

THÈSE

En vue de l'obtention du Diplôme de Doctorat en Sciences

Présenté par : BOUKEZZI Lamir

**Intitulé: Proposition d'une méthodologie d'évaluation de la
capacité portante des ponts-rails métalliques**

<i>Faculté</i>	:Architecture et Génie Civil
<i>Département</i>	:Génie Civil
<i>Spécialité</i>	:Génie Civil
<i>Option</i>	:Ouvrages d'art

Devant le Jury Composé de :

<i>Membres de Jury</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>	<i>Domiciliation</i>
<i>RAHAL Driss Djaoued</i>	<i>Professeur</i>	<i>Président</i>	<i>USTO MB</i>
<i>BENAISSA Abdelatif</i>	<i>Professeur</i>	<i>Encadrant</i>	<i>USTO MB</i>
<i>MEGNOUNIF Abdellatif</i>	<i>Professeur</i>	<i>Examineurs</i>	<i>U/Tlemcen</i>
<i>BOUMECHRA Nadir</i>	<i>Professeur</i>		<i>U/Tlemcen</i>
<i>NASSER Bachir</i>	<i>Professeur</i>	<i>Invité</i>	<i>USTO MB</i>

Remerciements

Mes sincères remerciements vont à mon directeur de thèse M. BENAÏSSA Abdelatif, Professeur au département Génie Civil de l'Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf, pour son implication dans l'encadrement de ma thèse.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance envers les membres du jury.

Je remercie :

M. RAHAL Driss-Djaoued, Professeur à l'Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf pour avoir accepté de présider ce jury.

M. MEGNOUNIF Abdellatif, Professeur à l'Université de Tlemcen ;

M. BOUMECHRA Nadir, Professeur à l'université de Tlemcen ;

Pour avoir accepté d'examiner cette thèse de Doctorat Es-Sciences et pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail.

J'exprime toute ma gratitude à ma femme pour son soutien, sa générosité et sa patience.

Mes remerciements vont particulièrement à mon frère Farid pour sa gentillesse et sa générosité.

J'exprime mes remerciements à M. NASSER Bachir, Professeur au département de génie civil USTO MB pour son soutien et ses encouragements.

إلى والدي

إلى زوجتي

إلى أولادي فاطمة الزهراء، سارة، اسيا وإلياس

Résumé : Plus d'un tiers des ponts de chemin de fer en Algérie sont de type métallique riveté construit entre la deuxième moitié du XIXe et le début du XXe siècle. Pour des raisons de sécurité, la SNTF (Société Algérienne des Chemins de Fer Algériens) a lancé en 1985 une étude de prospection de 24 d'entre eux, sur un linéaire de 200 km entre Oued-Tlelat (Algérie) et la frontière Marocaine. L'inspection visuelle sur terrain et les investigations nécessaires en laboratoire ont été effectuées, et l'utilisation de spécifications de conception modernes et de règles a été appliquée pour estimer la capacité portante et la sécurité à la fatigue des anciens ponts rivetés. Les 24 tabliers de ponts en acier rivetés ont été classés déficients et des remplacements de tabliers de ponts ont été prévus. De ces 24 ponts, dix-sept ponts sont concernés pour s'adapter au diagramme de charge UIC 71, et sept autres pour répondre au schéma de charge « train marchandise réel futur. Le processus de remplacement n'a concerné que peu de tabliers pour des raisons économiques. Les ponts ferroviaires rivetés épargnés sont toujours en service, voire même exposés à des charges plus importantes que prévu, en dépit des décisions prises. Cela dit, les ponts ferroviaires anciens ne répondent généralement pas aux dispositions relatives de la réglementation en vigueur, et l'approche déterministe peut ne pas être considérée et peut s'avérer même conservatrice. Le recours à des méthodes fiabilistes basées sur des approches probabilistes pour l'évaluation des anciennes structures peuvent être la solution adéquate. Une évaluation fiabiliste suppose la connaissance de l'historique des réparations antérieures, des conditions d'exploitation et des propriétés mécaniques des ouvrages. Les techniques classiques de la théorie de fiabilité permettent de calculer de diverses manières la probabilité de défaillance d'un élément donné, à condition de disposer d'une caractérisation probabiliste des variables et d'un état limite explicite. Cependant, pour les ouvrages complexes, la fonction d'état limite ne peut être évaluée que par calcul numérique, en l'occurrence la méthode des éléments finis. La combinaison des techniques de fiabilité avec le calcul des éléments finis conduit à des méthodes de fiabilité aux éléments finis. Ce principe est utilisé dans ce travail en adoptant un couplage du code éléments fini SAP 2000/version 20.0 et le code de calcul fiabiliste FERUM développé sous l'environnement MATLAB.

Mots-clés :

Ponts rivetés, évaluation, mesures in situ, fatigue., théorie de fiabilité, couplage mécano-fiabiliste, fonction de performance, approche déterministe.

Abstract: More than one-third of the railway bridges in Algeria are riveted steel bridges constructed between the second half of the nineteenth and early twentieth centuries. To ensure safety, a prospection survey of 33 existing riveted steel bridges running 200 km from Oued-Tlelat (Algeria) to Moroccan border, was launched by the Algerian Railway Company (SNTF).. Visual site inspection and laboratory necessary investigations were carried out and use of modern design specifications and rules were applied in estimating static load capacity and fatigue safety of the old riveted bridges. 24 riveted steel bridge-decks were classified in weak categories and bridge-deck replacements were planned. Among the 24 bridges, 17 ones are considered to fit the UIC 71 load diagram, and 7 ones correspond to fit the 'future real freight train' load scheme. The replacement process involved few decks for economic reasons. The remaining riveted rail bridges are still in service, or even exposed to larger loads than expected, despite the decisions made. It can be said that older railway bridges do not generally meet the relative provisions of existing regulations, and the deterministic approach may not be considered and may even be conservative. The use of reliability methods based on probabilistic approaches for the evaluation of old structures may be the appropriate solution. A reliability assessment assumes knowledge of the history of previous repairs, operating conditions and mechanical properties of the structures. Conventional techniques of reliability theory allow the probability of failure of a given element to be calculated in various ways, provided that a probabilistic characterization of the variables and an explicit limit state are available. However, for complex structures, the limit state function can only be evaluated by numerical computation, in this case, the finite element method. The combination of reliability techniques with finite element calculation leads to finite element reliability methods. This principle is used in this work by adopting a coupling of SAP 2000 finite element code (version 20.0) and FERUM reliability calculation code developed under the MATLAB environment.

Keywords :

Riveted bridges, assessment, in situ measurement, fatigue, reliability theory, mechanical-reliability coupling, performance function, deterministic approach.

الخلاصة: إن أكثر من ثلث جسور السكك الحديدية في الجزائر من النوع المعدني المثبت شديداً بين النصف الثاني من القرن التاسع عشر وبداية القرن العشرين. لأسباب أمنية، أطلقت SNTF (شركة السكك الحديدية الجزائرية) في عام 1985 دراسة استقصائية لـ 24 منها، على مسافة 200 كيلومتر بين واد تليلات (الجزائر) والحدود المغربية. تم إجراء الفحص الميداني البصري والفحوصات المخبرية، وتم استخدام مواصفات وقواعد التصميم الحديثة لتقدير قدرة التحمل وسلامة التعب في الجسور القديمة. تم تصنيف 24 سطحاً لجسور على أنها ضعيفة وتم التخطيط لاستبدال بعضها. من بين هذه الجسور البالغ عددها 24 جسراً، هناك 17 جسراً تناسب مخطط تحميل UIC 71، وسبعة جسور أخرى تتوافق مع 'قطار البضائع الفعلي المستقبلي' في مخطط التحميل. تضمنت عملية الاستبدال بضعة أسطح فقط لأسباب اقتصادية. لا تزال جسور السكك الحديدية المنجزة في الخدمة، بل تتعرض لأحمال أكبر مما كان متوقعاً، على الرغم من القرارات المتخذة. يمكن القول إذن، إن جسور السكك الحديدية القديمة لا تفي عموماً بالأحكام النسبية للوائح الحالية، والنهج الحتمية قد لا تكون مناسبة للتطبيق عليها. بل قد يكون الحل المناسب هو استخدام الأساليب الموثوقة القائمة على الأساليب الاحتمالية لتقييم الهياكل القديمة. يفترض في التقييمات الموثوقة معرفة تاريخ الإصلاحات السابقة وظروف التشغيل والخصائص الميكانيكية للهياكل. تسمح التقنيات التقليدية لنظرية الموثوقية باحتساب احتمال فشل عنصر معين بطرق مختلفة، بشرط توفر وصف احتمالي للمتغيرات وحالة الحد الصريح. ومع ذلك، بالنسبة إلى الهياكل المعقدة، لا يمكن تقييم وظيفة حالة الحد إلا عن طريق حساب رقمي، وفي هذه الحالة طريقة العناصر المحدودة. يؤدي الجمع بين تقنيات الموثوقية وحساب العناصر المحدودة إلى أساليب موثوقة العناصر المحددة. يستخدم هذا المبدأ في هذا العمل من خلال اعتماد اقتران كود العنصر المحدود في SAP 2000 / version 20.0 ورمز حساب الموثوقية FERUM المطور في بيئة MATLAB.

الكلمات الدالة

تقدير ، جسور ، مثبتة ، القياس في الموقع ، التعب ، نظرية الموثوقية ، نظرية الموثوقية ، اقتران الميكانيكية الموثوقية، النهج الحتمية.

Table des matières

LISTE DES FIGURES.....	I
LISTE DES TABLEAUX.....	III
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 : CONTEXTE ET THEORIE DES MATERIAUX ET DE LA FATIGUE	5
1.1. INTRODUCTION.....	5
1.2. PROPRIETES MECANQUES DE L'ACIER ET DEFINITIONS	7
1.3. PROPRIETES DE TENACITE POUR LES ACIERS ANCIENS	8
1.4. CARACTERISTIQUES DU METAL.....	9
1.4.1. La fonte	9
1.4.2. Le fer puddlé	10
1.4.3. L'acier doux	10
1.5. ANALYSE CHIMIQUE DES ACIERS	11
1.6. PHENOMENE DE FATIGUE.....	12
1.7. CORROSION	15
1.8. SOUDABILITE.....	16
1.9. VALEURS DE REFERENCE	16
CHAPITRE 2 : PROPRIETES DES MATERIAUX DES ANCIENS PONTS, ALGERIE....	18
2.1. INTRODUCTION.....	18
2.2. UN PEU D'HISTOIRE	18
2.3. PROCEDURES DE GESTION DES OUVRAGES D'ART FERROVIAIRES EN ALGERIE.....	19
2.4. EVALUATION DES PONTS FERROVIAIRES EXISTANTS	21
2.5. PATHOLOGIES OBSERVEES	23
2.6. ENQUETE SUR TERRAIN ET TESTS AU LABORATOIRE	25
2.6.1. Examen métallographique.....	25
2.6.2. Essai de traction	26
2.6.3. Essai de résilience	30
2.6.4. Analyse chimique.....	31
2.7. CONCLUSION	34
CHAPITRE 3 : BASES DE RECALCUL DES PONTS-RAILS.....	35
3.1. INTRODUCTION.....	35
3.2. FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE	35
3.2.1. Définition du coefficient dynamique Φ	36
3.2.2. Coefficients dynamiques pour les trains réels.....	36
3.2.3. Facteur d'amplification dynamique relatif à la fatigue.....	38
3.3. MODELES DE CHARGES DE TRAFIC FERROVIAIRE	39

3.3.1. Instruction n° 10 du 26 Février 1858	39
3.3.2. Circulaire du 29 Août 1891	39
3.3.3. Circulaire série A n° 1 du 8 Janvier 1915.....	40
3.3.4. Circulaire série n° 3 du 10 Mai 1927.....	40
3.3.5. Circulaire série A n° 27 du 14 Octobre 1944.....	40
3.3.6. Modèles de charges UIC 1971	41
3.3.7. Schéma de charge "train marchandise réel futur"	41
3.3.8. Comparaison de modèles de charge de trafic.....	42
3.4. MATERIEL DE TRACTION ROULANT SNTF	44
3.4.1. Locomotive diesel-électrique 060 YDA	44
3.4.2. Locomotive diesel électrique 060 YDB	45
3.4.3. Locomotive diesel-électrique 060 YDC.....	45
3.4.4. Locomotive diesel-électrique 8-645 ^E /900 RPM	46
3.4.5. Comparaison des charges du matériel de traction SNTF	46
3.5. CONCLUSION	48
CHAPITRE 4 : VERIFICATION STRUCTURALE ET A LA FATIGUE.....	49
4.1. INTRODUCTION	49
4.2. DESCRIPTION DES OUVRAGES	49
4.2.1. Pont PK 52+939	49
4.2.2. Pont PK 107+373	52
4.2.3. Pont PK 196+706	53
4.3. ANALYSE STRUCTURALE EN ELEMENTS FINIS	55
4.4. VERIFICATION DE LA SECURITE STRUCTURALE	57
4.4.1. Selon la norme SIA161 édition 1979	57
4.4.2. Selon Eurocode 3 partie 1-1	62
4.5. VERIFICATION DE LA SECURITE A LA FATIGUE	64
4.5.1. Selon SIA 161 version 1979	64
4.5.2. Selon Eurocode 3 partie 1-9.....	65
4.6. CONCLUSION	66
CHAPITRE 5 : BASES DE CONCEPTION FIABILISTE	67
5.1. INTRODUCTION	67
5.2. FIABILITE CIBLE.....	67
5.3. ANALYSE DES VARIABLES ET DES INCERTITUDES.....	70
5.3.1. Modèles de charges	70
5.3.2. Modèles de résistances	72
5.3.3. Modèles d'incertitudes.....	73
CHAPITRE 6 : THEORIE DE LA FIABILITE	75
6.1. INTRODUCTION	75
6.2. NOTIONS DE PERFORMANCE STRUCTURALE	75
6.3. METHODES D'EVALUATION DE LA PERFORMANCE	76
6.3.1. Approche déterministe	76
6.3.2. Approche semi-probabiliste	76
6.4. FACTEURS DE SECURITE ET VALEURS CARACTERISTIQUES.....	77
6.5. APPROCHE PROBABILISTE DE LA FIABILITE	78
6.5.2. Notions de base	78
6.5.3. Représentation sous forme de densité de probabilité conjointe	79
6.6. MARGES DE SECURITE – FONCTIONS D'ETAT LIMITE.....	80

6.7. METHODES FORM	82
6.7.1. Indice de Rjanitzyne et Cornell	82
6.7.2. La méthode de Hasofer et Lind	84
6.8. FACTEURS DE SENSIBILITE	88
6.9. METHODE DE HASOFER LIND – RACKWITZ FIESSLER	89
6.10. METHODE SORM	91
6.11. METHODE DE MONTE CARLO	92
CHAPITRE 7 : ANALYSE DES RESULTATS DE LA FIABILITE	93
7.1. INTRODUCTION	93
7.2. FONCTIONS D'ETATS LIMITES	93
7.2.1. Traction	94
7.2.2. Compression	95
7.2.3. Flexion simple	95
7.2.4. Indice de fiabilité cible pour ouvrages existants	96
7.2.5. Paramètres statistiques des variables	97
7.3. COUPLAGE FIABILITE ET ELEMENTS FINIS	98
7.3.1. Code de calcul probabiliste FERUM	100
7.3.2. Code de calcul aux éléments finis	101
7.4. RESULTATS ET ANALYSES DE FIABILITE	101
7.5. ETUDE DA LA SENSIBILITE DES VARIABLES DE BASE	103
7.6. CONCLUSION	107
CONCLUSION GENERALE	108
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	110

Liste des figures

Figure 1 : Réseau ferroviaire Oued Tlelat-frontière Maroc	2
Figure 2 : Pont-rail métallique PK 60+845 (1902) remplacé par un pont portique en béton armé	2
Figure 1-1 : Exemples de ponts métalliques ferroviaires en Algérie	6
Figure 1-2 : Diagramme contrainte-déformation tiré de (Larsson, 2009)	7
Figure 1-3 : Test de Charpy tiré de (Larsson, 2009)	8
Figure 1-4 : Relation entre énergie d'impact Charpy et température pour l'acier doux et le fer puddlé..	8
Figure 1-5 : Le pont de fer (Coalbroukdale) mis en service en 1781.....	9
Figure 1-6 : Microstructure du fer puddlé tiré de (JRC, 2008).....	10
Figure 1-7 : Microstructure de l'acier doux tiré de (JRC, 2008)	11
Figure 1-8 : Courbes de résistance à la fatigue pour les étendues des contraintes normales	13
Figure 1-9 : Courbes S-N pour le fer puddlé et les aciers anciens	14
Figure 1-10 : Valeurs de la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_R$ en N/mm^2 (SIA 161, 1979).....	14
Figure 1-11 : Exemples de traces de corrosion sur ouvrages	15
Figure 2-1 : Figure Réseau ferroviaire SNTF.....	19
Figure 2-2 : Proportion des ponts rails selon le matériau	20
Figure 2-3 : Proportion des ponts rails selon l'âge	20
Figure 2-4 : Approche adaptative générale pour l'évaluation des structures existantes.....	21
Figure 2-5 : Plan pont rail PK 133+235 ligne Oued Tlélat-frontière Maroc (1889)	22
Figure 2-6 : Modélisation pont rail PK 133+235 de la ligne Oued Tlélat-frontière Maroc (1889).....	23
Figure 2-7 : Dommages causés par la corrosion des ponts ferroviaires	23
Figure 2-8 : Aspect de la corrosion.....	24
Figure 2-9 : Dommages dus aux chocs de véhicules.....	24
Figure 2-10 : Déconsolidation des rivets.....	24
Figure 2-11 : Image de test métallographique pour un pont des classes A et B; C et D	25
Figure 2-12 : Distribution statistique -limite élastique-fer puddlé-.....	27
Figure 2-13 : Distribution statistique -résistance à la rupture -fer puddlé-	28
Figure 2-14 : : Distribution statistique limite élastique -acier doux-.....	28
Figure 2-15 : Distribution statistique résistance à la rupture -acier doux-	29
Figure 3-1 : Limites de la fréquence propre n_0 (Hz) du pont en fonction de L (m).....	38
Figure 3-2 : Règlements SNCF des modèles de charge ferroviaire circulaire du 29 Août 1891.....	39
Figure 3-3 : Règlements SNCF des modèles de charge ferroviaire circulaire du 8 Janvier 1915.....	40
Figure 3-4 : Règlements SNCF des modèles de charge ferroviaire circulaire du 10 Mai 1927	40
Figure 3-5 : Règlements SNCF des modèles de charge ferroviaire circulaire du 14 Octobre 1944.....	40
Figure 3-6 : Schéma de charge UIC 71	41
Figure 3-7 : Schéma de charge SW/0.....	41
Figure 3-8 : Schéma de charge "train marchandise réel futur"	42
Figure 3-9 : Comparaison du coefficient de majoration dynamique pour les chargements	42
Figure 3-10 : Evolution de la charge équivalente.....	43
Figure 3-11 : Evolution de l'effort tranchant maximum.....	43
Figure 3-12 : Evolution du moment de flexion maximum	44
Figure 3-13 : locomotive diesel-électrique 060 YDA	44
Figure 3-14 : locomotive diesel-électrique 060 YDB	45
Figure 3-15 : Locomotive diesel-électrique 060 YDC	45
Figure 3-16 : Locomotive diesel-électrique 8-645E/900 RPM	46
Figure 3-17 : Evolution de la charge équivalente du matériel roulant SNTF.....	46
Figure 3-18 : Evolution du moment fléchissant du matériel roulant SNTF	47

Figure 3-19 : Evolution de l'effort tranchant maximal du matériel roulant SNTF	47
Figure 4-1 : Vue générale de l'ouvrage PK 52+939	50
Figure 4-2 : Vue en élévation de la poutre en treillis du pont PK 52+939	50
Figure 4-3 : Vue en plan du pont PK 52+939	51
Figure 4-4 : Coupe transversale du pont PK 52+939	51
Figure 4-5 : Détail assemblage du pont PK 52+939.....	51
Figure 4-6 : Vue générale de l'ouvrage PK 107+373	52
Figure 4-7 : Vue en élévation de la poutre en treillis du pont PK 107+373	52
Figure 4-8 : Coupe transversale du pont PK 107+373	53
Figure 4-9 : Vue en plan du pont PK 107+373	53
Figure 4-10 : Vue générale de l'ouvrage PK 196+706	54
Figure 4-11 : Vue en élévation de la poutre en treillis du pont PK 196+706	54
Figure 4-12 : . Section transversale du pont PK 196+706.....	54
Figure 4-13 : Détail contreventement inférieur	54
Figure 4-14 : Vue e en plan du pont PK 196+706.....	55
Figure 4-15 : Comportement des conditions d'appui (appareils d'appui à rotule).....	55
Figure 4-16 : Modèle de calcul du pont PK 52+939	56
Figure 4-17 : Modèle de calcul du pont PK 107+373	56
Figure 4-18 : Modèle de calcul du pont PK 196+706	56
Figure 6-1 : définition de la résistance caractéristique	77
Figure 6-2 : définition de la valeur caractéristique de la charge	77
Figure 6-3 : Probabilité de défaillance et indice de fiabilité [Schneider, 2006]	79
Figure 6-4 : Représentation par une loi de densité conjointe [Schneider, 2006].....	80
Figure 6-5 : Espace de variables marquant les domaines de sécurité et de défaillance.....	81
Figure 6-6 : Surface d'état limite dans l'espace de base X et dans l'espace standard U	85
Figure 6-7 : Linéarisation proposée par Hasofer et Lind (1974) dans l'espace standard.....	87
Figure 6-8 : Représentation des facteurs de sensibilité	89
Figure 6-9 : Approximation d'une distribution normale équivalente.....	90
Figure 7-1 : Couplage mécano-fiabiliste	94
Figure 7-2 : Schématisation de l'algorithme de couplage mécano-fiabiliste	99
Figure 7-3 : Structure du code de simulation probabiliste FERUM.....	100
Figure 7-4 : Modèle d'éléments finis barres	101
Figure 7-5 : Poids des variables dans la fiabilité : cas d'état limite de traction	104
Figure 7-6 : Poids des variables dans la fiabilité : cas d'état limite de compression	104
Figure 7-7 : Poids des variables dans la fiabilité : cas d'état limite de flexion (entretoise).....	105
Figure 7-8 : Poids des variables dans la fiabilité : cas d'état limite de flexion (longeron)	106

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : Influence des composants chimiques sur les propriétés des matériaux.....	12
Tableau 1-2 : Valeurs de la résistance à la fatigue du matériau de base).....	15
Tableau 2-1 : Propriétés mécaniques des ponts rivetés en fer puddlé.....	26
Tableau 2-2 : Propriétés mécaniques des ponts rivetés en acier doux.....	26
Tableau 2-3 : Statistiques des propriétés mécaniques des ponts rivetés en fer puddlé.....	27
Tableau 2-4 : Paramètres statistiques -fer puddlé-.....	28
Tableau 2-5 : Statistiques des propriétés mécaniques des ponts rivetés en acier doux.....	28
Tableau 2-6 : Paramètres statistiques -acier doux-.....	29
Tableau 2-7 : Evaluation de 5%-fractile inférieur du fer puddlé.....	29
Tableau 2-8 : Evaluation de 5%-fractile inférieur pour l'acier doux.....	29
Tableau 2-9 : Essai de résilience des ponts en acier doux de classes C et D.....	30
Tableau 2-10 : Essai de résilience des ponts en fer puddlé de classes A et B.....	31
Tableau 2-11 : Propriétés chimiques du fer puddlé en %.....	31
Tableau 2-12 : Propriétés chimiques de l'acier doux des ponts construits entre 1202 et 1912.....	32
Tableau 2-13 : Propriétés chimiques de l'acier doux des ponts rivetés dont le tablier est remplacé en 32	
Tableau 2-14 : Propriétés chimique de l'acier doux des ponts rivetés dont le tablier est remplacé en 33	
Tableau 3-1 : longueurs déterminantes $L\phi$	38
Tableau 3-2 : Facteurs partiels de sécurité pour les charges du trafic.....	41
Tableau 4-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux d'un selon (Fe 360) SIA161 (1979).....	59
Tableau 4-2 : Efforts dans les différents éléments des ouvrages.....	60
Tableau 4-3 : Efforts dans les assemblages des ouvrages.....	61
Tableau 4-4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux pour aciers anciens [SB-D4.6, 2007].....	62
Tableau 4-5 : Indices de sécurité à la fatigue [EUROCODE-3, 2005b].....	65
Tableau 5-1 : Indice de fiabilité cible selon, ISO 2392, (1998) période de référence de 1 an.....	67
Tableau 5-2 : Indice de fiabilité cible β lié à une période de référence d'un an et aux états limites.....	68
Tableau 5-3 : Indice de fiabilité cible des structures existantes basé sur [JCSS-1, 2001].....	69
Tableau 5-4 : Indices de fiabilité cibles liés à une période d'un an et à l'ELS irréversibles.....	69
Tableau 5-5 : Valeurs minimales recommandées de l'indice de sécurité β à l'état limite ultime.....	69
Tableau 5-6 : Indice de fiabilité β pour des éléments structuraux de type RC2.....	69
Tableau 5-7 : Valeurs cibles de l'indice de fiabilité à l'ELU, conséquences modérées de défaillance..	70
Tableau 5-8 : Valeur moyenne et coefficient de variation du poids volumique de l'acier.....	70
Tableau 5-9 : Valeurs moyennes et écarts types des dimensions de la section transversale.....	70
Tableau 5-10 : les paramètres statistiques de variation des propriétés géométriques des profilés.....	71
Tableau 5-11 : Paramètres statistiques des propriétés géométriques.....	71
Tableau 5-12 : Paramètres statistiques du poids propre des superstructures.....	71
Tableau 5-13 Variables aléatoires des charges ferroviaires UIC 71-702.....	72
Tableau 5-14 : Paramètres statistiques des propriétés du matériau.....	72
Tableau 5-15 : Propriétés statistiques du matériau [Ravindra et Galambos, 1978].....	73
Tableau 5-16 : Paramètres statistiques de variation des propriétés du matériau.....	73
Tableau 5-17 : Modèle probabiliste recommandé pour les incertitudes du modèle de l'effet de la.....	74
Tableau 5-18 : Modèle probabiliste recommandé pour les incertitudes du modèle de résistance.....	74
Tableau 5-19 : Incertitudes du modèle de l'effet de charge.....	74
Tableau 5-20 : Incertitudes du modèle de résistance.....	74
Tableau 7-1 : variables aléatoires considérées dans l'analyse.....	98
Tableau 7-2 : indice de fiabilité et probabilité de défaillance cas de la membrure inférieure.....	102
Tableau 7-3 : indice de fiabilité et probabilité de défaillance cas de la membrure supérieure.....	102

Tableau 7-4 : indice de fiabilité et probabilité de défaillance cas de l'entretoise	102
Tableau 7-5 : indice de fiabilité et probabilité de défaillance cas du longeron	102
Tableau 7-6 : Sensibilité moyenne des variables pour différents états limites (pont PK 107+373)....	103
Tableau 7-7 : Poids des variables en (%) pour les différents états limites (pont PK 107+373)	103

Introduction générale

En Algérie, le réseau ferroviaire constitue l'un des principaux modes de transport de fret et de passagers. L'industrie ferroviaire joue un rôle important dans l'économie du pays. Le chemin de fer contribue aussi au développement d'autres secteurs économiques. Comme dans d'autres pays, l'Algérie dispose d'une large gamme de ponts rails métalliques rivetés dont l'âge dépasse largement, dans de nombreux cas, cent ans. La plupart de ces ponts ont été construits à la fin du XIX^e siècle et au début du XX^e siècle. Les ponts-rails se distinguent par leur type et leur géométrie particulière. Les matériaux et les schémas de conception, les procédés d'exécution ainsi que leur exploitation et leur gestion sont autant des facteurs qui ont imposés des conceptions adaptées et complexes. Il y a, cependant une nécessité absolue de développer une méthodologie appropriée en vue d'évaluer la sécurité structurale et de la fatigue des ponts-rails existants. Autrement dit, les propriétaires des ouvrages d'art ont un besoin vital d'un outil fiable pour asseoir leur gestion et appuyer leur prise de décision.

