled edges; 2) Rolled sections with as rolled edges; AC3 3) Seamless hollow sections, either rectangular or circular.</p>	<p>Details 1) to 3): Sharp edges, surface and rolling flaws to be improved by grinding until removed and smooth transition achieved.</p>
140		<p>AC3 Sheared or gas cut plates:</p> <p>4) Machine gas cut or sheared material with subsequent dressing.</p>	<p>4) All visible signs of edge discontinuities to be removed. The cut areas are to be machined or ground and all burrs to be removed. Any machinery scratches for example from grinding operations, can only be parallel to the stresses.</p>
125		<p>5) Material with machine gas cut edges having shallow and regular drag lines or manual gas cut material, subsequently dressed to remove all edge discontinuities. Machine gas cut with cut quality according to EN 1090.</p>	<p>Details 4) and 5): - Re-entrant corners to be improved by grinding (slope $\leq 1/4$) or evaluated using the appropriate stress concentration factors. - No repair by weld refill.</p>
100 m = 5		<p>AC3 6) and 7) Rolled or extruded products as in details 1), 2), 3) AC3</p>	<p>Details 6) and 7): $\Delta\tau$ calculated from: $\tau = \frac{V S(t)}{I t}$</p>
For detail 1 – 5 made of weathering steel use the next lower category.			
112		<p>8) Double covered symmetrical joint with preloaded high strength bolts.</p>	<p>8) $\Delta\sigma$ to be calculated on the gross cross-section.</p>
		<p>8) Double covered symmetrical joint with preloaded injection bolts.</p>	<p>8) ... gross cross-section.</p>
		<p>9) Double covered joint with fitted bolts.</p>	<p>9) ... net cross-section.</p>
		<p>9) Double covered joint with non preloaded injection bolts.</p>	<p>9) ... net cross-section.</p>
		<p>10) One sided connection with preloaded high strength bolts.</p>	<p>10) ... gross cross-section.</p>
		<p>10) One sided connection with preloaded injection bolts.</p>	<p>10) ... gross cross-section.</p>
		<p>11) Structural element with holes subject to bending and axial forces</p>	<p>11) ... net cross-section.</p>
		<p>12) One sided connection with fitted bolts.</p>	<p>12) ... net cross-section.</p>
		<p>12) One sided connection with non-preloaded injection bolts.</p>	<p>12) ... net cross-section.</p>
		<p>13) One sided or double covered symmetrical connection with non-preloaded bolts in normal clearance holes. No load reversals.</p>	<p>13) ... net cross-section.</p>
50	<p>size effect for $t > 30\text{mm}$: $k_t = (30/t)^{0.25}$</p>	<p>14) Bolts and rods with rolled or cut threads in tension. For large diameters (anchor bolts) the size effect has to be taken into account with k_t.</p>	<p>14) $\Delta\sigma$ to be calculated using the tensile stress area of the bolt. Bending and tension resulting from prying effects and bending stresses from other sources must be taken into account. For preloaded bolts, the reduction of the stress range may be taken into account.</p>

ANNEXE D

Classification des détails des assemblages. TARAS, GREINER

Fatigue strength (MPa)	Constructional detail	Description and examples	Remarks
$\Delta\sigma_c = 90$ (80) $m = 5$		Symmetrical joint with splice plates – Middle plates in two-shear connections are to be verified with $\Delta\sigma_c = 90$ – $\Delta\sigma_c = 80$ applies for the splice plates themselves, so no verification is required when $2t_s > 1,12 t$	The ratio $\sigma_{bearing}$ to σ_{net} must be smaller than 2 When rivets of steel grade St44 or higher were employed no corrosion protection coating must have been applied If one of these conditions is not kept, $\Delta\sigma_c = 80$ applies (70 for the gusset plates)
$\Delta\sigma_c = 85, m = 5$		Continuous connection of flange angles and web plates in built-up girders $\Delta\sigma$ at the centre of the rivet	The calculated shear force per rivet and shearing area must not exceed the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3
		Continuous connection between cover plates and flange angles in built-up girders	The calculated shear force per rivet and shearing area must not exceed the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3
$\Delta\sigma_c = 85, m = 5$		Latticed members under tension or compression loads	The calculated shear force per rivet and shearing area must not exceed the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3
$\Delta\sigma_c = 71, m = 5$		One-shear joint with gusset plates	If the calculated shear force in the rivets is lower than the minimum value of slip resistance, $\Delta\sigma_c = 85$ can be used
$\Delta\sigma_c = 71, m = 5$	–	All cases for which normally $\Delta\sigma_c = 85$ applies if the minimum value of slip resistance in the rivet is exceeded	The calculated shear force per rivet and shearing area exceeds the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3
$\Delta\sigma_c = 71, m = 5$		Area of the connection of a lateral bracing element to the tension flange of a girder	If the restraining effect of the lateral bracing element is considered during the calculation of the applied stress range $\Delta\sigma_c = 85$ can be used
$\Delta\sigma_c = 71, m = 5$		Onset of a cover plate	If the calculated shear force in the rivets is lower than the minimum value of slip resistance $\Delta\sigma_c = 85$ can be used

Grande longitudinale



Longueur totale des parties 31'50

Anovage.

D'axe en axe des membrures extérieures 31'50 en 12'50 de l'axe