Le remplacement de tabliers de ponts est non seulement une opération encombrante et couteuse, mais peut devenir parfois impossible. Un siècle de service est déjà passé et ces infrastructures ferroviaires continuent de supporter les sollicitations accrues du trafic, la corrosion, l'obsolescence des superstructures, etc. Ces phénomènes engendrent des perturbations dans ce mode de transport et un budget important doit alors être consacré à la réparation des dommages causés. Certes, une maintenance systématique et une évaluation appropriée permettent de prolonger la durée de vie des anciens ponts rivetés et de réaliser des économies considérables, évitant ainsi des coûts indirects très élevés.

Les ponts rails métalliques rivetés requièrent des méthodes de recalcul pertinentes appelant nécessairement à une meilleure connaissance des matériaux et des conditions d'exploitation pour évaluer leur sécurité, leur aptitude au service et leur fatigue.

Dans le cadre des inspections quinquennales détaillées, la Société Algérienne des Transports Ferroviaires (SNTF) a procédé en 1985 à une importante évaluation de la capacité portante et du comportement à la fatigue de 24 ponts métalliques rivetés [SNTF-ARE, 1985] de la ligne ferroviaire reliant Oued Tlélat à la frontière Marocaine, sur un linéaire de 200 km (Figure 1). L'évaluation des ponts rails métalliques est réalisée selon les schémas de charge UIC 71 et "train marchandise réel futur". Le programme des investigations a englobé les aspects suivants :

- Enquêtes sur le terrain et résultats des inspections
- Tests en laboratoire
- Evaluation de la capacité portante et du comportement à la fatigue
- Définition d'une meilleure stratégie de maintenance



Figure 1 : Réseau ferroviaire Oued Tlelat-frontière Maroc

L'examen métallographique des tabliers de ponts a montré que les ouvrages construits dans la deuxième moitié du XIX^e siècle sont en fer puddlé et les ouvrages construits au début du XX^e siècle sont en acier doux [SNTF-ARE, 1985; SNTF-SHALCHER and ASSOCIES, 1979].

L'évaluation structurale des ouvrages a été conduite selon le règlement Suisse SIA 161 basé sur une approche déterministe [SIA161, 1979]. L'estimation de la durée de vie résiduelle reposait sur les courbes Wöhler retenues dans SNTF-ARE, (1985) et complété par les recommandations UIC.

Le recalcul des structures de ponts a révélé des dépassements en contraintes très importants dans les différents éléments du tablier. La vérification des ponts à la fatigue a abouti à des durées de vie restantes des éléments de tabliers très faibles. Suite aux résultats obtenus, les intervenants dans les investigations ont décidé de remplacer un nombre important de tabliers sur une période 5 années. Ces décisions prises en 1985, la SNTF a entrepris des travaux de remplacements de quelques tabliers de ponts (Figure 2). Le reste des ponts non remplacés continue de servir le réseau ferroviaire sans incidents majeurs signalés, bien qu'ils soient classés déficients selon la réglementation [SIA161, 1979].



Figure 2 : Pont rail métallique PK 60+845 (1902) remplacé par un pont portique en béton armé

La réglementation disposait de l'approche semi-probabiliste dite de coefficients partiels de sécurité. Ces coefficients couvrent des incertitudes de mise en œuvre sur des matériaux récents mais ne peuvent être d'aucun apport aux matériaux utilisés dans les anciennes structures métalliques. Par ailleurs, ces coefficients sont destinés à couvrir un ensemble d'incertitudes et s'avèrent très peu appropriés dans l'évaluation de la sécurité et de l'aptitude au service des ponts-rails rivetés.

Un des objectifs de ce travail est de montrer que les méthodes d'expertise largement utilisées dans l'évaluation de la sécurité structurale et à la fatigue sont conservatrices et ne peuvent être prises comme un outil d'estimation des anciens ouvrages métalliques. L'autre objectif de cette recherche vise à développer –étant donné que certains ponts n'ont pas rempli les critères de la réglementation actuelle mais demeurent toujours en bon état– une méthodologie d'évaluation des ponts métalliques existants basée sur une démarche fiabiliste qui repose sur une approche probabiliste. La théorie de fiabilité permettra aux propriétaires des infrastructures ferroviaires de prendre les mesures adéquates de la génération ancienne des ponts. Enfin, l'objectif essentiel de cette thèse est de mettre à la disposition des gestionnaires des ouvrages les moyens nécessaires en matière de fiabilité en vue d'assoir leur stratégie de maintenance et écarter toute prise de décision inutile qui ne correspond à la pathologie observée et qui peut, par ricochet, déboucher sur des solutions dont le coût sera lourd de conséquences. En mettant cette approche au profit des ingénieurs, la question qui reste posée est de prendre toutes les précautions nécessaires quant à son application, sachant que les résultats sont sensibles aux paramètres d'entrée. Sa mise en œuvre demeure, toutefois, tributaire d'un personnel doté d'une qualification professionnelle requise.

En fait, l'approche probabiliste proposée est basée sur le principe du couplage mécano-fiabiliste. Il consiste à coupler un modèle stochastique, contenant la description probabiliste des variables aléatoires du problème, et un modèle mécanique, représenté par la procédure d'évaluation d'une fonction de performance qui décrit l'état défaillant de la structure étudiée. Cela requiert de caractériser les différentes variables aléatoires du problème et d'évaluer la fonction d'état limite pour une réalisation de l'ensemble de ces variables.

Le contenu de la thèse s'articule autour des sept chapitres. Dans ces chapitres, on exposera les informations, les méthodologies et les recommandations adoptées ainsi que la méthode proposée pour l'évaluation de la sécurité structurale et de la fatigue de ponts-rails. En détail :

Le chapitre 1 traite les informations des caractéristiques mécaniques des matériaux (limite élastique, résistance à la rupture, allongement, ténacité) et la composition chimiques des anciens aciers, essentiellement fournies par le projet Européen [Sustainable-Bridges, 2007].

Le chapitre 2 expose les données relatives des propriétés mécaniques et chimiques de 24 ponts métalliques de la ligne ferroviaire Oued Tlélât-frontière Maroc sur un linéaire de 200 km. La comparaison des données avec la littérature est également mise en évidence.

Le chapitre 3 commence par une revue des recommandations Européennes utilisées pour le calcul du facteur d'amplification dynamique et met en évidence les modèles de charges du trafic ferroviaire Algérien depuis 1889. Il présente également les différents matériels roulants SNTF circulant sur le réseau ferroviaire Algérien.

Le chapitre 4 est destiné à l'étude de trois ponts métalliques rivetés avec trois configurations différentes sur la ligne reliant Oued Tlélât à la frontière Marocaine avec une approche déterministe utilisant les codes de calcul [SIA-161, 1979] et [EUROCODE-3, 2005].

Dans le chapitre 5 on présentera les bases de l'analyse de fiabilité des structures et les différents aspects de la modélisation probabiliste des variables aléatoires. On présentera aussi les caractéristiques pertinentes telles que les indices de sécurité cibles et/ou la probabilité de défaillance acceptable publiés dans différents règlements.

Le chapitre 6 est dédié à un rappel des notions de base de l'analyse de fiabilité, notamment son principe, les méthodes auxquelles elle fait appel ainsi que les différents résultats qui en découlent.

Le chapitre 7 est consacré à l'étude fiabiliste des ponts calculés au préalable en utilisant une approche déterministe (chapitre 4). L'indice de sécurité (probabilité de défaillance) est estimé sur la base d'un couplage du code d'éléments finis SAP 2000/version 20.0 et du code de simulation probabiliste FERUM développé sous l'environnement MATLAB.

Enfin, la thèse se termine par une conclusion générale permettant de faire une synthèse des résultats obtenus et de tirer quelques perspectives pour les travaux de recherche dans le futur.

Chapitre 1 : Contexte et théorie des matériaux et de la fatigue

1.1. Introduction

La connaissance des propriétés des matériaux pour les ouvrages métalliques existants du patrimoine ferroviaire est une donnée essentielle pour évaluer leur sécurité, leur aptitude au service et estimer leur durée de vie restante. Cependant, les ouvrages métalliques anciens requièrent des méthodes de recalcul souvent plus pertinentes appelant nécessairement une meilleure connaissance des caractéristiques mécaniques des matériaux.

Parmi les pathologies rencontrées dans les ponts ferroviaires métalliques anciens, la fatigue constitue l'une des causes les plus répandues de dégradation après la corrosion. Pour réaliser une évaluation efficace de ces ponts, il est donc essentiel de comprendre leur comportement vis-à-vis de ce phénomène, et de déterminer la manière dont les matériaux constitutifs vont se comporter face à des sollicitations cycliques.

La technique d'assemblage par rivets étant aujourd'hui obsolète, de nombreuses informations sont absentes des règlements pour aider l'ingénieur à évaluer la résistance d'assemblages rivetés. Bien que la résistance à la fatigue soit l'un des éléments fondamentaux de vérification des ponts métalliques anciens, il ne faut pas négliger certaines situations où la résistance statique doit être évaluée. Les règles modernes pour ouvrages actuels, comme l'Eurocode ou la SIA, peuvent être applicables aux ponts rivetés, mais s'avèrent parfois conservatrices.

Les ouvrages métalliques dans le domaine ferroviaire représentent une grande variété de structures, car ils couvrent l'histoire des chemins de fer depuis ses débuts jusqu'à aujourd'hui (Figure 1-1). En conséquence, les types, les géométries, les schémas de conception, les procédés d'exécution, les matériaux, leur exploitation, leur gestion et les événements rencontrés sont d'une immense variété, rendant difficile l'estimation de leur capacité portante et leur aptitude de service.



-a-



-b-



-c-



-d-



-e-

*Figure 1-1 : Exemples de ponts métalliques ferroviaires en Algérie
Ligne Oued Tlélat-frontière Maroc*

- a-Pont métallique droit à poutres latérales en treillis à tablier inférieur (1902)*
- b-Pont métallique biais à poutres latérales en treillis à tablier supérieur (1912)*
- c-Pont métallique continu à poutres latérales en treillis (1889)*
- d-Pont métallique continu à poutres latérales en treillis multiples (1909)*
- e-Pont métallique en arc à tablier supérieur (1889)*

1.2. Propriétés mécaniques de l'acier et définitions

Les propriétés mécaniques de l'acier sont généralement décrites par la limite d'élasticité, la résistance à la rupture et l'allongement. Ces propriétés sont déterminées par des essais de traction et reportées dans des courbes contrainte-déformation. La Figure 1-2 présente deux courbes d'essais de traction représentant deux types de comportement de l'acier.

La première courbe présente un palier caractéristique d'élasticité. La limite élastique peut être mesurée de deux manières différentes, selon la norme. Dans les anciennes normes, la limite élastique inférieure de l'acier était mesurée, elle est indiquée sur la Figure 1-2 par R_{el} . Dans les normes actuelles, la limite élastique supérieure, R_{eh} , est la référence de la limite élastique caractéristique de l'acier, appelée f_y .

Une fois, l'acier a atteint sa limite élastique, il se plastifie tout en continuant à se déformer jusqu'à atteindre sa résistance ultime, R_m , appelée f_u .

La deuxième courbe de la Figure 1.2 ne présente pas de palier caractéristique d'élasticité. Dans ce cas, un allongement de 0.2% est utilisé pour définir une limite d'élasticité équivalente, appelée $R_{p0.2}$. Ce comportement est plus courant pour les aciers anciens. La résistance ultime R_m présente les mêmes caractéristiques que la première courbe [Larsson, 2009].

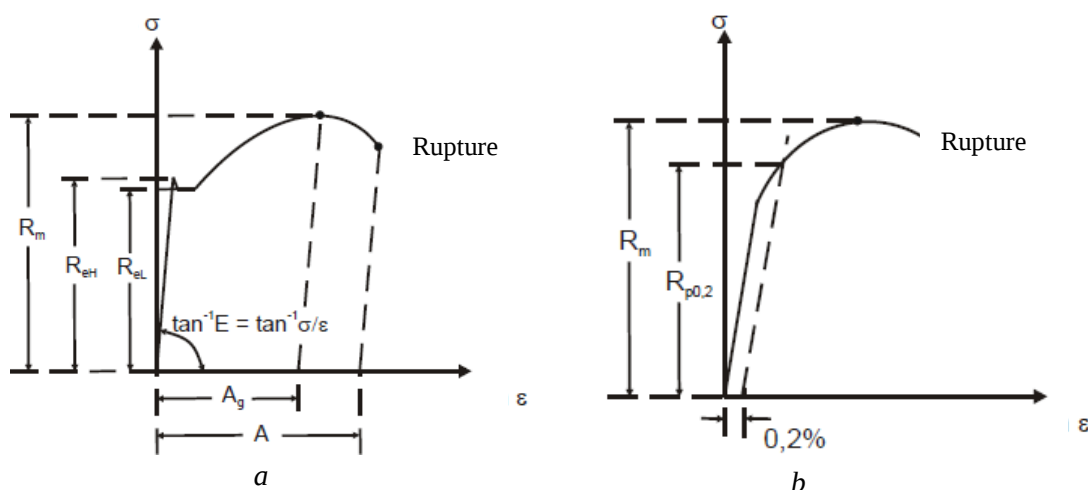


Figure 1-2 : Diagramme contrainte-déformation tiré de (Larsson, 2009)

a-avec limite d'élasticité

b-sans limite d'élasticité distincte

R_{el}	Limite élastique inférieure (ancienne norme de mesure de la limite d'élasticité f_y)
R_{eh}	Limite élastique supérieure (norme actuelle pour mesurer la limite d'élasticité f_y)
$R_{p0.2}$	Limite élastique à 0.2% d'allongement
R_m	Résistance ultime f_u
A_g	Allongement avant réduction de la section à f_u
A	Allongement à la rupture
E	Module de Young f_y/ϵ

1.3. Propriétés de ténacité pour les aciers anciens

La ténacité est le facteur clé pour déterminer le mode de défaillance qui se produira en raison de la fissuration de l'acier. Une faible ténacité conduira à une rupture fragile ; tandis qu'une ténacité élevée produira une rupture ductile, avec une déformation importante. La température est le facteur important dont dépend le mode de défaillance.

Une méthode permettant de déterminer les propriétés de ténacité du matériau a été mise au point par Charpy en 1901. L'essai consiste à déterminer la résistance au choc des matériaux, ou résilience KCV. Il s'agit, dans cet essai de rompre une éprouvette entaillée au moyen d'un mouton pendule (Figure 1-3) et de mesurer l'énergie absorbée W . L'énergie de flexion par chocs permet de caractériser la ductilité de l'acier et sa sensibilité à la rupture fragile en fonction de la température, le risque étant amplifié aux basses températures.

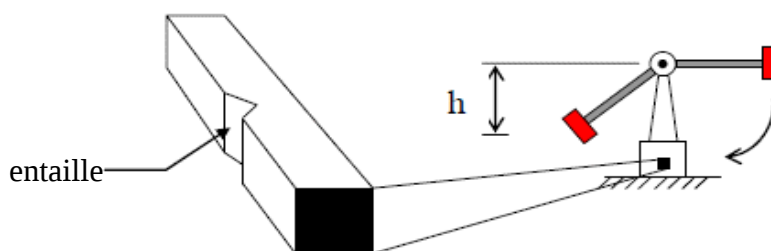


Figure 1-3 : Test de Charpy tiré de (Larsson, 2009)

La ténacité dépend fortement de la température. Un test effectué à basse température n'absorbe pas la même quantité d'énergie qu'un échantillon identique testé à température ambiante. La température à laquelle se produit le passage d'une fracture fragile à une fracture ductile est appelée température de transition (Figure 1-4).

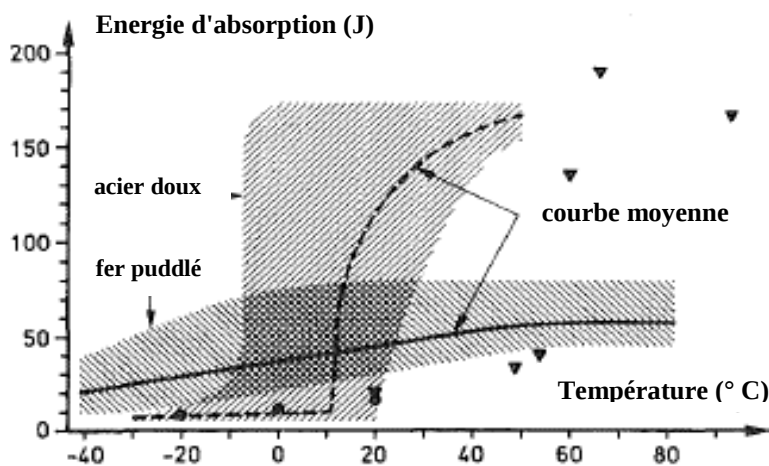


Figure 1-4 : Relation entre énergie d'impact Charpy et température pour l'acier doux et le fer puddlé. Banque de données des chemins de fer Suisses. [Brühwiler et al., 1990].

1.4. Caractéristiques du métal

1.4.1. La fonte

La fonte est caractérisée par une teneur en carbone supérieure à 2%. En raison de cette teneur, la forme du métal ne peut être obtenue que par coulage du fer dans des moules ayant la forme du produit final.

Les caractéristiques du matériau sont bonnes en compression mais moins bonnes en traction. Ainsi, les parties structurales étant souvent conçues pour être en compression sous forme d'arcs et de colonnes, un exemple de pont en arc construit en fonte est le pont de fer "Coalbroukdale" en Angleterre mis en service en 1781 (Figure 1-5).

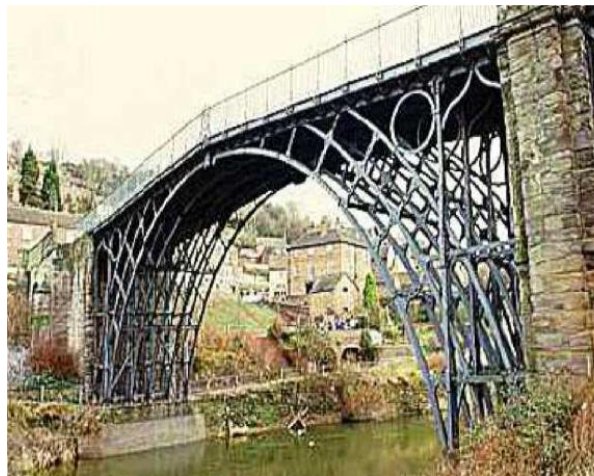


Figure 1-5 : Le pont de fer (Coalbroukdale) mis en service en 1781

La fonte est caractérisée par une bonne résistance à l'usure et des capacités d'absorption des vibrations et du bruit. Cependant, le matériau est fragile avec une faible résistance aux chocs. La fonte n'est pas adaptée au soudage en raison de sa forte teneur en carbone, qui peut conduire à des fissures fragiles [C. Cremona, 2008].

La composition des fontes grises, utilisées pour la construction des ouvrages selon JRC (2008) est comme suit :

- Carbone de 2.0 à 4.0%
- Silicium de 0.3 à 3.0%
- Manganèse de 0.2 à 1.2%
- Soufre < 1.2%
- Phosphore < 1.0%

1.4.2. Le fer puddlé

Le procédé métallurgique consiste à éliminer le carbone, le silicium, le soufre et le phosphore contenu dans la fonte par puddlage. Le métal ainsi obtenu contient très peu de carbone (de l'ordre de 0.01%), très peu de manganèse (0.01%) et beaucoup de silicium (environ 0.2%) et d'impuretés : soufre (environ 0.05%) et phosphore (jusqu'à 0.5%). Ce dernier fragilise le métal et accélère son processus de vieillissement. Les caractéristiques mécaniques du fer puddlé selon JRC (2008) sont :

- Limite d'élasticité 170 à 300 MPa
- Résistance à la traction 260 à 400 MPa
- Allongement 10 à 20% (sens longitudinal)

La microstructure du métal n'est pas homogène en raison du processus de fabrication produisant des inclusions de sulfures et d'oxydes du fer (Figure 1-6). Cela conduit à une très forte anisotropie du matériau particulièrement mauvaise dans le sens de l'épaisseur en raison de la disposition des inclusions et de l'influence du laminage [C. Cremona et al., 2013].

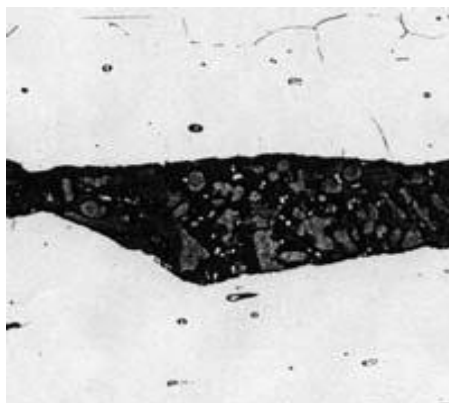


Figure 1-6 : Microstructure du fer puddlé tiré de (JRC, 2008)

1.4.3. L'acier doux

La production de l'acier a connu son apogée avec le procédé Bessemer (1856), suivi des procédés Martin-Siemens (1867) et Thomas-Gilchrist (1878). La plupart des anciens ponts métalliques, encore en exploitation aujourd'hui, sont constitués d'acier fabriqué selon l'un de ces procédés. Grâce à ses caractéristiques mécaniques, et principalement sa résistance, l'acier va totalement remplacer à terme la fonte et le fer puddlé dans la fabrication de ponts.

Les procédés de production de l'acier présentaient l'inconvénient d'introduire de l'azote (élément fragilisant) dans l'acier. Selon JRC (2008), la composition chimique des aciers est en moyenne de :

- Carbone 0.28%
- Silicium 0.10%
- Manganèse 0.25%
- Phosphore 0.05%
- Soufre 0.03%
- Azote 0.01%

On remarque un assez faible pourcentage en carbone, caractéristique des aciers doux. Les taux d'impuretés : soufre et phosphore sont ramenés à des valeurs faibles, tout à fait convenables avec les aciers de cette époque. En revanche, l'azote est présent en teneur importante.

La structure métallographique de l'acier doux est assez homogène si on la compare au fer puddlé, l'anisotropie est aussi moins marquée [JRC, 2008] comme illustré sur la Figure 1.7.

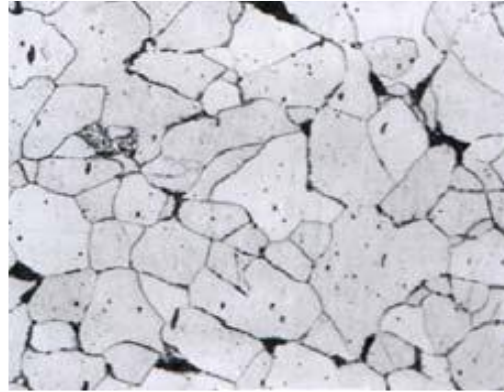


Figure 1-7 : Microstructure de l'acier doux tiré de (JRC, 2008)

On constate une certaine dispersion dans les caractéristiques mécaniques :

- Résistance à la limite élastique 210 à 320 MPa
- Résistance à la rupture 340 à 430 MPa
- Allongement à la rupture 28 à 39 %
- Résilience très dispersée

En général, les premiers aciers produits ne conviennent pas au soudage en raison de la grande variation de ténacité. Les fissures peuvent provenir des contraintes résiduelles de la zone de soudure touchée par la chaleur [C. Cremona, 2008].

1.5. Analyse chimique des aciers

Le fer sous forme brute ne convient pas comme matériau de construction, car il est très ductile et ne présente que des propriétés de faible résistance. L'ajout de quantités de composants chimiques au fer brut peut avoir une influence importante sur les propriétés mécaniques de l'acier. Aucun autre matériau ne réagit de manière aussi sensible aux composants d'alliage que le fer en ce qui concerne la résistance et la ductilité. De plus, des contaminations chimiques et des inclusions non métalliques dans l'alliage influent largement le comportement de l'acier.

Il convient de distinguer les éléments qui améliorent la qualité de l'acier des éléments indésirables ayant un effet négatif sur le matériau. Le Tableau 1-1 [Höler, 2005] présente certains des alliages les plus couramment utilisés dans le processus de fabrication de l'acier et leur influence sur le produit final. L'analyse chimique de l'acier peut révéler des informations essentielles concernant le procédé de fabrication, la soudabilité, la ténacité et le processus de fragilisation [Larsson, 2009].

Tableau 1-1 : Influence des composants chimiques sur les propriétés des matériaux

Propriétés chimiques	C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Mo	Al	N
Résistance à la rupture	+	+	+	-	-	+	+	+	+	+
Limite élastique	+	+	+	+		+	+	+		
Allongement à la rupture	-	-	-	-		+	-	-	-	-
Dureté	+	+	+	+		+	+	+	+	
Ténacité (énergie d'impact Charpy)	-	-	+	-	-	-	+	-		-
Soudabilité à l'arc	-	-	+	-	-	-		+	-	-
Résistance thermique	+	+		+	-	+	+	+		
Résistance à la corrosion		+		+	-	+	+	+		

+ les propriétés des matériaux augmentent,

- les propriétés des matériaux diminuent

1.6. Phénomène de fatigue

Le phénomène de fatigue désigne la dégradation progressive des structures soumises à des charges fréquemment répétées, et se traduit par l'apparition et le développement de fissures. La plupart des codes utilisés pour la vérification de la fatigue utilisent le concept de courbes de Wöhler ou courbes S-N, avec S l'étendue des contraintes et N le nombre de cycles.

Le code de conception unifié faisant référence à la fatigue est l'EUROCODE-3 (2005b) . Dans ce code, la vérification à la fatigue des détails est évaluée par 14 catégories de détails, définies comme les étendues de contrainte après $2 \cdot 10^6$ cycles, c'est-à-dire le nombre de cycles qu'un détail peut supporter avant une défaillance, indiqué par (1) sur la Figure 1-8.

La notation (2) de la Figure 1-8 indique la limite d'amplitude constante. Pour un détail affecté uniquement pour des étendues de contraintes constantes, la fatigue peut suivre la courbe horizontale. Un chargement cyclique constant est assez rare en ingénierie structurale. La limite de fatigue à amplitude constante commence après $N = 5 \cdot 10^6$ cycles.

La limite de troncature correspond à $N = 1 \cdot 10^8$ cycles, indiquée par le nombre (3) dans la Figure 1-8. Les étendues de contraintes variables en-dessous de cette limite ne contribue pas aux dommages cumulés de la fatigue. Les contraintes qui dépassent la limite de troncature contribuent à l'accumulation de dégâts.

Pour les contraintes normales d'amplitude constante, la résistance à la fatigue peut être déterminée comme suit :

$$\Delta \sigma_R^m N_R = \Delta \sigma_C^m 2 \times 10^6 \text{ avec } m=3 \text{ pour } N \leq 5 \times 10^6 \quad (1-1)$$

Si l'étendue de contrainte normale est constante, la résistance à la fatigue au-delà de 5×10^6 cycles doit être basée sur l'équation :

$$\Delta \sigma_D = \left(\frac{2}{5} \right)^{\frac{1}{3}} \Delta \sigma_C = 0.737 \Delta \sigma_C \quad (1-2)$$

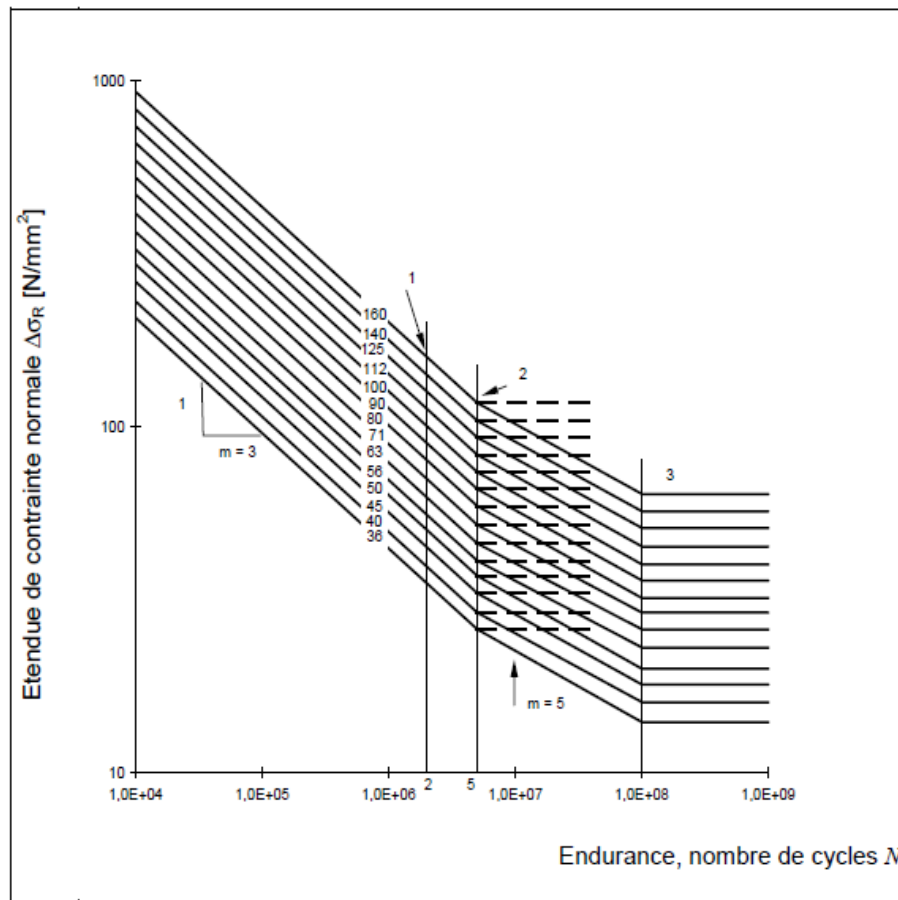


Figure 1-8 : Courbes de résistance à la fatigue pour les étendues des contraintes normales

Pour un spectre de contraintes normales avec une étendue de contrainte normale de part et d'autre de la limite de fatigue sous amplitude constante $\Delta\sigma_D$, il convient d'évaluer la résistance à la fatigue à l'aide des courbes généralisées de résistance à la fatigue, comme suit :

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_C^m 2 \times 10^6 \text{ avec } m=3 \text{ pour } N \leq 5 \times 10^6 \quad (1-3)$$

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_D^m 5 \times 10^6 \text{ avec } m=5 \text{ pour } 5 \times 10^6 \leq N \leq 10^8 \quad (1-4)$$

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100} \right)^{\frac{1}{5}} \Delta\sigma_D = 0.549 \Delta\sigma_D \quad (1-5)$$

Où

$\Delta\sigma_R$	Résistance à la fatigue pour 2×10^6 cycles
N	Nombre de cycles
m	Pente de la catégorie du détail
$\Delta\sigma_C$	Catégorie du détail
$\Delta\sigma_D$	Limite de fatigue à amplitude constante
$\Delta\sigma_L$	Limite de troncature

Pour la résistance à la fatigue de l'acier puddlé ou des aciers anciens, La courbe ORE (1987) dans sa version corrigée peut être utilisée (Figure 1-9) [C. Cremona, 2008] .

L'endurance obtenue sur un ensemble d'essais de fatigue sur des entretoises d'ouvrages rivetés est inférieure à la catégorie de détail $\Delta\sigma_C = 71 \text{ N/mm}^2$ [C. Cremona, 2008](Figure 1-8).

Selon la norme SIA161 (1979), la vérification à la fatigue des détails de construction est évaluée par six catégories de détail notées A₀, A₁, B, C, D et E. La catégorie de détail D est attribuée à la vérification de la fatigue des anciens ponts rivetés , (Figure 1-10) et (Tableau 1-2).

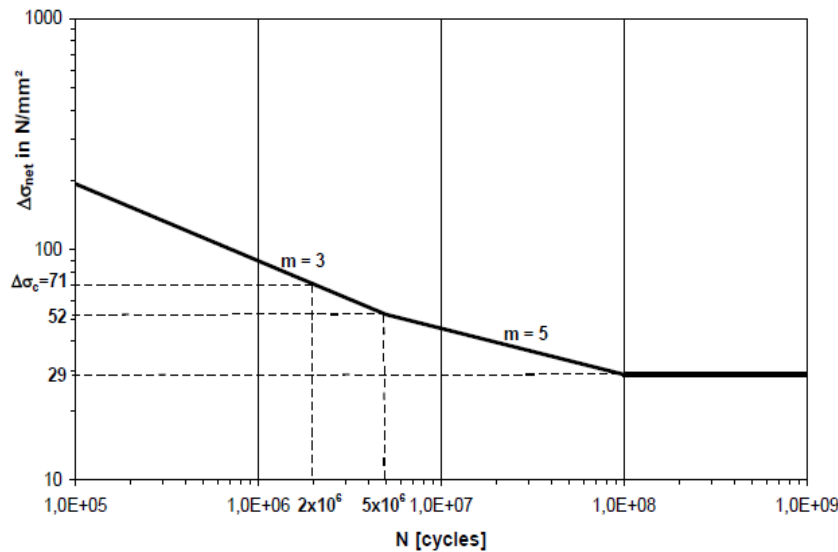


Figure 1-9 : Courbes S-N pour le fer puddlé et les aciers anciens

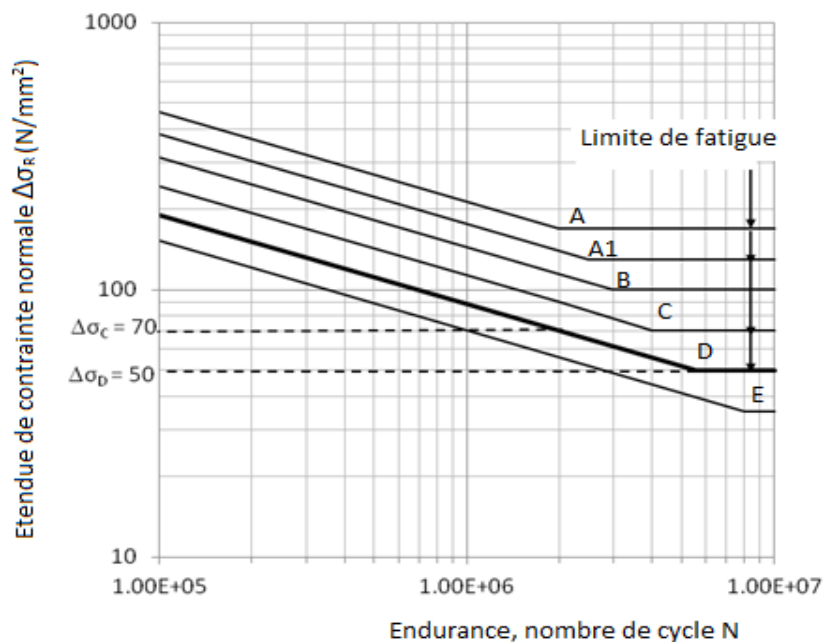


Figure 1-10 : Valeurs de la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_R$ en N/mm^2 (SIA 161, 1979)

Tableau 1-2 : Valeurs de la résistance à la fatigue du matériau de base

Catégorie	Nombres équivalents de cycles de contraintes N_e					Limite de fatigue
	10^5	5.10^5	10^6	2.10^6	4.10^6	
A ₀	461	270	214	170	170	170
A ₁	380	222	176	140	130	130
B	312	183	145	115	100	100
C	244	143	113	90	71	70
D	190	111	88	70	56	50
E	152	89	71	56	44	35

1.7. Corrosion

La corrosion est également un problème d'importance dans les anciens ponts rivetés (Figure 1-11) qui affecte négativement la résistance. Les surfaces corrodées agissent comme des lieux de concentration de contraintes pouvant faciliter la propagation de fissures. La résistance à la fatigue n'est pas influencée de la même manière suivant que la corrosion est localisée en semelle comprimée ou tendue [SB-D4.6, 2007] [C. Cremona, 2008] .

La majorité des vieux ouvrages métalliques toujours en exploitation est construite en acier doux, mais il subsiste encore des ouvrages en fer puddlé. La connaissance de ce matériau n'est pas aussi étendue que pour les autres aciers. Des études menées au cours du projet Sustainable Bridges [SB-D4.6, 2007] ne montrent aucune différence appréciable dans la performance des éléments structuraux en fer puddlé avec ceux en acier doux. Ces résultats, semblent indiquer qu'il n'y a pas de raison de considérer les ouvrages en fer puddlé différemment des autres vis-à-vis de la fatigue



Figure 1-11 : Exemples de traces de corrosion sur ouvrages

1.8. Soudabilité

Le soudage des anciens aciers doit être traité avec soin car la plupart de ces aciers peuvent réagir au processus thermique par l'apparition des dommages et de fissures. En général, le soudage sur métaux anciens doit être évité. Cependant la remise en état ou le renforcement par soudage peut apparaître comme une solution utile si le matériau est soudable.

Si l'analyse chimique peut être réalisée, trois éléments doivent être identifiés en priorité :

- Carbone : en excès, il peut conduire à une dureté élevée avec perte de ductilité. Plus ce taux est élevé, plus la soudabilité sera faible ;
- Phosphore : en excès, il augmente la fragilité ;
- Soufre : en quantité élevée, il se traduira en soudures poreuses.

La soudabilité peut être exprimée en équivalent carbone (EC). Plusieurs expressions existent aujourd'hui. Pour des aciers avec un taux de carbone $C > 0.18\%$, le EC donné par l'Institut International de Soudure [C. Cremona et al., 2013] est :

$$EC = C + Mn / 6 + Cr / 5 + Mo / 5 + V / 5 + Ni / 15 + Cu / 15 + Si / 6 \quad (1-6)$$

Où

C	Teneur en Carbone % (en masse)
Mn	Teneur en Manganèse %
Cr	Teneur en Chrome %
Mo	Teneur en Molybdène %
V	Teneur en Vanadium %
Ni	Teneur en Nickel %
Cu	Teneur en Cuivre %
Si	Teneur en Silicium%

A partir de l'expression (1.6), un équivalent carbone de 0.40% assure une bonne soudabilité. Dans le cas d'EC élevé, d'autres investigations sont nécessaires, tels que les essais destructifs ou il convient de considérer le matériau comme non soudable.

1.9. Valeurs de référence

Sur la base des diverses investigations du projet Sustainable Bridges [SB-D4.6, 2007], et en absence de données spécifiques, les valeurs de référence suivantes ont été proposées pour des études d'évaluation préliminaires.

Pour le fer puddlé et les aciers anciens, les caractéristiques suivantes peuvent être adoptées :

- | | |
|-------------------------------------|-----------------------------|
| • Limite d'élasticité | 220 N/mm ² |
| • Limite ultime | 320 à 380 N/mm ² |
| • Module d'Young | 200000 N/mm ² |
| • Module de cisaillement | 7700 N/mm ² |
| • Densité | 78 kN/m ³ |
| • Allongement ultime fer puddlé | 12% |
| • Allongement ultime aciers anciens | 20% |

Les coefficients partiels recommandés sont respectivement $\gamma_R = 1.2$ pour le fer puddlé (matériau anisotrope avec allongement ultime faible) et $\gamma_R = 1.1$ pour les aciers anciens.

Pour les aciers élaborés selon le procédé Siemens-Martin (depuis 1925), les caractéristiques suivantes peuvent être adoptées :

- Limite d'élasticité 240 N/mm²
- Limite ultime 370 N/mm²
- Module d'Young 200000 N/mm²
- Module de cisaillement 81000 N/mm²
- Densité 78.5 kN/mm²

Le coefficient partiel recommandé est $\gamma_R = 1.1$

Pour les analyses à la fatigue, la catégorie de détail de référence est fixée à $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$ pour $2 \cdot 10^6$ cycles.

Ces diverses données sont particulièrement utiles pour une phase initiale d'évaluation. En raison de la vétusté des ouvrages concernés, une description plus fine du matériau est recommandée

Chapitre 2 : Propriétés des matériaux des anciens ponts, Algérie

2.1. Introduction

Lors de la conception des structures, il existe des codes pour aider les ingénieurs dans le choix de la géométrie de la structure et le type de matériau à utiliser. Lors de l'évaluation d'un ouvrage existant, la géométrie est présente et la possibilité de choisir le matériau n'est plus disponible. EUROCODE-3 (2005a) ne traite que des structures à base d'aciers normalisés, les matériaux des aciers anciens ne sont cités que pour information. Les valeurs caractéristiques à utiliser sont plus susceptibles d'être trouvées dans la littérature.

Une base de données a été développée grâce au projet de recherche Européen Sustainable Bridges [SB-D4.6, 2007] pour améliorer les connaissances des propriétés des matériaux sur les aciers anciens utilisés dans les ponts métalliques rivetés existants.

Dans le contexte Algérien, la SNTF a mené des études d'expertise sur les ponts métalliques rivetés existants en collaboration avec ARE (Austria Rail Engineering). L'évaluation, qui date de 1985, a été réalisée sur des ponts métalliques existants de la ligne ferroviaire Oued Tlélat-frontière Maroc sur un linéaire de 200 km. Nous présentons dans ce chapitre les informations principales issues des observations in-situ (pathologies) et des essais de laboratoire concernant les propriétés des matériaux (la limite élastique, résistance à la rupture, allongement et résilience) et effectués sur des échantillons découpés dans les ponts métalliques construits de 1887 à 1916.

2.2. Un peu d'histoire

La ligne ferroviaire d'Oued-Tlélat à la frontière Marocaine a été construite en trois phases. La première jonction entre Oued- Tlélat et Sidi bel Abbès (52 km) fut concédée à la Compagnie de l'Ouest d'Algérie, par la loi du 30 Novembre 1874, et fut mise en service en 1877. Le reste de la ligne jusqu'à Tlemcen sera réalisé dans le cadre d'un deuxième plan de développement.

La loi du 18 juillet 1879 prévoyait notamment les liaisons : d'Oued-Tlélat à Tlemcen (139 kilomètres) et de Tlemcen à la frontière Marocaine (59 kilomètres). La Ligne d'Oued Tlélat à Tlemcen fut ouverte au trafic dans les conditions suivantes : d'Oued Tlélat à Sidi-bel-Abbès (52 kilomètres) lors de la réalisation du premier plan, le tronçon de Sidi-bel-Abbès à Tabia (23 kilomètres) sera réalisé, par la Compagnie de l'Ouest Algérien, dans le cadre de la ligne de Sidi-bel-Abbès à ras-el-Mâ-Crampel et mis en service en 1883, le tronçon terminal de Tabia à Tlemcen (64 kilomètres), concédé par la loi du 16 juillet 1885, sera terminé entre 1887 et 1890.

Pour ce qui est de la dernière liaison Tlemcen à la frontière Marocaine, il a fallu attendre 1907 pour que la section de Tlemcen à Sabra (30 kilomètres) soit mise en circulation par la Compagnie de l'Ouest Algérien et 1916 pour que les derniers quarante kilomètres entre Sabra et la frontière Marocaine soient livrés à la circulation. La connexion civile des réseaux Algérien et Marocain était enfin réalisée. Une connexion à usage militaire existait depuis 1910.

2.3. Procédures de gestion des ouvrages d'art ferroviaires en Algérie

La SNTF a la charge technique et financière d'un parc d'ouvrages d'art assez important et géographiquement très dispersé (Figure 2-3). Le réseau ferroviaire comprend 3600 ponts rails d'une longueur totale cumulée d'environ 30 km et dont la géométrie, le matériau (Figure 2-2), l'âge (Figure 2-1) et les conditions d'exploitation sont très diversifiés. Ces ouvrages pour la plupart existent depuis la création des chemins de fer qui remonte à la deuxième moitié du XIX^e siècle et se trouvent dans un état de vétusté avancé.

Classiquement, les procédures de la gestion des ouvrages d'art traitent de la surveillance et l'entretien. La surveillance des ponts comprend les inspections de routine effectuées par le personnel de l'entretien de la voie, les inspections périodiques annuelles effectuées par un personnel spécialisé et des inspections détaillées quinquennales conduite par un bureau d'études expert. Les informations relevées sont consignées dans une fiche signalétique propre à l'ouvrage. Les inspections détaillées concernent généralement les ponts dont la portée dépasse 10 mètres. Celles-ci sont accompagnées de la vérification des flèches et du nivellement des appuis. L'entretien comporte toutes les opérations qui ont pour but de maintenir l'ouvrage en état d'exploitation.



Figure 2-1 : Figure Réseau ferroviaire SNTF

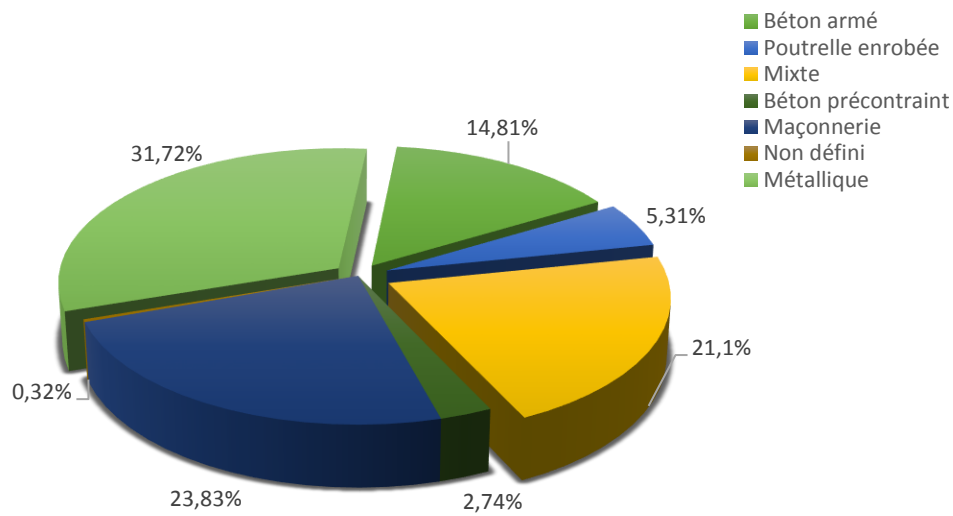


Figure 2-2 : Proportion des ponts rails selon le matériau

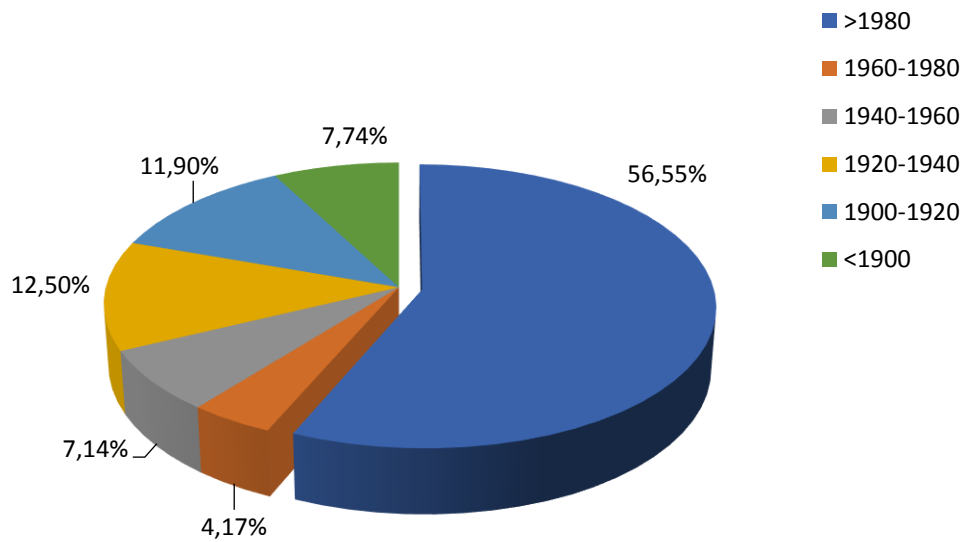


Figure 2-3 : Proportion des ponts rails selon l'âge

2.4. Evaluation des ponts ferroviaires existants

Dans la plupart des pays, l'évaluation des ponts ferroviaires existants est conduite par les mêmes codes et directives en vigueur destinés à la conception de nouveaux ponts. L'évaluation d'une structure a des aspects similaires de la conception d'une structure et repose sur les mêmes principes. Néanmoins, lors de l'évaluation d'un pont, il est important d'éviter les mesures inutilement conservatrices en raison des implications financières pouvant résulter à une décision de classement du pont comme déficient.

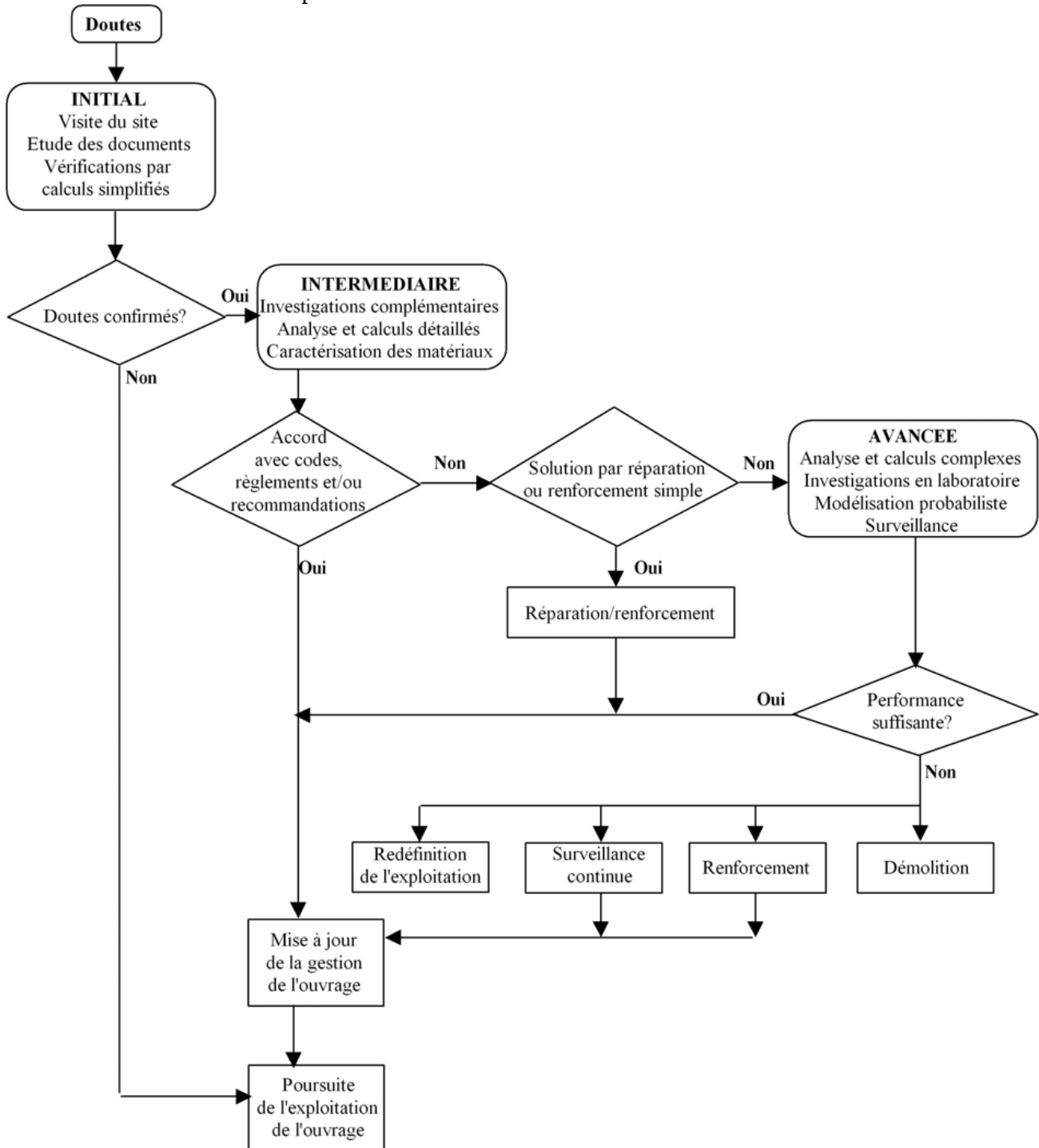


Figure 2-4 : Approche adaptative générale pour l'évaluation des structures existantes

L'évaluation d'un pont ferroviaire existant dans le but d'augmenter sa charge et de prolonger sa durée de vie de service est un processus adaptatif hiérarchisé. Une évaluation comprend un examen de la documentation, les essais sur les matériaux et le comportement de l'ouvrage. De même, les actions de renforcement et de réparation peuvent être évaluées ; comparées et sélectionnées. La Figure 2-4 présente la procédure par palier recommandée par le projet Sustainable Bridges [SB-D4.6, 2007] pour l'évaluation des ponts ferroviaires existants.

La procédure proposée regroupe trois niveaux d'évaluation : initiale, intermédiaire et avancée. La capacité portante d'un pont est initialement évaluée sur la base de calculs simples et de données facilement accessibles par exemple des documents graphiques (Figure 2-5), de notes de calcul d'évaluation antérieures et des résultats de surveillance. La capacité du pont qui ne répondrait pas lors de l'évaluation initiale est estimée, au niveau intermédiaire à l'aide d'une analyse plus poussée, par exemple, élastique avec une modélisation fiable (Figure 2-6) et de données plus précises sur les propriétés du matériau, les charges et le comportement du pont. La capacité portante qui ne satisfait pas l'évaluation intermédiaire et pour laquelle les coûts de réparation ou de renforcement sont importants, une évaluation avancée peut être estimée selon une démarche individuelle basée sur des approches fiabilistes.

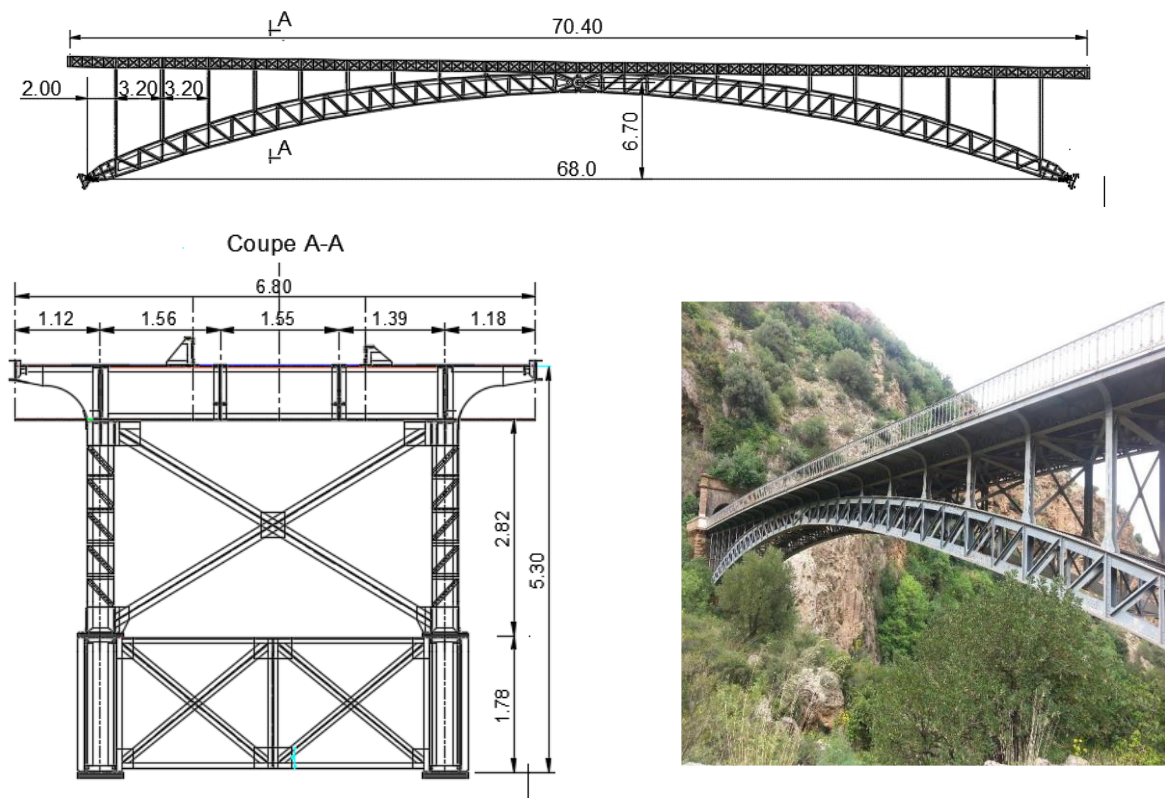


Figure 2-5 : Plan pont rail PK 133+235 ligne Oued Tlélat-frontière Maroc (1889)

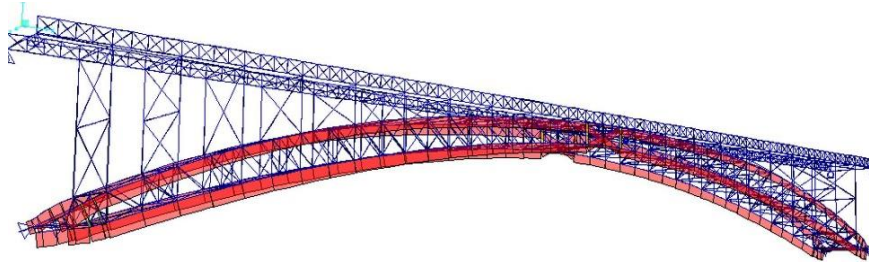


Figure 2-6 : Modélisation pont rail PK 133+235 de la ligne Oued Tlélat-frontière Maroc (1889)

2.5. Pathologies observées

Les résultats de visites réalisées sur terrain des ponts ferroviaires rivetés ont montré que l'ampleur des dégradations n'était pas inquiétante pour de nombreux ponts, malgré un entretien limité ou absent. L'état des ponts métalliques rivetés de la ligne ferroviaire Oued Tlélat-frontière Marocaine s'est avéré favorable et qualifié de non dangereux et ne nécessite pas d'intervention imminente. En revanche, les inspections réalisées sur site ont permis de constater de la corrosion essentiellement entre le platelage et la cornière couvre joint. Une rivure mal adaptée (Figure 2-7a) qui facilite l'infiltration des eaux et des détrit, favorisant ainsi la corrosion foisonnante (Figure 2-7b). La Figure 2-7c montre aussi le gonflement de l'oxyde de fer provoquant ainsi l'écartement des deux pièces avec parfois l'arrachement de rivets. Les inspections ont également permis d'observer, exceptionnellement pour le pont rail PK 198+106 situé dans la commune de Maghnia, de la corrosion foisonnante assez avancée dans les diagonales des poutres latérales du pont (Figure 2-8c).

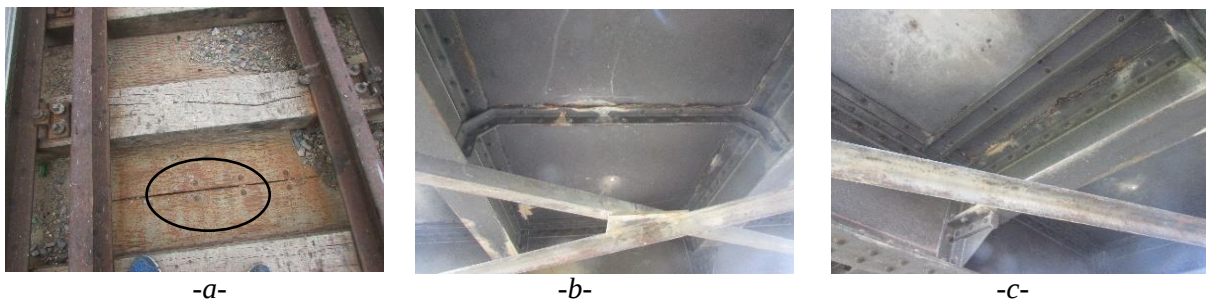


Figure 2-7 : Dommages causés par la corrosion des ponts ferroviaires

- a-rivure du platelage mal adaptée
- b-foisonnement platelage-cornière couvre joint
- c-foisonnement platelage longeron

La corrosion creusante a provoqué sur le métal des cavités de surface de profondeurs d'importances diverses dans quelques ponts seulement, comme illustré dans les Figure 2-8a et 2.8b. Cette corrosion s'est beaucoup plus développée dans les zones confinées c'est-à-dire les endroits où il y a rétention d'humidité et accumulations de détrit.

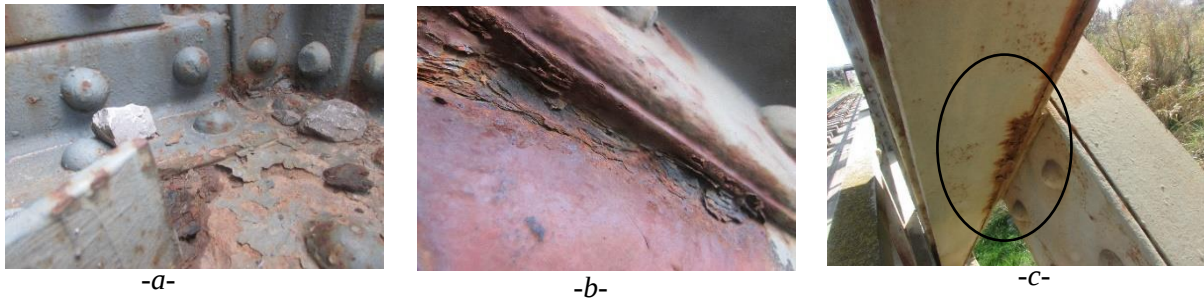


Figure 2-8 : Aspects de la corrosion



Figure 2-9 : Dommages dus aux chocs de véhicules



Figure 2-10 : Déconsolidation des rivets

Parfois, les enquêtes réalisées sur les mêmes sites ont signalé d'autres types de dommages sur les ponts-rails rivetés. Les dommages enregistrés sont provoqués par des impacts de véhicules sur les tabliers de ponts qui franchissent des voies routières pour lesquelles le tirant d'air est limité. Les incidents de ce genre provoquent des dégâts importants dans les éléments du tablier. En outre, ces incidents peuvent affecter sérieusement la capacité portante et le bon fonctionnement de l'ouvrage (Figure 2-9). De plus, dans certains assemblages, les rivets particulièrement sollicités aux efforts de cisaillement importants ajoutés aux impacts de véhicules et à l'expansion de l'oxyde de fer accentuent la déconsolidation des rivets (Figure 2-10a et 2.10b)

Les boulons ordinaires utilisés dans le remplacement des rivets déconsolidés sur les ponts-rails ont montré des résultats très peu satisfaisants (Figure 2-10c). La solution efficace consiste à utiliser des boulons d'injection HR à haute résistance précontraint, conformément aux normes EN 14399-1, (2005) et HR 10.9, définis dans le tableau 3 de la norme EN ISO 898-1, (2009). Il est conseillé de choisir des boulons adaptés au serrage par la méthode du couple avec la classe K K2.

2.6. Enquête sur terrain et tests au laboratoire

Une bonne connaissance des matériaux est indispensable pour l'évaluation de la sécurité structurale et de la fatigue de ponts ferroviaires existants. A cette fin, des échantillons sont prélevés sur des composants de ponts étudiés pour réaliser des essais sur les matériaux. Les tests ont été accomplis pour caractériser les propriétés mécaniques et chimiques des composants constituant les tabliers de ponts. Il s'agit des essais de traction et Charpy V à 0 ° C et à 20 ° C, d'examen métallographique et d'analyse chimique. Le programme expérimental a concerné 24 ponts métalliques classés initialement en fonction de leur année de construction,

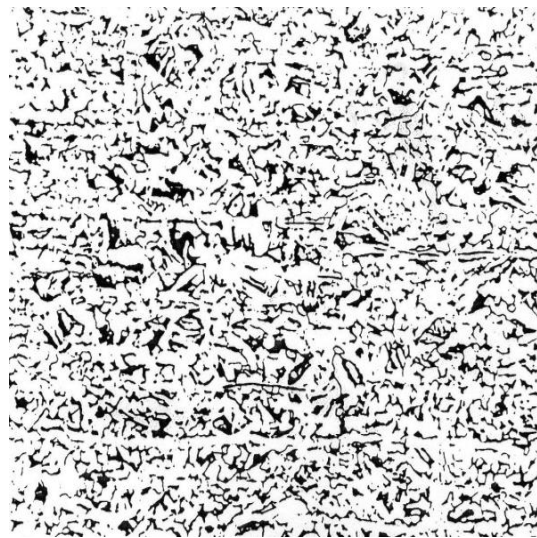
- Classe A: deux (2) ponts construits vers 1876;
- Classe B: Six (6) ponts construits entre 1883 et 1890;
- Classe C: quatorze (14) ponts construits au cours de la période allant de 1902 à 1912;
- Classe D: Deux (2) ponts construits après 1930

2.6.1. Examen métallographique

Un accent particulier a été mis sur l'examen métallographique. Une vaste étude expérimentale a été menée pour examiner la microstructure des grains des métaux utilisés dans les ponts-rails rivetés. La Figure 2-11 illustre la microstructure de grains du métal des ponts de catégories A et B (Figure 2-11a) et C et D (Figure 2-11b). La microstructure des ponts, construit dans la deuxième moitié du XIXe siècle est caractérisée par une distribution granulométrique non homogène, des inclusions d'oxydes de fer et des couches de scories qui correspondent au fer puddlé. La microstructure du métal des ponts construits au début du XXe siècle est caractérisée par de petits grains homogènes et présente beaucoup moins d'inclusions et de matériaux indésirables correspondant à l'acier doux.



-a-



-b-

Figure 2-11 : Image de test métallographique pour un pont des classes A et B; C et D

a-microstructure des grains de fer puddlé
b-microstructure des grains d'acier doux

2.6.2. Essai de traction

Pour déterminer les propriétés mécaniques du matériau (limite élastique, limite à la rupture et allongement), plusieurs essais ont été réalisés sur des échantillons prélevés des tabliers de ponts rivetés. Les résultats obtenus pour ces échantillons sont résumés dans les Tableaux 2-1 et 2-2 pour les ponts en fer puddlé et en acier doux, respectivement.

Tableau 2-1 : Propriétés mécaniques des ponts rivetés en fer puddlé

Pont PK	Année/construction	Limite élastique MPa	Limite à la rupture MPa	Allongement %
35+593	1886	244	323	6.2
36+426	1886	222	312	9.0
78+24/1	1889	248	248	2.3
78+24/2	1889	276	378	14.4
107+373	1889	258	346	14.4
107+423	1889	272	398	20.7
117+664/1	1889	240	300	-
117+664/2	1889	244	394	22.8
128+635	1889	265	372	20.0
133+253/1	1890	286	304	4.0
133+253/2	1890	224	330	14.4

Tableau 2-2 : Propriétés mécaniques des ponts rivetés en acier doux

Pont PK	Année de construction	Limite élastique MPa	Limite à la rupture MPa	Allongement %
52+939/1	1902	304	417	39.6
52+939/2	1902	290	431	34.7
53+630	1912	283	421	28.0
59+400	1908	332	439	26.8
59+949	1910	286	420	37.3
60+845	1902	283	413	33.4
61+313	1902	354	424	32.0
62+925	1908	332	449	27.6
166+423/1	1907	308	435	40.0
166+423/2	1907	322	456	38.4
184+0.53	1909	296	410	38.3
184+726/1	1909	284	423	37.2
184+726/2	1909	280	407	37.2
187+563/1	1909	234	376	28.0
187+563/2	1909	312	392	36.7
196+706	1909	304	407	39.3
198+229	1909	258	374	39.2
204+843	1909	293	336	42.3
15+957/1	1876*	308	432	40.0
15+957/2	1876*	343	463	38.3
138+090/1	1889**	272	434	32.7
138+090/2	1889**	276	413	39.0

* Tabliers de ponts remplacés en 1931

**Tabliers de ponts remplacés en 1951

Une analyse statistique a été ensuite effectuée pour vérifier la conformité et la distribution statistique de la limite élastique et la limite à la rupture de l'acier ancien. Les résultats de cette analyse permettent d'établir une évaluation structurale et à la fatigue des ponts métalliques étudiés. Les valeurs moyennes des propriétés mécaniques obtenues par l'analyse statistique sont reportées dans les Tableaux 2-3 et 2-4 et illustrées sur les Figures 2-12 et 2-13 pour le fer puddlé. Les valeurs analogues sont données dans les Tableaux 2-5 et 2-6 et illustrées sur les Figures 2-14 et 2-15 pour l'acier doux.

Tableau 2-3 : Statistiques des propriétés mécaniques des ponts rivetés en fer puddlé

Catégories de ponts	Max/Min	Limite élastique MPa	Limite à la rupture MPa	Allongement %	Test d'impact 0°C/20°C
A-Class	Max σ	244	323	-	10/12
	Max σ	222	312	-	6/10
B-Class	Max σ_f	286	304	4.0	9/13
	Max σ_u	272	398	20.7	4/6
	Min σ_f	240	300	-	4/6
	Min σ_u	224	330	14.4	4/5
	Valeur moy.	257	338	14.1	7.7/8.7

Les propriétés mécaniques essentielles pour évaluer les ponts ferroviaires métalliques existants sont minutieusement examinées. Les données issues des essais supposent une distribution normale ou lognormale comme indiqué dans les Figures 2-12 à 2-15. Les Tableaux 2-4 et 2-6 montrent les résultats statistiques du fer puddlé et de l'acier doux, respectivement. On constate, que les résultats sont comparables avec ceux proposés par le projet Sustainable Bridges [SB-D4.6, 2007] pour le fer puddlé (Tableau 2-7) et l'acier doux (Tableau 2-8). Il est important de noter que le nombre d'échantillons des aciers anciens était insuffisant pour obtenir des résultats fiables.

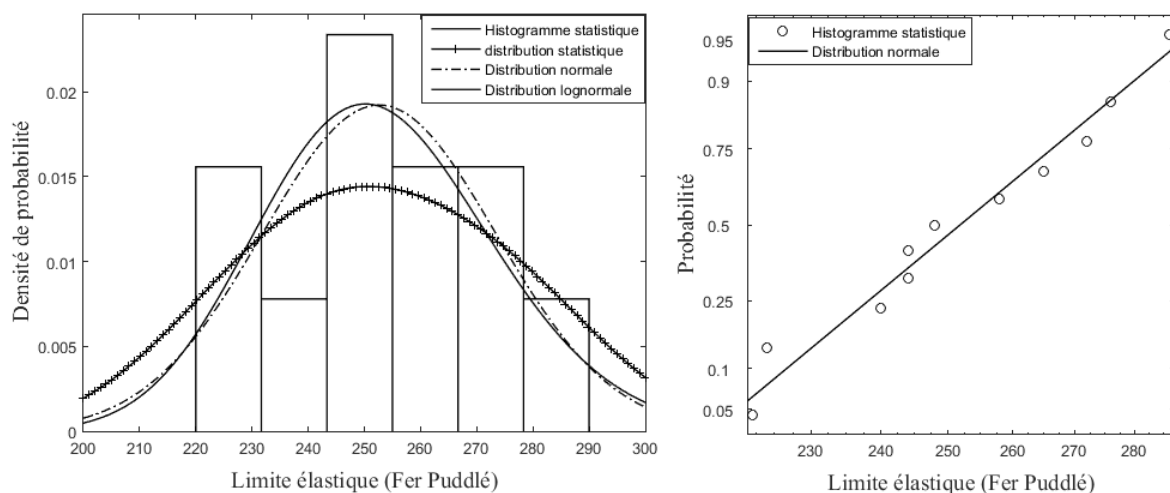


Figure 2-12 : Distribution statistique -limite élastique-fer puddlé-

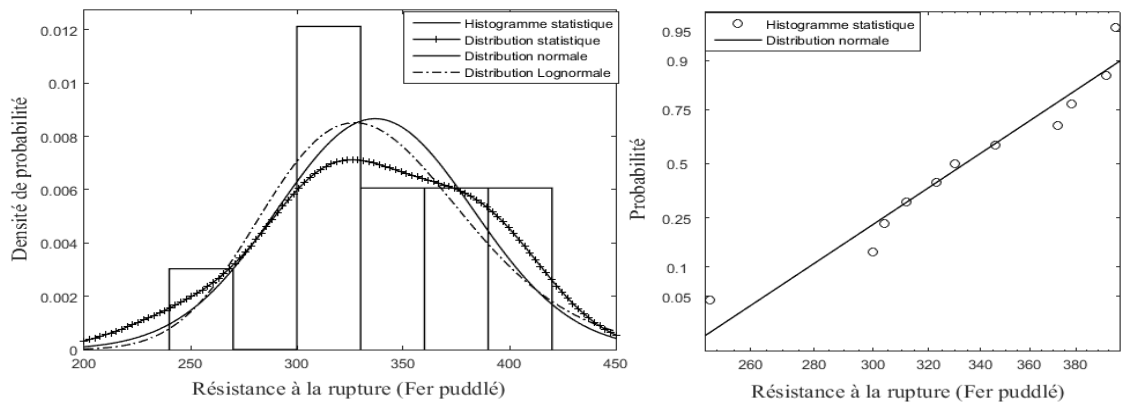


Figure 2-13 : Distribution statistique -résistance à la rupture -fer puddlé-

Tableau 2-4 : Paramètres statistiques -fer puddlé-

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Moyenne	Ecart type
Limite d'élasticité	f_y	MPa	normale	252.6	20.75
Résistance à la traction	f_u	MPa	normale	336.8	46

Tableau 2-5 : Statistiques des propriétés mécaniques des ponts rivetés en acier doux

Catégories de ponts	Max/Min	Limite élastique MPa	Limite à la rupture MPa	Allongement %	Impact Test 0°C/20°C
C-Class	Max σ_f	332	449	27.6	8/62
	Max σ_u	322	456	38.4	4/15
	Min σ_f	234	376	28.0	3/3
	Min σ_u	293	336	42.3	87/116
	Mean values	297	413	35.3	22.8/45.1
D-Class	Max σ	343	463	38.3	7/12
	Min σ	276	413	39.0	21/45

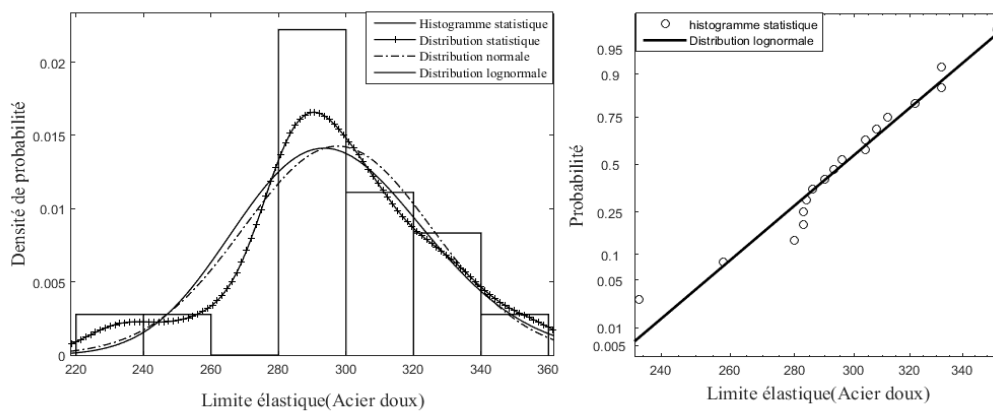


Figure 2-14 : : Distribution statistique limite élastique -acier doux-

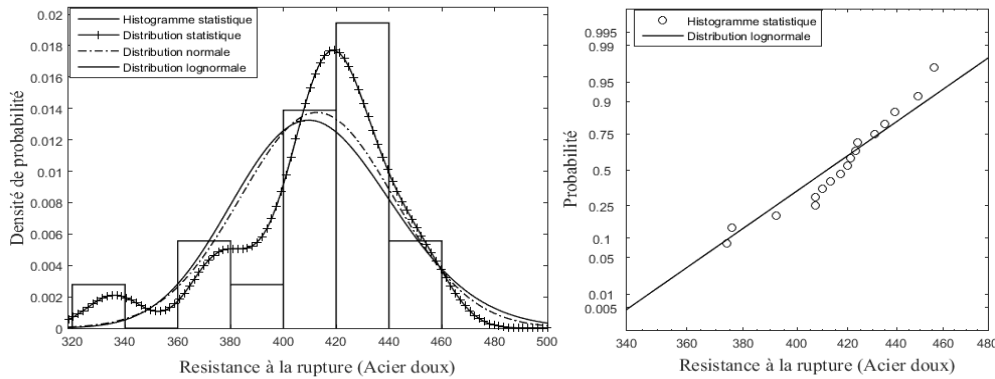


Figure 2-15 : Distribution statistique résistance à la rupture -acier doux-

Tableau 2-6 : Paramètres statistiques -acier doux-

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Moyenne	Ecart type
Limite d'élasticité	f_y	MPa	normale	297.5	28
Résistance à la traction	f_u	MPa	normale	418.8	29

Tableau 2-7 : Evaluation de 5%-fractile inférieur du fer puddlé [SB-D4.6, 2007]

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Moyenne	Ecart type
Limite d'élasticité	f_y	MPa	normale	255.64	26.53
Résistance à la traction	f_u	MPa	normale	345.58	44.44
Allongement	A	%	normale	16.23	9.59
Charpy KV $\begin{cases} 30^\circ \\ 0^\circ \end{cases}$		J	normale	13.12	5.47

Tableau 2-8 : Evaluation de 5%-fractile inférieur pour l'acier doux [SB-D4.6, 2007]

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Moyenne	Ecart type
Limite d'élasticité	f_y	MPa	lognormale	289.71	33.17
Résistance à la traction	f_u	MPa	lognormale	430.45	34.22
Allongement	A	%	lognormale	32.93	4.87
Charpy KV $\begin{cases} 30^\circ \\ 0^\circ \end{cases}$		J	lognormale	49.35	51.22

Le tableau 2-3 résume les propriétés mécaniques du fer puddlé des structures de classes A et B. D'après les résultats du Tableau 2-3, on relève des valeurs acceptables de la limite élastique et de la limite à la rupture et une valeur moyenne faible de l'allongement (14.1%) caractérisant ainsi l'aspect fragile du matériau. Comparé aux valeurs rapportées dans la littérature, les résultats expérimentaux concernant les propriétés mécaniques sont pratiquement similaires. En ce sens, Les caractéristiques mécaniques recommandées par les prescriptions UIC de Novembre 1983 sont de 220 MPa pour la limite d'élasticité et de 320 à 380 MPa pour la résistance à la traction

Les recherches effectuées à l'Université de Karlsruhe en Allemagne [SNTF-ARE, 1985] sur 40 échantillons ont données 279 MPa pour la limite élastique, 377 MPa pour la résistance à la traction et 19% pour l'allongement. Les valeurs de référence de propriétés des matériaux proposées dans le projet Sustainable Bridges [SB-D4.6, 2007] sont de 220 MPa pour la limite d'élasticité, 320 à 380 MPa pour la résistance à la traction et 12% pour l'allongement.

La valeur moyenne pour la limite élastique de 17 échantillons de l'acier doux des ponts de classes C et D est de 294 MPa et celle de résistance à la rupture est de 412 MPa. Ces résultats sont rassemblés dans le Tableau 2-5 et sont relativement supérieurs aux valeurs proposées par l'acier moderne Fe 360 de la norme SIA 161, (1979) et dont la limite élastique est de 235 MPa et une limite à la rupture de 360 MPa. En revanche, ces mêmes valeurs sont sensiblement égales aux valeurs rapportées dans le projet Sustainable Bridges [SB-D4.6, 2007] et qui sont de 289 MPa et 430 MPa pour la limite élastique et la limite à la rupture respectivement. Quant à l'allongement, la valeur moyenne est de 35% comparé à 36% pour le Fe 360 et 33% suggéré par le projet Sustainable Bridges [SB-D4.6, 2007] .

2.6.3. Essai de résilience

La ténacité, des échantillons ont été accomplie par l'essai Charpy-V pour deux températures (0 ° C et 20 ° C). Les résultats sont reportés dans le Tableau 2-9 pour les ponts rivetés en fer puddlé et dans le Tableau 2-10 pour les ponts en acier doux. Les résultats issus des essais montrent que les valeurs de la ténacité de l'entaille Charpy-V du fer puddlé sont généralement faibles à 0 ° C et à 20 ° C et confirment l'aspect fragile du fer puddlé. Cependant, les valeurs de résilience sont plus conséquentes pour l'acier doux aux deux températures et mettent en évidence la ductilité du matériau.

Tableau 2-9 : Essai de résilience des ponts en acier doux de classes C et D

Ponts PK	Année de construction	Essai de résilience (J)					
		0°C			20°C		
52+939/1	1902	28	21	29	51	47	51
52+939/2	1902	13	13	23	43	47	47
53+630	1912	16	27	13	51	52	53
59+400	1908	60	56	58	170	86	162
59+949	1910	8	12	5	21	19	17
60+845	1902	4	6	4	15	15	17
61+313	1902	76	70	84	102	90	104
62+925	1908	44	52	8	128	72	62
166+423/1	1907	13	9	8	19	23	-
166+423/2	1907	16	7	4	15	27	17
184+0.53	1909	44	40	48	44	46	23
184+726/1	1909	8	14	14	26	25	25
184+726/2	1909	5	6	9	16	23	22
187+563/1	1909	3	4	3	4	5	3
187+563/2	1909	7	19	12	30	34	34
196+706	1909	8	13	9	61	59	56
198+229	1909	5	8	5	19	15	25
204+843	1909	93	102	87	116	128	129
15+957/1	1876*	24	11	7	39	25	36
15+957/2	1876*	7	15	13	20	28	12
138+0.90/1	1889**	16	27	16	102	67	73
138+0.9/2	1889**	23	21	23	47	49	45

Tableau 2-10 : Essai de résilience des ponts en fer puddlé de classes A et B

Ponts PK	Année de construction	Essai de résilience (J)					
		0°C			20°C		
35+593	1876	8	6	-	10	-	-
36+426	1876	10	10	-	12	-	-
78+24/1	1886	26	20	22	18	24	22
78+24/2	1886	4	4	4	6	4	6
107+373	1889	4	4	-	5	-	-
107+423	1889	4	6	6	6	6	-
117+664/1	1889	6	6	4	6	6	6
117+664/2	1889	5	5	5	6	7	6
128+635	1889	5	7	7	7	8	7
133+253/1	1890	12	9	9	13	13	16
133+253/2	1890	5	4	7	5	5	7

2.6.4. Analyse chimique

L'identification du matériau par l'analyse chimique est importante et au même titre que l'analyse métallographique et l'allongement [Brühwiler et al., 1985]. Selon Larsson (2009), cette démarche peut révéler des informations pertinentes concernant le processus de fabrication, de soudabilité et de fragilisation. Le Tableau 2-11 résume la composition chimique de deux échantillons du fer puddlé des ponts PK 78+240 et PK 128+635 [SNTF-ARE, 1985].

La composition chimique est également intéressante dans le cas de la réparation par soudage. Elle permet de connaître l'équivalent carbone et de déterminer, par conséquent, la soudabilité. Dans ce dernier cas, la soudure du fer puddlé et d'acier doux n'est pas recommandée car le processus thermique peut provoquer probablement des dommages tels que des fissures dans la zone affectée par la chaleur du matériau de base [C. Cremona, 2008].

Tableau 2-11 : Propriétés chimiques du fer puddlé en %

Pont PK	C	Si	Mn	P	S	N
78+240	0.003	0.010	0.018	0.410	0.025	0.007
128+635	0.005	0.065	0.060	0.350	0.026	0.008

La caractérisation chimique a révélé que le fer puddlé contient peu de carbone par rapport à l'acier doux des ponts construits entre 1900 et 1912, comme indiqué dans les Tableaux 2-11 et 2-12. La teneur en carbone est inférieure aux valeurs 0,01% et 0,08% suggérées par [Lafrance M, 2000] et [JRC, 2008], respectivement. En revanche, le fer puddlé contient une forte teneur en phosphore par rapport à l'acier doux (Tableaux 2-11 et 2-12). Lafrance M (2000) et Ramondec (2000) proposent une teneur en phosphore de 0,5% et en soufre de (0,05%). JRC (2008) suggère une quantité de phosphore inférieure à 0,6% et une teneur en soufre inférieure à 0,04%. Le fer puddlé à haute teneur en impuretés tels que le soufre et le phosphore a une influence sur sa ductilité [Brühwiler et al., 1985].

Le fer puddlé contient une faible quantité d'azote, ce qui réduit le processus de vieillissement (Larson, 2009). Si l'azote est inférieur à la limite soluble de 0,014%, l'effet du vieillissement est négligé (Helmerich, Kähne & Nussbaumer, 2007).

Pour permettre une analyse efficace de la composition chimique de l'acier doux, les ponts ont été classés en trois catégories : (i) les ponts construits entre 1900 et 1912, (ii) le pont construit en 1876 dont le tablier a été remplacé en 1931 et (iii) le pont construit en 1889 dont le tablier a été remplacé en 1951. Au vu de la comparaison des résultats obtenus pour les trois catégories de ponts avec la composition du fer puddlé, il apparaît qu'une augmentation considérable de la teneur en carbone et une diminution sensible de la teneur en phosphore sont présentes. L'acier des ponts construits au cours de la première décennie du XX^e siècle et jusqu'aux années 1930 a continué d'être pratiquement doté de la même composition d'éléments chimiques (Tableaux 2-12 et 2-13).

La composition chimique du pont remplacé en 1951, correspond à l'acier moderne avec une teneur en carbone appréciable et une diminution significative du taux de phosphore et d'azote (Tableau 2-14). La teneur en soufre est en quantité raisonnable dans le fer puddlé et l'acier doux. Une teneur élevée en soufre a un effet négatif sur la résistance à la corrosion et la ténacité du métal (Pipinato et al., 2009).

Tableau 2-12 : Propriétés chimiques de l'acier doux des ponts construits entre 1902 et 1912

Valeurs	C	Si	Mn	P	S
max	0.110	0.110	0.060	0.130	0.120
min	0.019	0.010	0.049	0.006	0.012
moy	0.047	0.110	0.383	0.054	0.037
SD	0.024	0.000	0.137	0.033	0.027
CV	51	0	36	61	73
Valeurs	Cr	Ni	Mo	Cu	N
max	0.020	0.040	0.010	0.130	0.026
min	0.010	0.030	0.010	0.005	0.002
moy	0.017	0.036	0.010	0.025	0.012
SD	0.006	0.005	0.000	0.0039	0.007
CV	36	14	0	157	56

Tableau 2-13 : Propriétés chimiques de l'acier doux des ponts rivetés dont le tablier est remplacé en 1931

Pont PK	C	Si	Mn	P	S
15+957/1	0.025	0.010	0.390	0.041	0.018
15+957/2	0.054	0.010	0.490	0.055	0.034
Bridge PK	Cr	Ni	Mo	Cu	N
15+957/1	0.020	0.040	0.010	0.009	0.018
15+957/2	0.050	0.040	0.010	0.044	0.012

Tableau 2-14 : Propriétés chimique de l'acier doux des ponts rivetés dont le tablier est remplacé en 1951 en %

Pont PK	C	Si	Mn	P	S
138+090/1	0.140	0.010	0.420	0.013	0.040
138+090/2	0.130	0.010	0.420	0.009	0.040
Bridge PK	Cr	Ni	Mo	Cu	N
138+090/1	0.060	0.014	0.020	0.210	0.004
138+0.90/2	0.060	0.014	0.020	0.210	0.004

2.7. Conclusion

La corrosion observée sur les ponts inspectés montre que la perte de section augmente les contraintes sur celle-ci et les entailles engendrées par la rouille font apparaître des concentrations de contraintes à leurs extrémités. Les essais de laboratoire ont cependant montré que la résistance à la fatigue n'était pas diminuée [Brühwiler et al., 1985].

L'examen métallographique met en évidence la texture feuilletée du fer puddlé et l'homogénéité des grains de l'acier doux. Dans ce cadre, l'allongement et la ténacité sont des éléments qui permettent aussi de distinguer le fer puddlé de l'acier doux [Brühwiler et al., 1985].

Les essais sur les matériaux permettent de conclure que les propriétés mécaniques des matériaux du fer puddlé et de l'acier doux sont comparables aux données de la littérature. La caractérisation chimique a révélé que le fer puddlé contient très peu de carbone (de l'ordre de 0.005%), très peu de silicium (0.06%), plus de manganèse (0.06%) et relativement moins d'impuretés (soufre environ 0.026% et phosphore de l'ordre de 0.35%), l'azote (élément fragilisant) est introduit dans le procédé de fabrication mais en quantité très faible (environ 0.008%) inférieure à la limite (0.014%) proposée par Helmerich et al. (2007). L'acier doux contient une faible quantité de carbone (une moyenne de 0.047%). Les taux d'impuretés : phosphore et soufre sont ramenés à des valeurs faibles. Par ailleurs, l'acier doux présente l'inconvénient de contenir de l'azote en teneur importante (0.012%).

Chapitre 3 : Bases de recalcul des ponts-rails

3.1. Introduction

Afin d'étudier la possibilité de moderniser les ponts rails existants, il est essentiel de connaître les normes et directives des constructions antérieures. Ce chapitre est divisé en deux parties principales, la première partie détaille l'historique des règles relatives aux effets dynamiques des trains sur les ponts ferroviaires. La deuxième partie décrit les modèles de charge de trafic statique des ponts ferroviaires en Algérie et le matériel de traction roulant SNTF.

3.2. Facteur d'amplification dynamique

Le facteur d'amplification dynamique des ponts ferroviaires résulte d'une interaction complexe entre les propriétés du pont, du véhicule et de la voie. La thèse [James, 2003] fournit un résumé intéressant des principaux paramètres affectant la dynamique d'un pont de chemin de fer. Ceux-ci sont divisés en catégories suivantes :

- Caractéristiques du train,
- Caractéristiques de la structure,
- Les irrégularités de la voie.

Les caractéristiques du train qui influent sur la dynamique sont les suivantes :

- Variation de l'intensité des charges à l'essieu,
- Espacement des essieux,
- Vitesse du train.

Les caractéristiques de la structure sont répertoriées dans le rapport comme suit :

- Portée ou longueur d'influence,
- Fréquence naturelle (qui est elle-même fonction de la portée, de la rigidité, de la masse et des conditions aux appuis),
- Masse par mètre linéaire du pont.

Les effets des irrégularités de la voie sont régis par les éléments suivants :

- Profil de l'irrégularité (forme et taille),
- Présence de défauts régulièrement espacés, par exemple ballast mal compacté sous plusieurs traverses ou bien la présence de composants rigides régulièrement espacés comme les traverses.

L'EUROCODE-1 (2004) relatif aux charges de trafic sur les ponts ferroviaires détaille deux méthodes permettant d'estimer le facteur d'amplification dynamique Φ . La première peut être décrite comme une méthode simplifiée, (Equations 3-1 et 3-2) pour une voie soigneusement et normalement entretenue. Elle est destinée à être utilisée avec l'un des modèles de charges caractéristiques, par exemple la charge du modèle 71 (Figure 3.7). Ce facteur dynamique est en quelque sorte "fictif" [James, 2003], bien que, utilisé avec les modèles de charges caractéristiques, il est conçu pour décrire une enveloppe contenant les moments de flexion dynamiques de trains réels se déplaçant à leur vitesse d'exploitation réelle.

La seconde méthode décrite dans l'Eurocode1 (2004), dérive de la fiche de l'Union internationale du chemin de fer [UIC776-1R, 2006b] et est conçue pour être utilisée avec des trains réels dans certaines conditions limites de la fréquence des ponts, de la vitesse des trains et le risque de résonance.

3.2.1. Définition du coefficient dynamique Φ

Le coefficient dynamique Φ tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance.

Le coefficient dynamique Φ qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et le SW/2 est défini en tant que Φ_2 et Φ_3 . Il est exprimé en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon Eurocode1 (2004) Φ_3 comme indiqué ci-après :

- Pour une voie soigneusement entretenue :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.82 \quad \text{avec : } 1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67 \quad (3-1)$$

- Pour une voie normalement entretenue :

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{avec : } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00 \quad (3-2)$$

Où L_Φ est la longueur "déterminante" (longueur associée à Φ) (Tableau 3-1).

3.2.2. Coefficients dynamiques pour les trains réels

Les bases de détermination des coefficients dynamiques ont été déduites à partir du comportement d'une travée sur appuis simples. Elles couvrent la plupart des effets exercés dans les poutres continues et d'autres structures [EUROCODE-1, 2004; UIC776-1R, 2006a]. Lorsque ce n'est pas le cas, elles sont prises en compte dans les valeurs indiquées pour L_Φ (Tableau 3-1).

Lorsque les trains franchissent un pont, les vibrations qui en résultent accroissent la charge subie par le pont d'une quantité φ comprenant les deux composantes suivantes :

φ' est la proportion applicable pour une voie en parfait état géométrique

φ'' est la proportion représentant les effets des irrégularités verticales de la voie

$$1 + \varphi = 1 + \varphi' + \varphi'' \quad (3-3)$$

La valeur de φ' est donnée par la formule suivante :

$$\varphi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (3-4)$$

Dans laquelle :

$$K = \frac{v}{2 n_0 L_\phi} \quad (3-5)$$

φ'' est donnée par l'expression (3-6) qui établit à partir d'études théoriques pour tenir compte des irrégularités de la voie.

$$\varphi'' = \frac{a}{100} \left[56 e^{\frac{L_\phi^2}{100}} + 50 \left(\frac{n_0 L_\phi}{80} - 1 \right) e^{\frac{L_\phi^2}{400}} \right] \quad (3-6)$$

Dans ces expressions :

- v Vitesse en m/s
- L_ϕ Longueur déterminante en m
- n_0 La première fréquence propre de flexion du pont sous charges permanentes en Hz
- $a = \frac{v}{22}$ Pour une vitesse maximale autorisée jusqu'à 22 m/s (80 km/h)
- $a = 1$ Pour une vitesse maximale supérieure à 22 m/s

Les coefficients dynamiques pour le modèle de charges UIC71 sont calculés à partir de l'augmentation des charges φ pour les trains de service choisis, de sorte que, multipliées par Φ , le modèle de charges UIC71 couvre une sécurité suffisante les charges de trains réels multipliées par $(1 + \varphi)$ [EUROCODE-1, 2004; UIC776-1R, 2006a].

La limite de validité de φ' , définie par l'Equation 3-4, est la limite inférieure de la fréquence propre de la Figure 3-1 [EUROCODE-1, 2004; UIC776-1R, 2006a].

La limite de validité de φ'' , définie par l'Equation 3-6, est la limite supérieure de la fréquence propre de la Figure 3-1 [EUROCODE-1, 2004; UIC776-1R, 2006a].

φ' et φ'' sont également limités aux vitesses inférieures à 200 km/h.

La limite supérieure de n_0 est liée aux majorations dynamiques dues aux irrégularités de la voie, elle est donnée par :

$$n_0 = 94.76 L_\phi^{-0.748} \quad (3-7)$$

La limite inférieure de n_0 est liée à des critères d'impact dynamiques, elle est donnée par :

$$\begin{cases} n_0 = \frac{80}{L_\phi} & \text{pour } 4m \leq L_\phi \leq 20m \\ n_0 = 23.58 L_\phi^{-0.592} & \text{pour } 20m \leq L_\phi \leq 100m \end{cases} \quad (3-8)$$

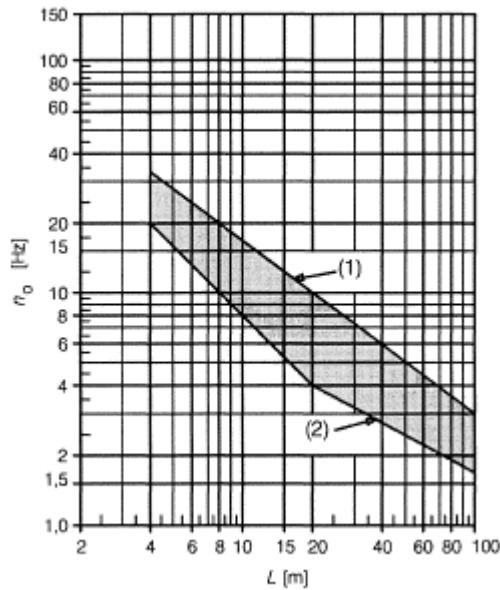


Figure 3-1 : Limites de la fréquence propre n_o (Hz) du pont en fonction de L (m)

- 1 limite supérieure de la fréquence propre
2 limite inférieure de la fréquence propre

Tableau 3-1 : longueurs déterminantes L_ϕ

Éléments de ponts	Longueur déterminante L_ϕ
Poutres sur deux appuis	Portée des poutres principales
Longerons	Distance entre pièces + 3.00 m
Entretoises considérées seules	Deux fois la distance entre entretoises + 3.00 m
Entretoises calculées comme élément d'un système de poutres croisées	Portée des poutres principales ou deux fois la portée des entretoises (valeur la plus petite à considérer)
Entretoises d'extrémité	4.00m

3.2.3. Facteur d'amplification dynamique relatif à la fatigue

L'EUROCODE-1 (2004) stipule dans son annexe D que les coefficients de majoration dynamique Φ_2 et Φ_3 , appliqués aux modèles de charge statique 71 et aux modèles SW0 et SW2, représentent le chargement extrême à considérer lors de la définition des dispositions constructives des éléments de ponts. Ces coefficients conduiraient à des dispositions conservatrices s'ils étaient appliqués aux trains réels employés pour évaluer l'endommagement résultant de la fatigue.

Pour tenir compte de l'effet moyen sur une durée de vie de la structure supposée égale à 100 ans. La majoration dynamique correspondante à chaque train réel peut être réduite à :

$$1 + \frac{1}{2}(\varphi' + \frac{1}{2}\varphi'') \quad (3-9)$$

$$\phi' = \frac{K}{1 - K + K^4} \quad (3-10)$$

$$\begin{cases} K = \frac{v}{160} & \text{pour } L_{\Phi} \leq 20 \text{ m} \\ K = \frac{v}{47.16 L_{\Phi}^{0.408}} & \text{pour } L_{\Phi} > 20 \text{ m} \end{cases} \quad (3-11)$$

$$\phi'' = 0.56 e^{-\frac{L_{\Phi}^2}{100}} \quad (3-12)$$

3.3. Modèles de charges de trafic ferroviaire

3.3.1. Instruction n° 10 du 26 Février 1858

En Algérie, de nombreux ponts ont été construits entre 1857 et 1930. Les ponts sur la ligne Oued Tlélat–Frontière Maroc ont été construits entre 1877 et 1916. La première jonction entre Oued Tlélat-Sidi bel Abbès (52 km) mise en service en 1877, comporte 4 ponts d'ouverture supérieure ou égale à 10 mètres, calculés selon l'instruction SNCF n° 10 du 26 Février 1858 qui prévoyait une charge uniformément répartie de 50 kN/m pour une portée inférieure ou égale à 20 mètres et une charge uniformément répartie de 40 kN/m pour une portée supérieure à 20 mètres.

Le tronçon terminal de Tabia à Tlemcen (64 kilomètres), comporte des ouvrages de conceptions complexes sera terminé entre 1887 et 1890, les ponts concernés par ce tronçon sont aussi conçus selon la circulaire n 15 du 9 juillet 1877.

3.3.2. Circulaire du 29 Août 1891

La liaison de Sidi bel Abbès à Tabia (23 km) mise en service en 1883, comporte six ponts construits initialement en fer puddlé puis remplacés en acier doux entre 1908 à 1912 conformément à la circulaire du 29 Août 1891 (Figure 3-2). Le schéma de charge est composé d'essieux de 14 tonnes pour la locomotive et 12 tonnes pour le tender. Le quatrième tronçon concernant la jonction entre Tlemcen et Sabra (30 km) mise en circulation en 1907 comporte sept ponts et sont calculés aussi selon la circulaire du 29 Août 1891. Le dernier tronçon concerne la liaison entre Sabra et la frontière Marocaine livré à la circulation en 1916. Cette dernière liaison comporte 6 ponts de conceptions diverses construits en acier doux, conformément à la même circulaire.

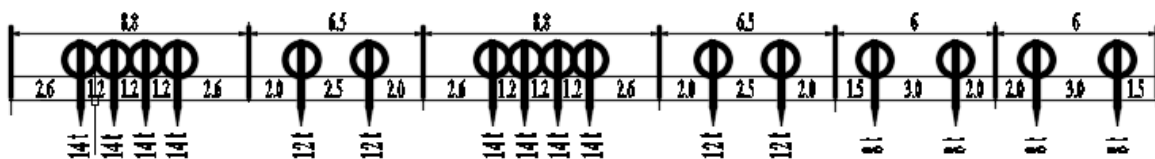


Figure 3-2 : Règlements SNCF des modèles de charge ferroviaire de la circulaire du 29 Août 1891

3.3.3. Circulaire série A n° 1 du 8 Janvier 1915

La configuration du chargement proposée par le règlement SNCF dans la circulaire du 8 Janvier 1915 est composée d'essieux de 20 tonnes (Figure 3-3). On relate que les ponts construits sur la ligne d'Oued Tlélat-frontière Maroc ne sont pas ballastés.

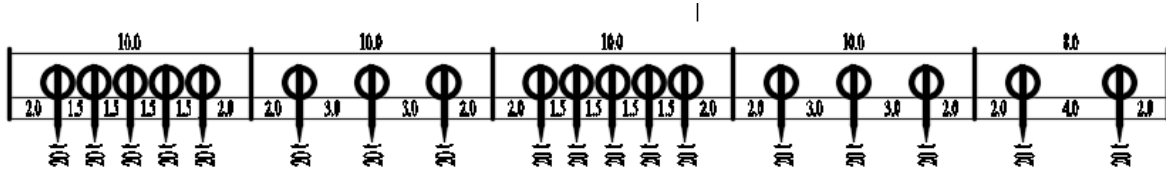


Figure 3-3 : Règlements SNCF des modèles de charge ferroviaire de la circulaire du 8 Janvier 1915

3.3.4. Circulaire série n° 3 du 10 Mai 1927

Il est à noter que le tablier du pont situé sur la liaison de Oued Tlélat à Sidi bel Abbès au PK 15+957, initialement construit en fer puddlé a été remplacé en acier en 1931 selon la circulaire série A n° 3 du 10 Mai 1927 (Figure 3-4). Le modèle de charge 1927 est affecté par un coefficient de majoration dynamique (Equation 3-12).

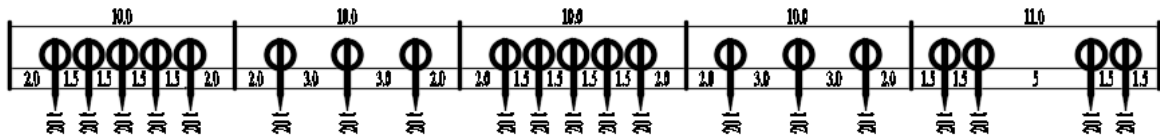


Figure 3-4 : Règlements SNCF des modèles de charge ferroviaire de la circulaire du 10 Mai 1927

$$\Phi = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4\frac{p}{s}} \quad (3-13)$$

Où L est la portée de l'élément, p la charge permanente et s la charge ferroviaire

3.3.5. Circulaire série A n° 27 du 14 Octobre 1944

Le tablier du pont sur la liaison entre Tabia et Tlemcen au PK 138+090 a été remplacé par de l'acier en 1951 conformément à la circulaire série A n° 27 du 14 Octobre 1944 (Figure 3-5).

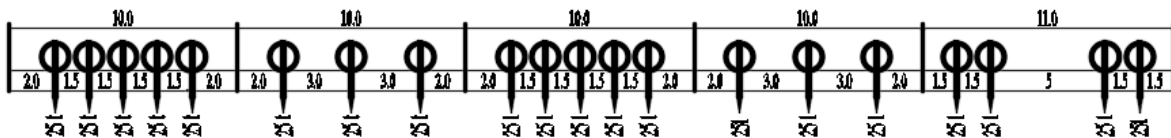


Figure 3-5 : Règlements SNCF des modèles de charge ferroviaire de la circulaire du 14 Octobre 1944

3.3.6. Modèles de charges UIC 1971

Les modèles de charge utilisés pour la conception des ponts ferroviaires en Algérie depuis 1980 jusqu'à maintenant sont illustrés dans les Figures 3-7 et 3-8 [EUROCODE-1, 2004; UIC776-1R, 2006a]. Ces modèles représentent les charges caractéristiques verticales statiques. En effet, un pont devrait être conçu pour ces deux modèles de charge qui doivent être placés dans la position la plus défavorable pour le composant structural.

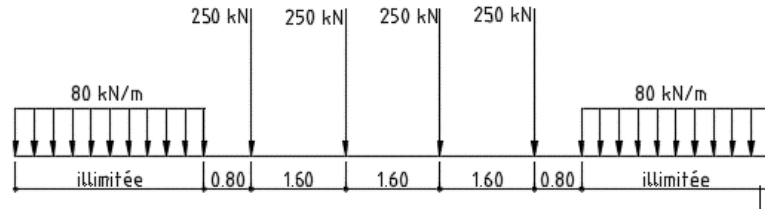


Figure 3-6 : Schéma de charge UIC 71

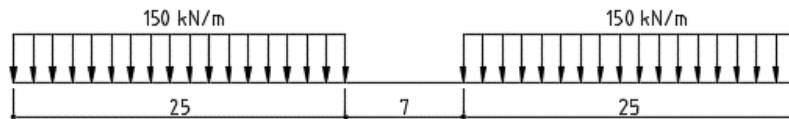


Figure 3-7 : Schéma de charge SW/0

Le modèle de charge UIC71 est censée représenter le trafic normal sur les lignes ferroviaires principales. Il a été utilisé en Algérie conjointement avec le schéma de charge "train marchandise réel futur" avec 200 kN de charge à l'essieu et une charge maximale autorisée de 80 kN par mètre linéaire (Figure 3-8).

Pour obtenir les actions de calcul, les charges de trafic verticales statiques sont multipliées par un coefficient partiel de sécurité et par un facteur d'amplification dynamique. Les facteurs de sécurité partiels respectifs pour les deux modèles de charge UIC 71 et SW/0 sont présentés dans le Tableau 3-2 [EUROCODE-1, 2004; UIC776-1R, 2006a].

Tableau 3-2 : Facteurs partiels de sécurité pour les charges du trafic

UIC 776-1R		Eurocode	
UIC 71	SW/0	UIC 71	SW/0
1.4	1.2	1.45	1.2

3.3.7. Schéma de charge " train marchandise réel futur"

Le schéma de charge "train marchandise réel futur" est un convoi type utilisé pour le contrôle de la sécurité actuelle des ouvrages, composé de trois locomotives (triple traction) espacées de 4.56 mètres et de charges réparties de 80 kN/m. Le poids total d'une locomotive est de 1200 kN réparti entre deux bogies espacés de 8.46 mètres. Chaque bogie comporte trois essieux de 200 kN de charge chacun espacés de 1.69 et 2.02 mètres, respectivement.

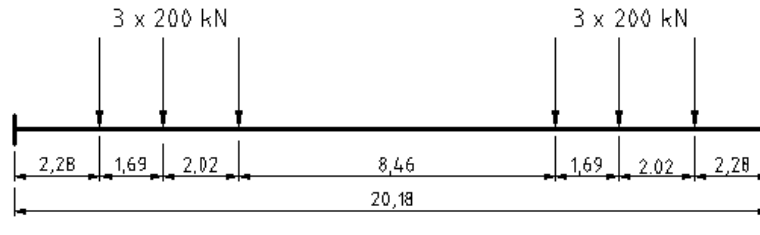


Figure 3-8 : Schéma de charge "train marchandise réel futur"

Le choix du convoi type « train marchandise réel futur » procure les sollicitations les plus défavorables de tous les engins actuellement en circulation. Il offre ainsi les bases pour une extrapolation afin de permettre une augmentation des charges dans le futur.

3.3.8. Comparaison de modèles de charge de trafic

Une comparaison des facteurs d'amplification dynamique des trois codes SNCF (1927), SIA (1970) et UIC (1974) est illustrée sur la Figure 3-9. L'analyse de cette figure révèle que le coefficient dynamique SNCF (1927) décroît avec les charges permanentes. Il est intéressant de noter que le facteur dynamique UIC (1974) est réduit principalement pour les portées moyennes et importantes. Ces changements sont dus à l'évolution de la technologie du rail et du véhicule. En outre, l'utilisation des traverses boulonnées, le long rail soudé et des voies ballastées a réduit l'effet dynamique. Ces efforts positifs se sont accompagnés d'une augmentation de la vitesse des trains, qui tende à accroître l'effet dynamique.

Une comparaison des sollicitations dues aux charges caractéristiques des différents règlements est illustrée dans les Figures 3-11 à 3-13 pour les cas excluant l'effet dynamique.

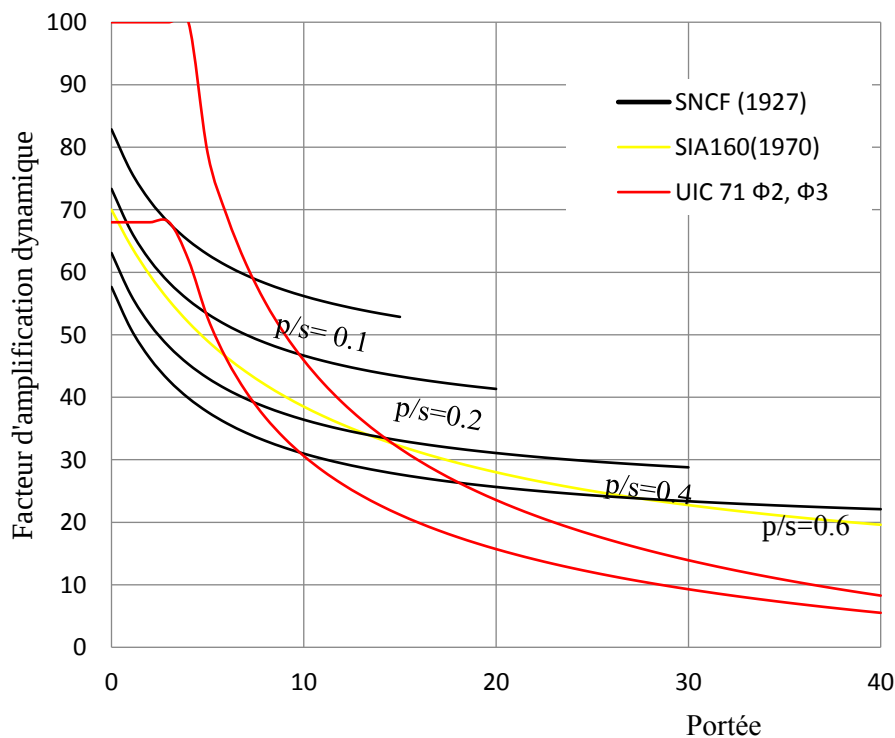


Figure 3-9 : Comparaison du coefficient de majoration dynamique pour les chargements SNCF (1927), SIA 160 (1970) et UIC (1974)

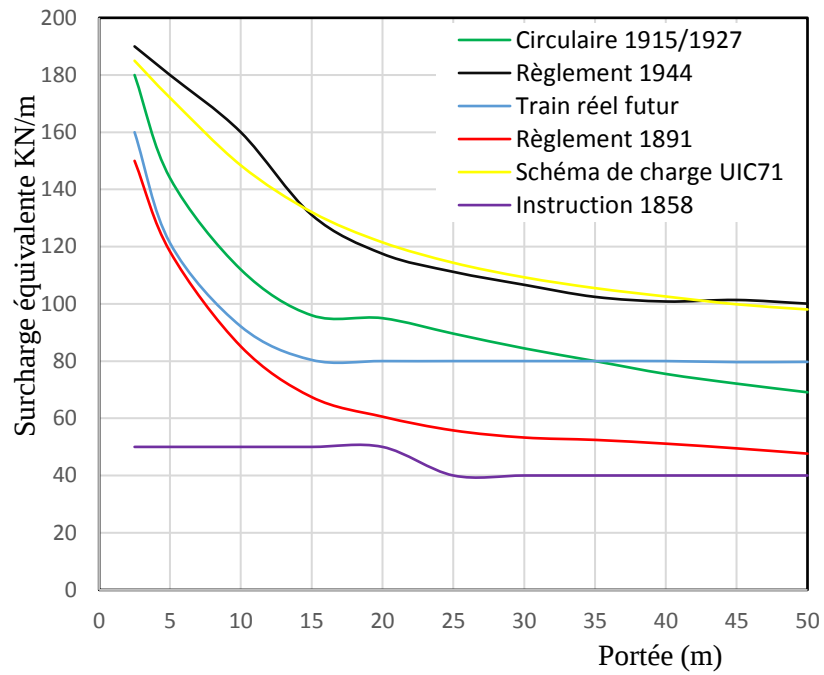


Figure 3-10 : Evolution de la charge équivalente

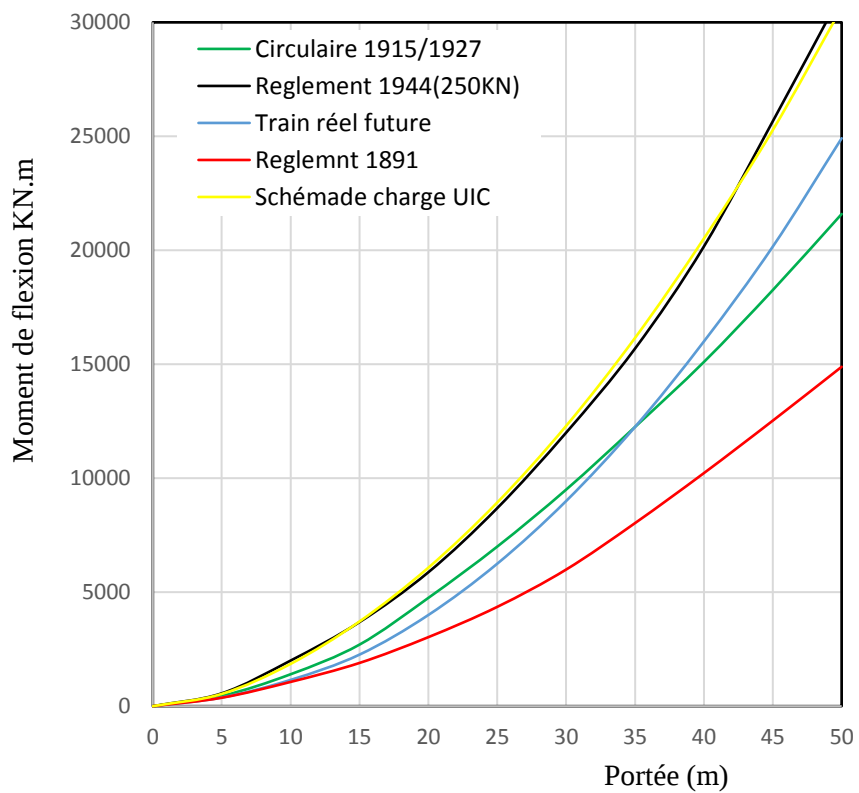


Figure 3-11 : Evolution de l'effort tranchant maximum

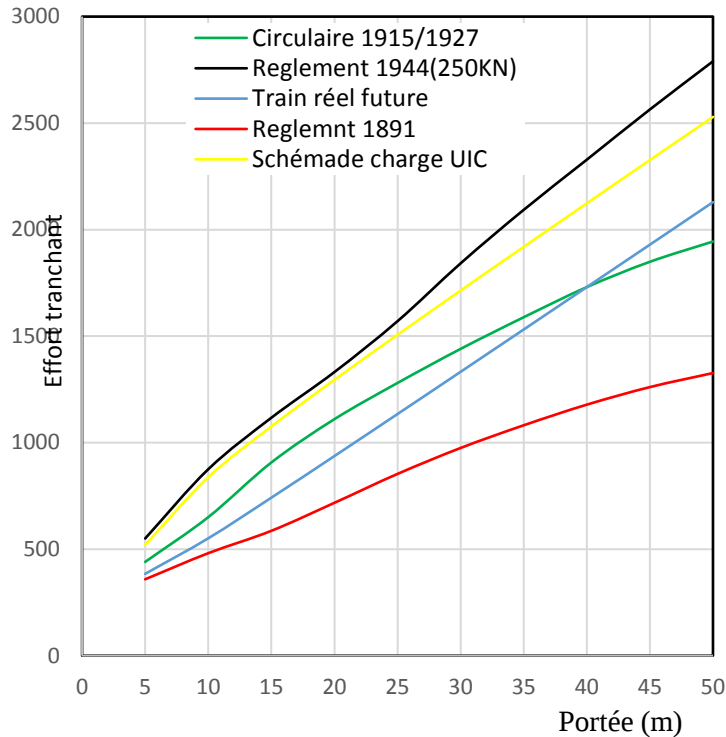


Figure 3-12 : Evolution du moment de flexion maximum

3.4. Matériel de traction roulant SNTF

Le matériel de traction roulant de la société Nationale de transports ferroviaires (SNTF) est composé de plusieurs locomotives de configuration, puissance, vitesse, charge à l'essieu diversifiés [SNTF-ARE, 1985; SNTF-SHALCHER and ASSOCIES, 1979].

3.4.1. Locomotive diesel-électrique 060 YDA

La locomotive 060 YDA fabriquée par le constructeur De Dietrich en 1953 (Figure 3-14), développe un effort de traction de 14.8 tonnes à 10 km/h et 2.3 tonnes à 85 km/h et une puissance de 960 ch. Sa vitesse maximale est de 85 km/h et son poids total est de 72 tonnes réparties sur deux bogies espacés de 7.30 mètres. Chaque bogie comporte trois essieux espacés de 1.65 et 1.85 mètres, respectivement, la charge à l'essieu est de 12 tonnes.

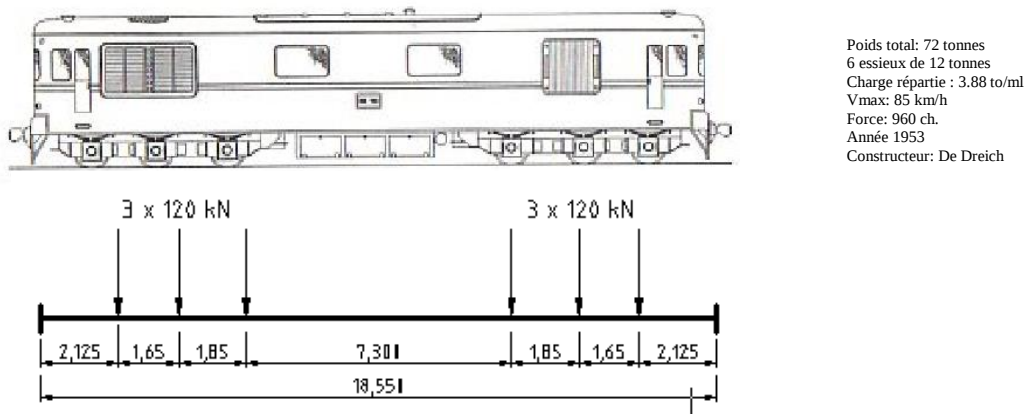


Figure 3-13 : locomotive diesel-électrique 060 YDA

3.4.2. Locomotive diesel électrique 060 YDB

La locomotive diesel-électrique 060 YDB fabriquée par le constructeur du matériel ferroviaire Alstom en 1958 (Figure 3-14), développe un effort de traction maximum de 16.0 tonnes, un effort de 9.2 tonnes à 18 km/h et une puissance de 920 ch. Sa vitesse maximale est de 80 km/h, son poids total de 59 tonnes réparti sur trois bogies espacés de 1.60 mètres. Chaque bogie comporte deux essieux espacés de 2.20 mètres. La charge à l'essieu est de 9.83 tonnes.

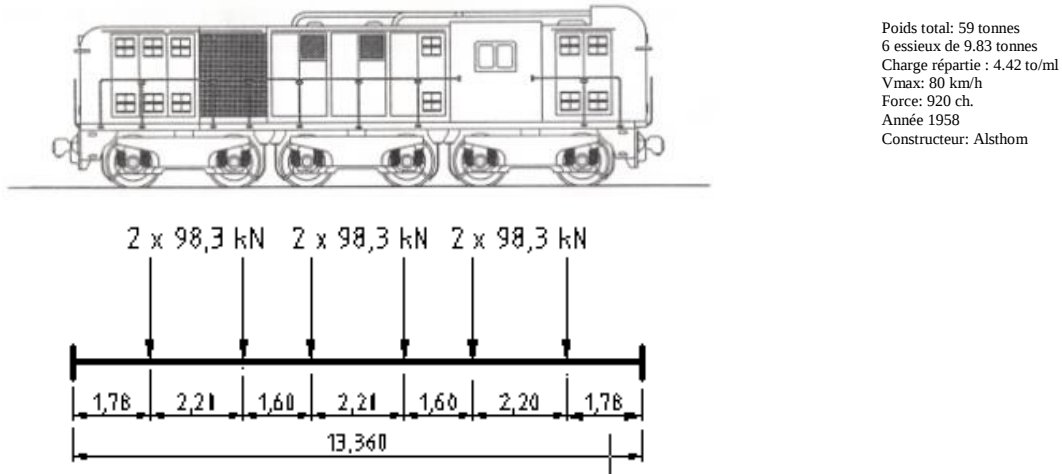


Figure 3-14 : locomotive diesel-électrique 060 YDB

3.4.3. Locomotive diesel-électrique 060 YDC

La locomotive diesel-électrique 060 YDC fabriquée par le constructeur Alstom en 1961 (Figure 3-15), développe un effort de traction maximum de 18.5 tonnes, un effort de 10.0 tonnes à 19 km/h et une puissance de 935 ch. Sa vitesse maximale est de 80 km/h et son poids total de 72 tonnes réparti sur trois bogies espacés de 1.60 mètres. Chaque bogie comporte deux essieux espacés de 2.20 mètres. La charge à l'essieu est de 12 tonnes

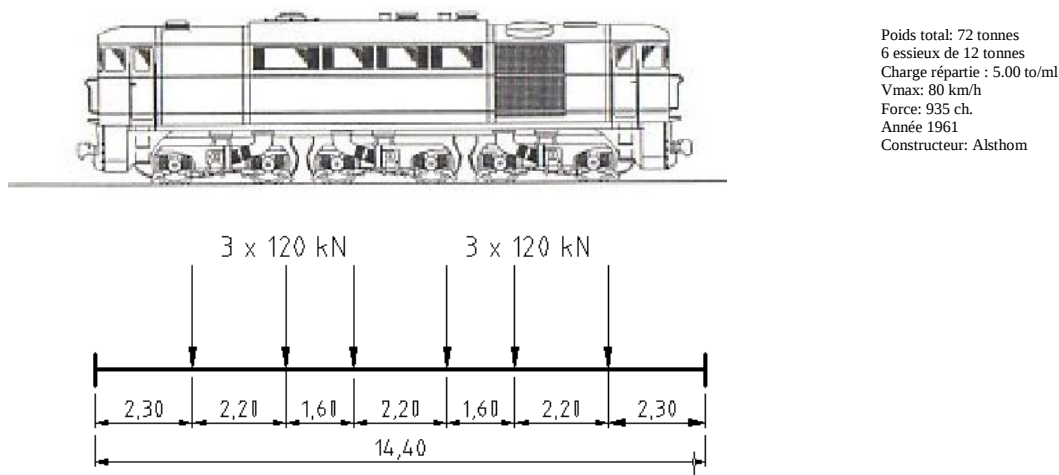


Figure 3-15 : Locomotive diesel-électrique 060 YDC

3.4.4. Locomotive diesel-électrique 8-645^E/900 RPM

La locomotive diesel-électrique 8-645^E/900 RPM (Figure 3-16) développe un effort de traction de 14.8 tonnes à 10 km/h et 4.97 tonnes à 40 km/h et 2.3 tonnes à 85 km/h. Sa vitesse maximale est de 85 km/h et son poids de 78 tonnes réparti sur deux bogies espacés de 4.25 mètres. Chaque bogie comporte trois essieux espacés de 1.73 mètres. La charge à l'essieu est de 130 kN.

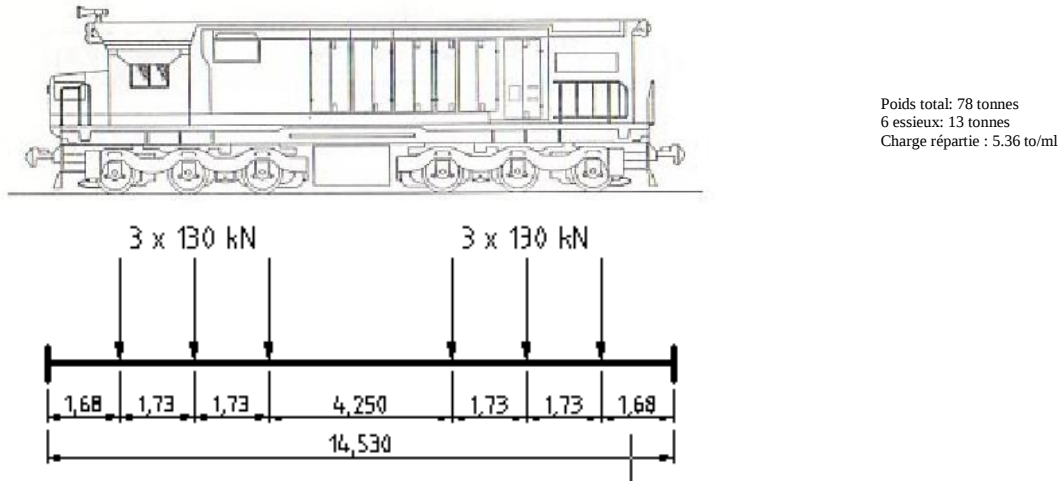


Figure 3-16 : Locomotive diesel-électrique 8-645E/900 RPM

3.4.5. Comparaison des charges du matériel de traction SNTF

Une comparaison des sollicitations (charge équivalente, moment fléchissant et effort tranchant) est présentée dans les Figure 3-17 à 3-20. On constate que le diagramme de charge "train réel marchandise futur" donne les sollicitations les plus défavorables de tous les engins réels actuellement en circulation.

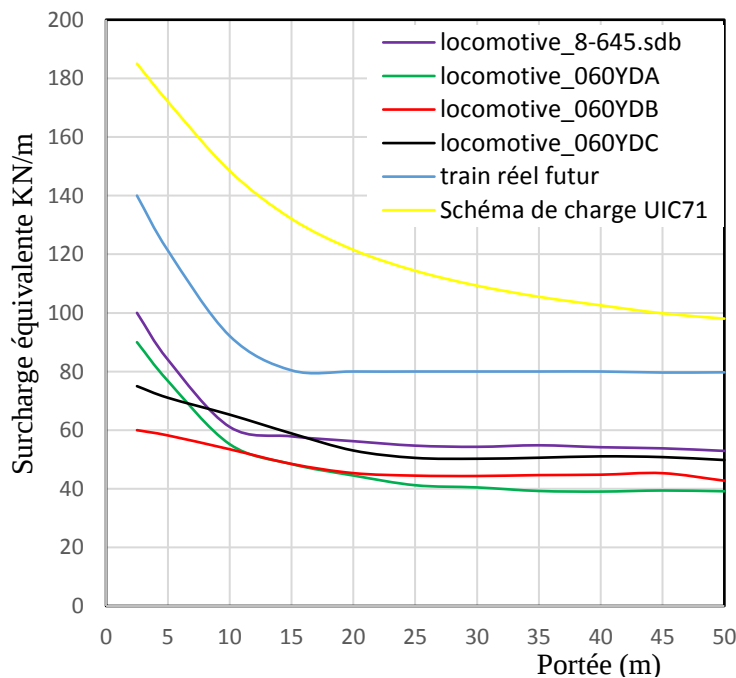


Figure 3-17 : Evolution de la charge équivalente du matériel roulant SNTF

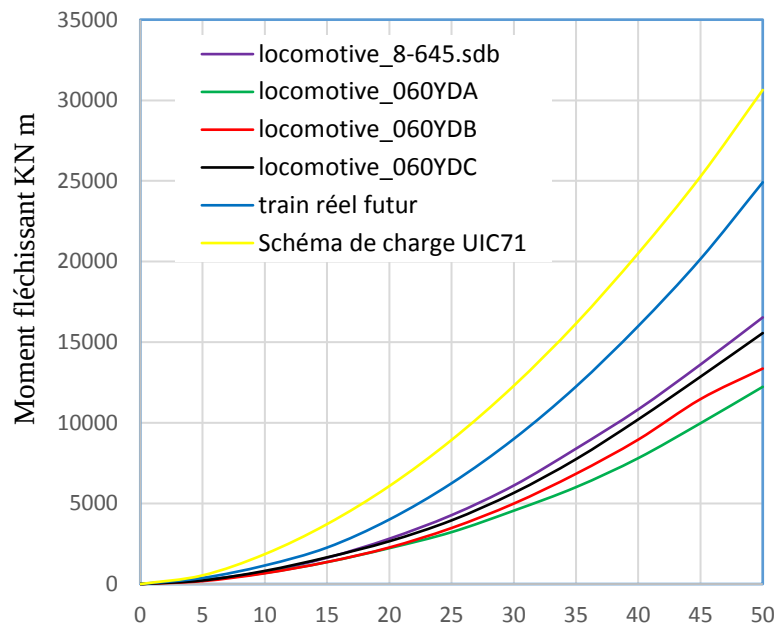


Figure 3-18 : Evolution du moment fléchissant du matériel roulant SNTF

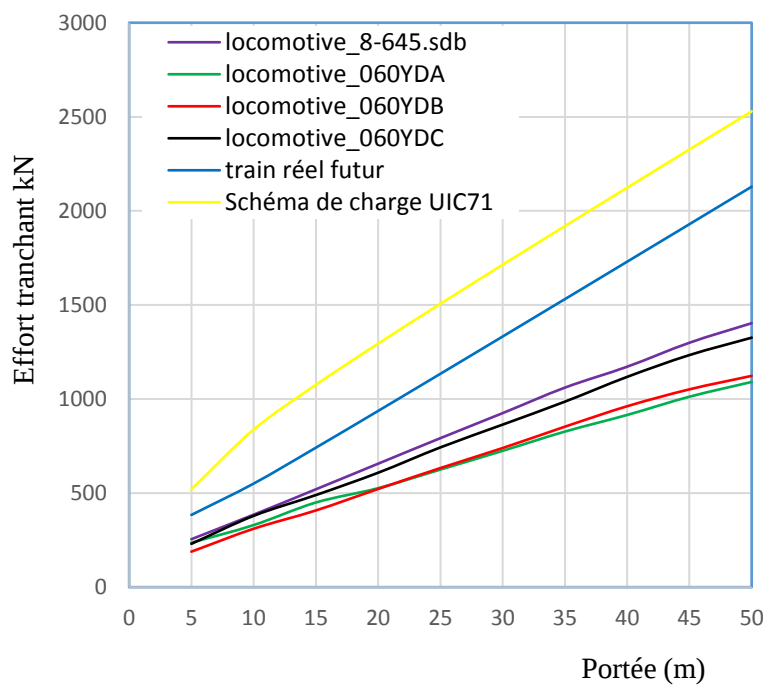


Figure 3-19 : Evolution de l'effort tranchant maximal du matériel roulant SNTF

3.5. Conclusion

Une attention très particulière doit être prêté à l'application du facteur d'amplification dynamique. Les effets dynamiques ont une influence et un poids considérable sur la fonction d'état limite. Les codes EUROCODE-1 (2004) et UIC776-1R (2006a) distinguent l'application de l'effet dynamique pour le schéma de charge UIC 71, le train réel et la fatigue. Dans le deuxième volet de ce chapitre, on a constaté que le modèle de charge SNCF (1944) correspond pratiquement au modèle de charge UIC 71 en excluant le cas de l'effet dynamique. Par conséquent, on peut conclure que les ponts construits après 1944 pour les lignes à grande vitesse peuvent répondre aux exigences d'exploitation actuelles. Le train « marchandise réel futur » couvre toutes les sollicitations du matériel roulant (SNTF) actuellement en circulation.

Dans ce qui suit, l'évaluation des ponts rivetés sera donc conduite avec le modèle de charge UIC 71 et le train " marchandise réel futur " et les opérations de maintenance seront proposées pour les deux diagrammes de charge.

Chapitre 4 : Vérification structurale et à la fatigue

4.1.Introduction

L'évaluation des tabliers de ponts concerne la vérification structurale et à la fatigue selon une approche semi probabiliste basée sur les règlements SIA161 (1979) et Eurocode3 (2005a). Le recalcul porte sur un échantillon de ponts à poutres latérales en treillis, considéré comme représentatif sur un linéaire de 200 km de la ligne Oued Tlélat-frontière Maroc. Il s'agit (i) du pont droit PK 52+939 de 10.0 mètres d'ouverture situé dans la commune de Sidi bel Abbès, (ii) pont biais PK 107+373 de 10.0 mètres d'ouverture droite et de 13.10 mètres de portée situé dans la commune de Ouled Mimoun et (iii) le pont biais PK 196+706 d'ouverture droite de 22.0 mètres situé dans la commune de Maghnia.

Il convient de signaler, qu'en 1985, la Société National des Transports Ferroviaires (SNTF) en collaboration avec "Austria Rail Engineering" (ARE) ont mené une campagne d'expertise et décidé — sur la base des observations conduites sur site et des essais de laboratoire ainsi que sur la base des calculs selon la norme SIA161, (1979), valide en cette époque — de remplacer un nombre important de tabliers de ponts métalliques. Heureusement, l'impact du coût des ouvrages, accru du problème économique national probablement, seuls quelques tabliers de ponts ont été rénovés. Les ponts-rails rivetés épargnés continuent jusqu'à ce jour — miraculeusement peut-être — de servir la ligne ferroviaire sans aucun incident signalé. Une réflexion qui vise à mesurer l'impact de l'application de nouvelles approches sur des ponts métalliques datant du siècle passé est alors plus que nécessaire. Pour apprécier cela, la démarche choisie consiste à mener une vérification structurale suivie d'une vérification à la fatigue des trois tabliers de ponts (Une description plus ou moins détaillée des trois tabliers de ponts est donnée la section qui suit) selon une approche semi-probabiliste. On utilisera les règles SIA161 (1979) qui ont servi lors de la campagne d'expertise en 1985, accompagnées de la nouvelle réglementation fournie par l'Eurocode3 (2005a) pour une confrontation directe.

4.2. Description des ouvrages

4.2.1. Pont PK 52+939

Le pont-rail situé au PK 52+939 sur la ligne Oued-Tlélat-frontière Marocaine est un pont métallique riveté droit à poutres latérales en treillis et à tablier inférieur. Les Figures 4-1 à 4-5 [SNTF, 1889] illustrent sa structure métallique. L'ouvrage est construit en fer puddlé en 1877 par la Compagnie de l'Ouest Algérien. Le tablier est formé par une travée indépendante de 11 mètres de portée, de 10 mètres d'ouverture et une largeur entraxe des poutres de 4.84 mètres. Le fer puddlé de ce tablier de ce pont fut remplacé par de l'acier doux, en 1912 et en gardant la même conception. Le pont porte une voie non ballastée soutenue par des traverses en bois, qui reposent directement sur des longerons. La structure métallique de ce pont est composée de :

- Deux poutres latérales en treillis en forme de croix de Saint André. Ces dernières sont constituées de deux membrures, de diagonales et de montants. Les diagonales et les montants sont liés séparément à un gousset pour former un système réticulé.
- Deux longerons continus.
- Cinq entretoises espacées de 2.75 mètres solidarissant les éléments de la structure.
- Un platelage constitué d'une tôle striée de 10 mm.
- Un système de contreventement secondaire se connectant avec la semelle inférieure des entretoises et la membrure tendue de poutres principales.

Les figures 4-1 et 4-2 montrent quelques détails de conception et les supports de la poutre en treillis. Côté Oued-Tlélat, les poutres latérales en treillis reposent sur la culée par le biais d'appuis glissants à rotule et à rouleaux. Côté Tlemcen celles-ci s'appuient sur la culée par l'intermédiaire d'appuis fixes à rotules.



Figure 4-1 : Vue générale de l'ouvrage PK 52+939

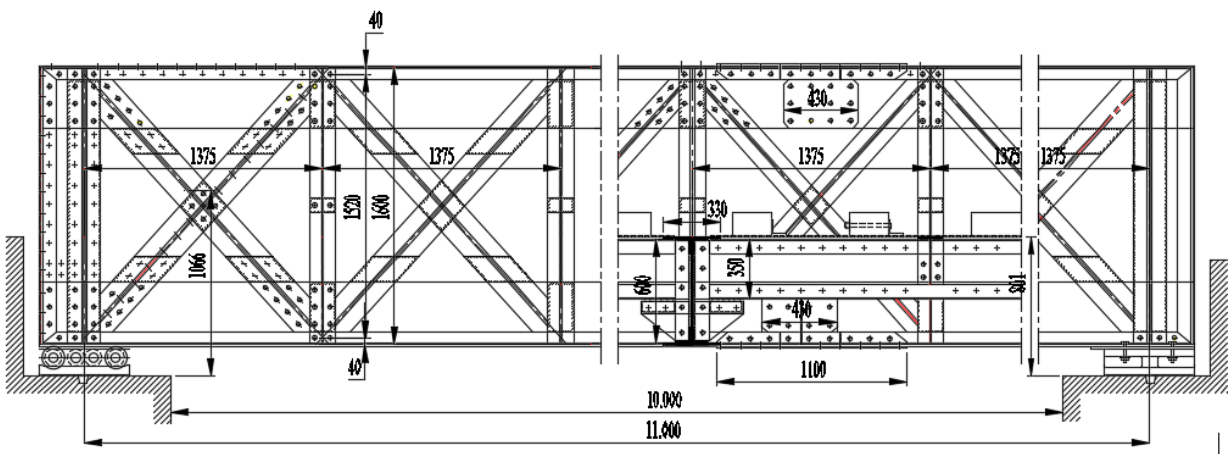


Figure 4-2 : Vue en élévation de la poutre en treillis du pont PK 52+939

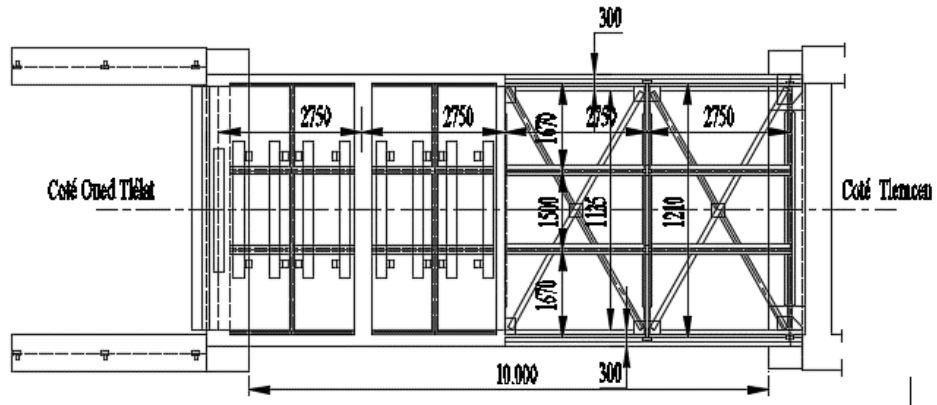


Figure 4-3 : Vue en plan du pont PK 52+939

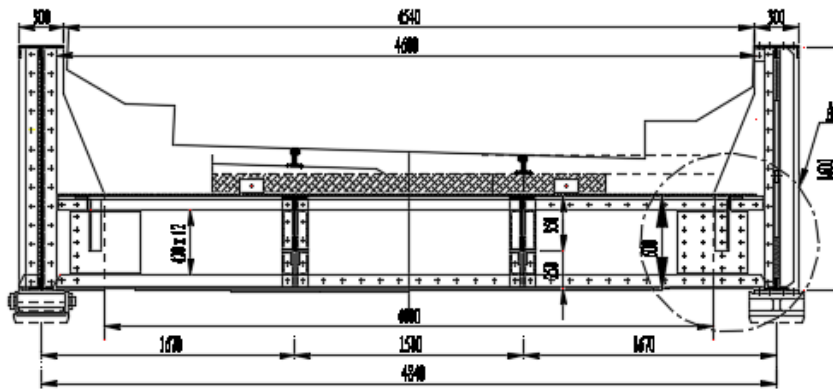


Figure 4-4 : Coupe transversale du pont PK 52+939

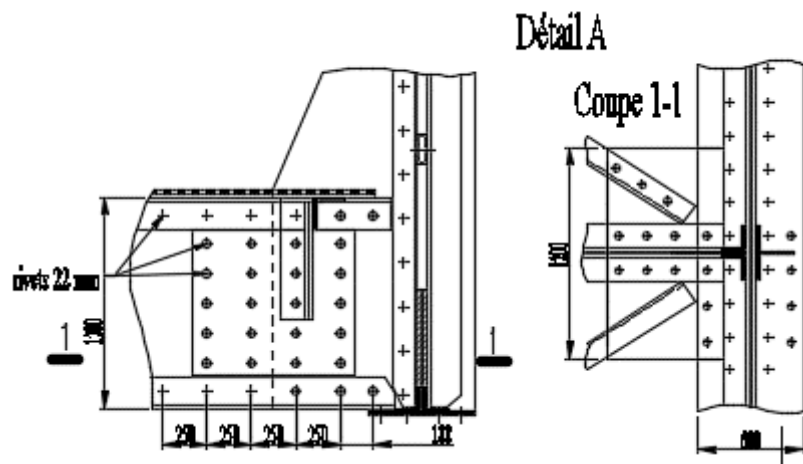


Figure 4-5 : Détail assemblage du pont PK 52+939

4.2.2. Pont PK 107+373

Le pont PK 107+373 sur la ligne Oued Tlélat-frontière Marocaine est construit en fer puddlé par la Compagnie de l'Ouest Algérien, en 1889. L'ouvrage est un pont métallique riveté biais à poutres latérales en treillis et à tablier inférieur. Le tablier est formé d'une travée indépendante de 13.10 mètres de portée, de 10.00 mètres d'ouverture droite, 12.207 mètres d'ouverture biaise et une largeur entraxe des poutres latérales en treillis de 4.84 mètres. L'ouvrage franchit la voie routière allant vers Sebdou avec un biais de 65 grades. Le pont porte une voie non ballastée soutenue par des traverses en bois reposant directement sur les longerons. La structure métallique s'appuie sur deux culées massives en maçonnerie. La structure métallique illustrée sur les Figures 4-6 à 4-9 [SNTF, 1889] est composée de :

- Deux poutres latérales en treillis en forme de croix de saint André de portée de 13.10 mètres et 1.50 mètres de hauteur, composées d'une membrure tendue et d'une membrure comprimée, de diagonales et de montants.
- Deux longerons continus.
- Cinq entretoises intermédiaires droites espacées de 3.30 mètres et deux pièces de ponts.
- Un platelage constitué d'une tôle striée de 10 mm.



Figure 4-6 : Vue générale de l'ouvrage PK 107+373

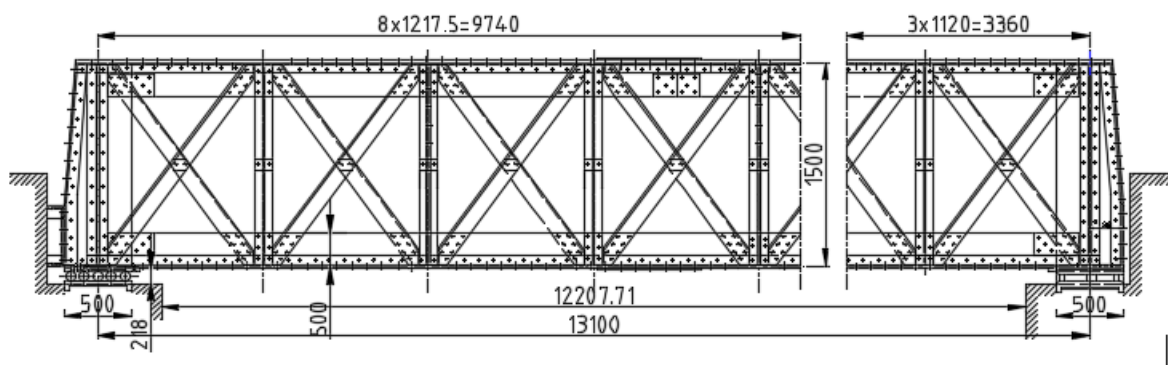


Figure 4-7 : Vue en élévation de la poutre en treillis du pont PK 107+373

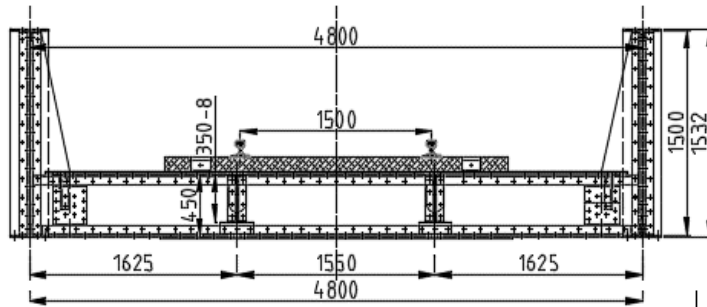


Figure 4-8 : Coupe transversale du pont PK 107+373

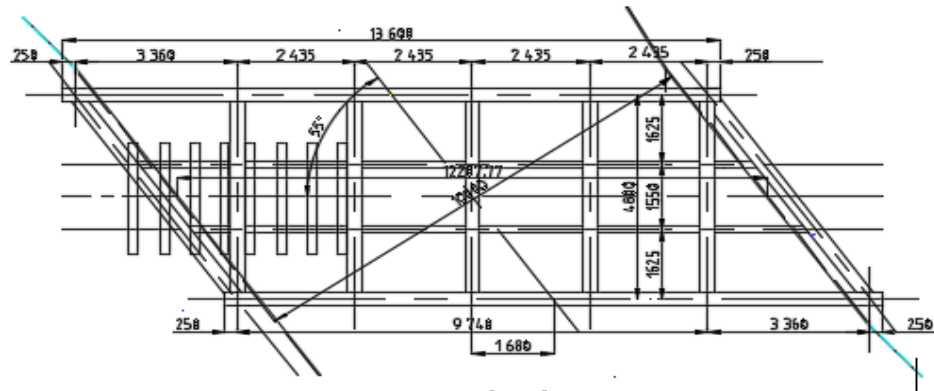


Figure 4-9 : Vue en plan du pont PK 107+373

4.2.3. Pont PK 196+706

L'ouvrage est un pont métallique riveté biais à poutres latérales en treillis à tablier supérieur, franchit Oued El-Abbès au PK 196+706 de la ligne Oued Tlélat – frontière Maroc, construit en acier doux en 1906 par la Compagnie de l'Ouest Algérien. Le tablier est composé d'une travée indépendante de 24.50 mètres de portée et de 22.00 mètres d'ouverture et une largeur entraxe des poutres de 4.84 mètres. Le pont porte une voie non ballastée soutenue par des traverses en bois reposant directement sur les longerons. La structure métallique illustrée sur les Figures 4-10 à 4-14 [SNTF, 1889] est composée de :

- Deux poutres latérales en treillis en forme de croix de saint André de 250 mètres de hauteur et de 24.50 mètres de portée, composées de dix panneaux de 2.450 mètres de longueur avec quatre catégories de dimensions de diagonales différentes. Les diagonales et les montants sont connectés séparément à un gousset pour former un système réticulé.
- Deux longerons continus.
- Onze entretoises de 0.600 mètres hauteur espacées de 2.450 mètres.
- Un système de contreventement horizontal inférieur se connectant avec la membrure inférieure de la poutre.
- Un système de contreventement horizontal supérieur se connectant avec la membrure supérieure de la poutre.
- Un système de contreventement vertical.



Figure 4-10 : Vue générale de l'ouvrage PK 196+706

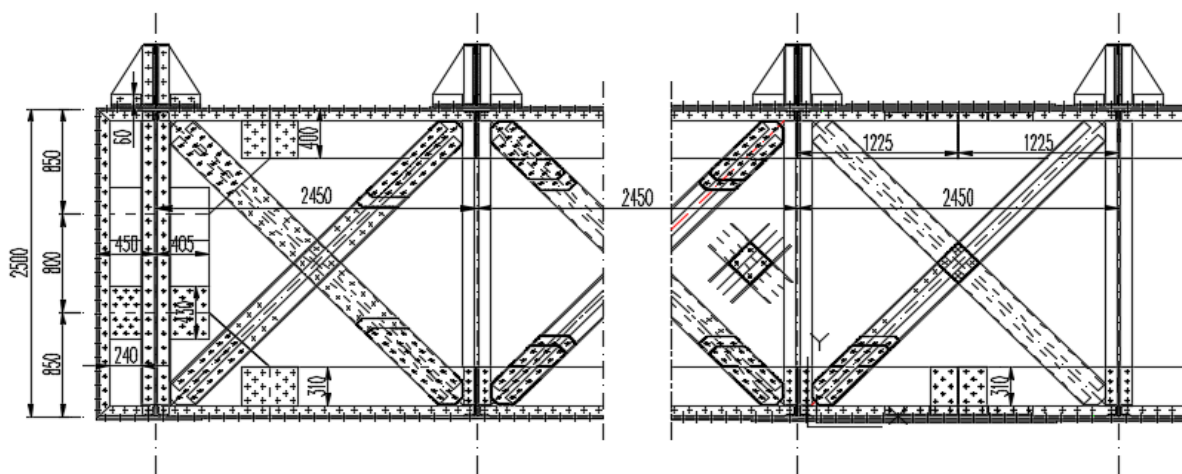


Figure 4-11 : Vue en élévation de la poutre en treillis du pont PK 196+706

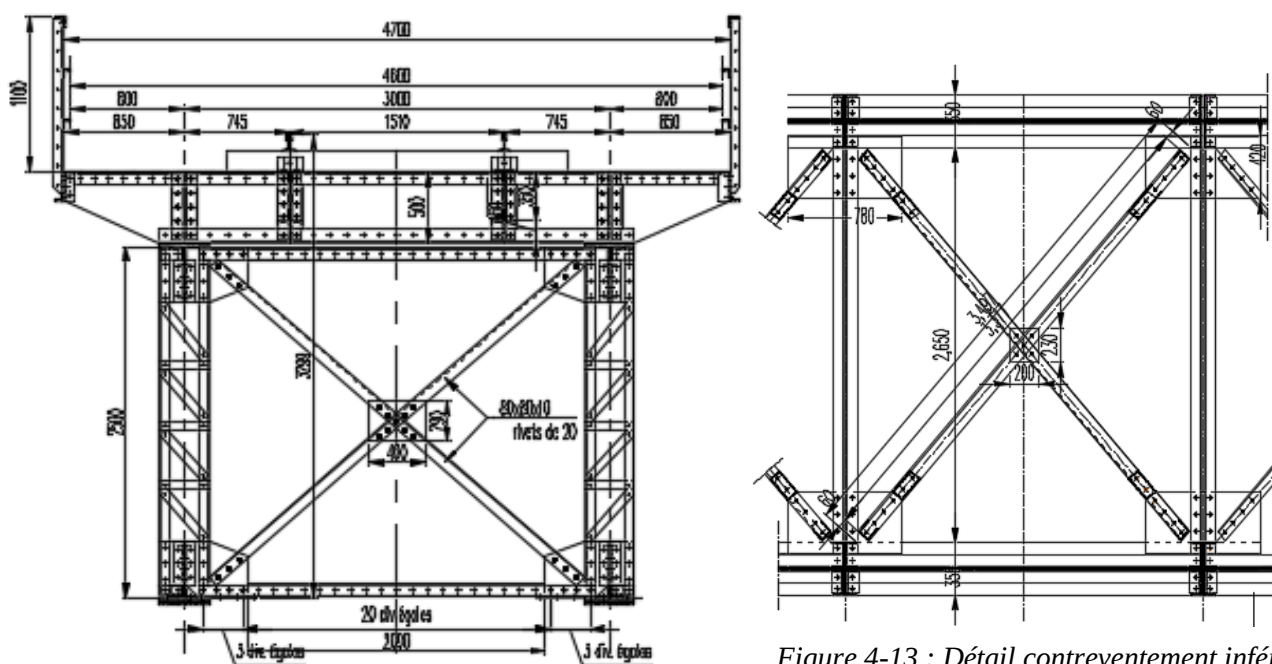


Figure 4-13 : Détail contreventement inférieur
du pont PK 196+706

Figure 4-12 : . Section transversale du pont PK 196+706

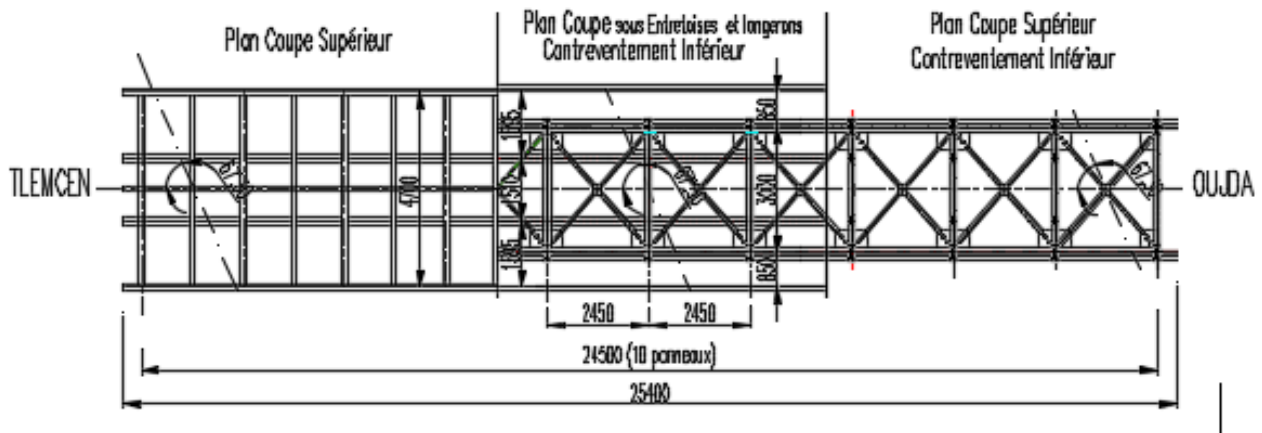


Figure 4-14 : Vue e en plan du pont PK 196+706

4.3. Analyse structurale en éléments finis

La modélisation du comportement structural des ponts PK 59+939, PK 107+373 et PK 196+706 est réalisée à l'aide du logiciel SAP 2000/version 20.0. Le SAP 2000 offre la possibilité de concevoir les sections transversales complexes telles que les plats et cornières à l'aide de l'option "Section Designer" et de les attribuer aux éléments de la poutre composée.

Le gousset servant de connexion aux diagonales et montants des poutres en treillis (système réticulé) est modélisé par "Release/Partiel Fixity". L'option "Release/Partiel Fixity" permet d'annuler les moments aux extrémités des éléments du système réticulé. Il permet également de modéliser les contreventements horizontal et vertical.

Le calcul de l'enveloppe des sollicitations provoquées par les charges de véhicules se déplaçant selon des chemins (Paths) sur la structure est réalisé par "Moving Load". Le "Moving Load" utilise des charges de véhicules définies et de chemins définis plutôt que les modèles de charges utilisées par d'autres types d'analyse.

Le schéma de charge UIC 71 de la Figure 3-7 et le diagramme de charge "train marchandise réel futur" illustré sur la Figure 3-9 sont utilisés pour la vérification structurale et la vérification à la fatigue. Les conditions aux limites sont prises en considération dans le modèle de calcul en tenant compte du comportement des appareils d'appui (Figure 4-15) [SNTF, 1889].

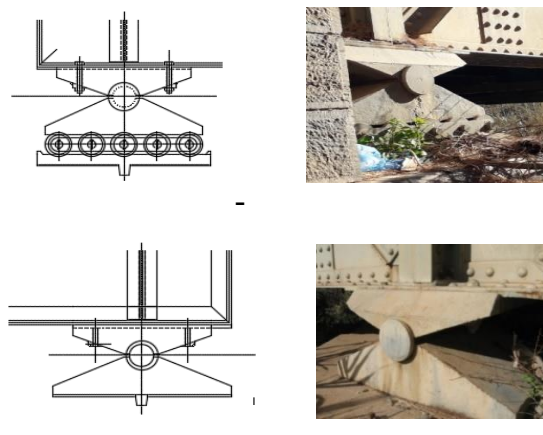


Figure 4-15 : Comportement des conditions d'appui (appareils d'appui à rotule)

a-mobile
b-fixe

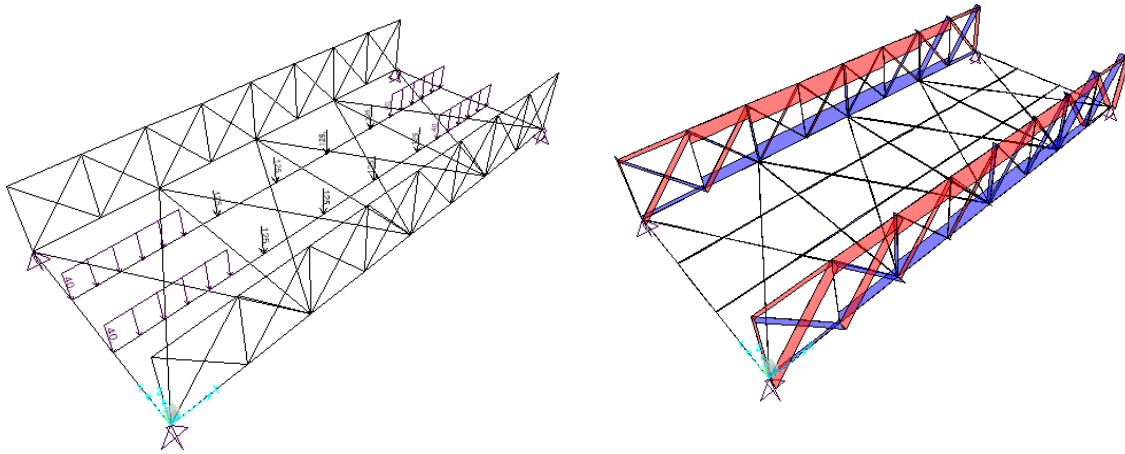


Figure 4-16 : Modèle de calcul du pont PK 52+939

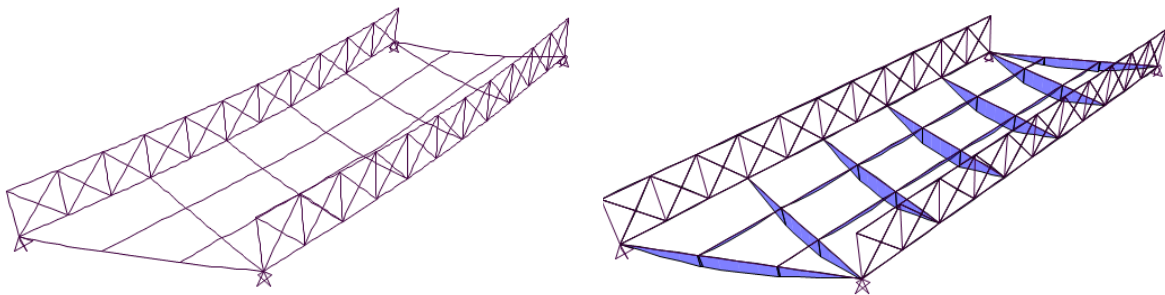


Figure 4-17 : Modèle de calcul du pont PK 107+373

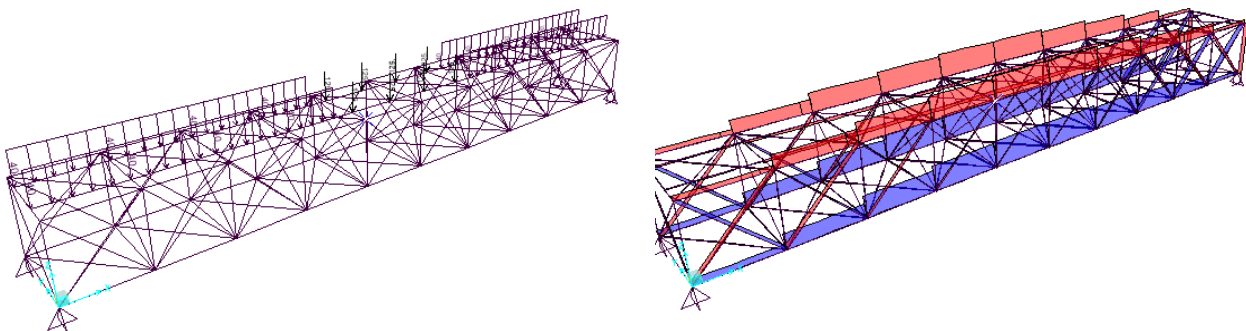


Figure 4-18 : Modèle de calcul du pont PK 196+706

4.4. Vérification de la sécurité structurale

L'analyse des ponts-rails rivetés est conduite selon les normes SIA161 (1979) et l'Eurocode3 (2005a).

La valeur de l'effet des actions a été déterminée en considérant le schéma de charge UIC 71-702 nommé système de charge A (charge maximale par essieu de 250 kN, charge maximale linéaire de 80 kN/m) de la Figure 3-6 et le schéma de charge "train marchandise réel futur" nommé système de charge B (charge maximale par essieu de 200 kN, charge maximale linéaire de 80 kN/m) de la Figure 3-7, tous deux multipliés par un facteur d'amplification dynamique. Un facteur de charge de 1.6 est appliqué pour les actions permanentes dans la norme SIA161 (1979) et un autre de 1.35 dans l'Eurocode3 (2005a) a été appliqué. La valeur de la résistance, a été déterminée à partir des paramètres des Tableau 4-1 et 4-4. Le projet Sustainable Bridges SB-D4.6 (2007) et C Cremona et al. (2007) proposent des valeurs de référence pour la résistance. Celles-ci sont prises en considération dans la vérification des sections des aciers anciens, lors de l'utilisation de l'Eurocode3.

Le système de charge B affiche en général des sections de 20% plus petites que le système de charge A. Dans le cas de dépassement des valeurs admissibles, des actions de maintenance sont proposées pour les deux systèmes de charges.

Les ouvrages de catégories A et B ont été construit en fer puddlé, l'acier moderne utilisé pour la vérification de la sécurité structurale est le Fe 360 selon la norme SIA161 (1979) SIA 161 édition 1979. Le fer puddlé a une structure métallographique très différente de celle de l'acier moderne, il présente aussi des allongements faibles et une résilience très faible, même à 20°. Cependant il affiche une résistance à la traction et une limite élastique qui correspondent à l'acier moderne Fe 360 selon la norme SIA161 (1979).

Les ouvrages de catégorie C et D ont été construits en acier doux selon le procédé thomas ou bien Siemens-Martin, ils correspondent largement, en ce qui concerne les résistances à un acier moderne Fe 360 selon la norme SIA161 (1979) et l'Eurocode3 (2005a)

L'estimation de la résistance à la fatigue des ponts en acier puddlé et en acier doux est basée sur le concepts des courbes S-N correspondant à la catégorie de détails D de la norme et la catégorie de détail 71 de la norme Eurocode3 (2005b)

4.4.1. Selon la norme SIA161 édition 1979

4.4.1.1. Stabilité de l'ensemble de la membrure comprimée

La longueur de flambement d'une barre appuyée élastiquement à intervalles "a" (égaux) peut être estimée par la formule suivante selon SIA161 (1979).

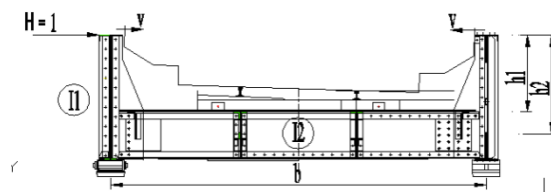
$$l_k = \pi \sqrt{\frac{1}{4} EI} a \nu \quad \text{mais } l_k \geq a \quad (4-1)$$

a Distance entre montants.

ν Déplacement de l'élément d'appui pour une charge unitaire $H = 1$ agissant dans la direction de l'appui.

EI Rigidité flexionnelle déterminante de la barre comprimée.

Pour les ponts avec une section transversale ouverte ou des structures similaires dont les membrures comprimées sont appuyées élastiquement, le déplacement ν est calculé de la manière suivante :



$$v = \frac{bh_2^2}{2EI_2} + \frac{h_1^3}{3EI_1} \quad (4-2)$$

EI_1 Rigidité flexionnelle du montant.

EI_2 Rigidité flexionnelle de l'entretoise.

4.4.1.2. Stabilité de la diagonale comprimée et fléchie

Selon la norme SIA161 (1979), la vérification de la sécurité structurale de barres simultanément comprimées et fléchies comportera aussi bien la vérification de la résistance en section que la vérification de la stabilité effectuée à l'aide d'une barre équivalente de longueur de flambement correspondante.

La vérification de la stabilité peut s'effectuer à l'aide de la formule d'interaction suivante :

$$\sigma^* = \frac{N^*}{A} + \frac{1}{1 - \frac{N^*}{N_{cr}}} \frac{\omega M_{\max}^* + N^* e_0}{W} \leq \sigma_f \quad (4-3)$$

Avec:

$$\omega = 0.6 + 0.4 \frac{M_{\min}^*}{M_{\max}^*} \geq 0.4 \quad (4-4)$$

Où :

$N^*, M_{\max}^*$	Valeurs maximales des efforts intérieurs selon la théorie du premier ordre sans imperfections équivalentes, pour la situation de risque considéré.
$M_{\min}^*, M_{\max}^*$	Moments aux extrémités des barres pour le cas de charge observé.
N_{cr}	Charge critique de flambage élastique selon l'axe considéré, calculé avec la longueur de flambage l_k correspondant à la direction de flambage considérée.
ω	Facteur de moment uniforme pour un diagramme linéaire le long de la barre compte tenu du signe des moments aux extrémités pour la situation de risque considérée.
e_0	Excentricité qui couvre les imperfections (déformations et tensions propres) et doit être définie à $l_k/300$.
W	Moment de résistance par rapport à l'axe considéré.
σ_f	Limite élastique du matériau.

Tableau 4-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux d'un acier (Fe 360) selon SIA161 (1979)

Limite d'élasticité	235 MPa
Résistance à la traction	360 MPa
Module d'élasticité longitudinal	210000 MPa
Module d'élasticité transversal	80000 MPa
Résistances ultimes des matériaux	
– Traction	235 MPa
– Compression	235 MPa
– Flexion	235 MPa
– Cisaillement	135 MPa
Résistances ultimes des rivets	
– Cisaillement	200 MPa
– Pression latérale	864 MPa
Coefficient de résistance	
– Pour la vérification de la résistance et de la stabilité	1.6
– Pour la vérification des rivets	1.6
Valeurs caractéristiques de résistance à la fatigue	
– Catégorie de détails de construction	70 N/mm ² 50 N/mm ²
– Limite de fatigue	
Coefficient de résistance pour la fatigue	1.25

Le Tableau 4-2 regroupe les sollicitations dans les éléments des ponts étudiés selon SIA161 (1979) tandis que le Tableau 4-3 présente les efforts dans les assemblages.

L'analyse du Tableau 4-2 indique des dépassements importants de contraintes admissibles. Ces dépassements (56% pour le pont PK 52+939 et 25% pour le pont PK 107+373) sont particulièrement observés dans les membrures comprimées des poutres principales. Des dépassements excessifs de contrainte limite (52% pour le pont PK 198+229, 27% pour le pont PK 196+709 et 25% pour le pont PK107+373) sont également constatés dans les diagonales comprimées des ponts. Les diagonales tendues ont par ailleurs enregistré des dépassements de contrainte relativement faibles alors que les entretoises et les longerons n'ont enregistré aucun excès de contraintes réglementaires.

Pour les attaches concernant la connexion entretoise-poutre, le dépassement de contraintes le plus important (52% en contrainte de cisaillement et 27% en pression latérale) est constaté dans l'ouvrage PK 198+229. L'assemblage longeron-entretoise montre des dépassements très importants des contraintes limites dans les éléments qui composent le longeron. A titre d'exemple, des contrainte de cisaillement dépassant les 100% sont observées dans les semelles supérieures et inférieures de l'ouvrage PK 198+229 et les 50% dans l'ouvrage PK 52+939 ont été enregistrées.

L'application du code de calcul moderne en l'occurrence L'EUROCODE-3 (2005) a permis aussi de constater des dépassements des efforts limites, principalement, dans les membrures comprimées (16% pour le pont PK 52+939, 7% pour le pont 107+373) comme indiqué dans le Tableau 4-5.

Tableau 4-2: Efforts dans les différents éléments des ouvrages

Ouvrage PK	Nature de l'ouvrage	Type de sollicitation	Contraintes limites	Poutre				Entretoise		Longeron		
				Membrure tendue	Membrure comprimée	Diagonale tendue	Diagonale comprimée	Semelle supérieure	Semelle inférieure	Ame	Semelle supérieure	Semelle Inférieure
52+939		Traction	235	266*(13%)								
		Compression	207		322*(56%)							
		Cisaillement	135							93		
		Flexion	235			249*(7%)	275*(17%)	225	225		141	141
107+373		Traction	235	263 (12%)								
		Compression	216		271*(25%)							
		Cisaillement	135							112		
		Flexion	235			263*(12%)	294*(25%)	211	249*(6%)		174	174
196+706		Traction	235	187								
		Compression	217		234*(8%)							
		Cisaillement	135							106		
		Flexion	235				299*(27%)	231	228		199	199

*Dépassements de contraintes limites

Tableau 4-3 : Efforts dans les assemblages des ouvrages

Ouvrage PK	Nature de l'ouvrage	Type de solicitation	Contraintes limites	Assemblage poutre - entretoise			Assemblage entretoise - longeron		
				Semelle supérieure	Semelle inférieure	Ame	Semelle supérieure	Semelle inférieure	Ame
52+939		Cisaillement Pression latérale	200 864	188 666	188 666	209 754	300* 452	300 452	210 956
107+373		Cisaillement Pression latérale	200 864	206* 677	197 651	-	411* 612	411* 612	241 795
196+706		Cisaillement Pression latérale	200 864	138 506	-	-	279* 629	279* 629	243* 1000

*dépassements des contraintes limites

4.4.2. Selon Eurocode 3 partie 1-1

Selon Eurocode3 (2005a), la vérification des barres fléchies et comprimées comportera la vérification de la résistance et de la stabilité.

Il convient de vérifier que les barres soumises à la combinaison de flexion et de compression axiales satisfont les conditions suivantes :

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_y \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}} \leq 1 \quad (4-5)$$

Où:

$N_{Ed}, M_{y,Ed}$	Valeurs de calcul des efforts maximaux dans la diagonale
$N_{Rk}, M_{y,Rk}$	Valeurs caractéristiques de la résistance à la compression et de la résistance à la flexion
χ_y	Facteur de réduction du flambement par flexion
k_y	Facteur d'interaction
γ_{M1}	Coefficient partiel pour résistance des barres aux instabilités

Avec:

$$k_y = C_{my} \left(1 + \left(\bar{\lambda}_y - 0.2 \right) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \quad (4-6)$$

Où:

C_{my}	Facteur de moment uniforme
$\bar{\lambda}_y$	Elancement réduit

Tableau 4-4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux pour aciers anciens [SB-D4.6, 2007]

Limite d'élasticité	220 MPa
Résistance à la traction	320 MPa
Module d'élasticité longitudinal	200000 MPa
Module d'élasticité transversal	7700 MPa
Coefficient partiel de sécurité	
– Pour la charge permanente	1.35
– Pour la charge ferroviaire	1.45
Valeurs caractéristiques de résistance à la fatigue	
– Catégorie de détails de construction	71N/mm ²
– Limite de fatigue	52 N/mm ²
Coefficient de charge pour la fatigue	1
Coefficient de résistance pour la fatigue	1.2

Tableau 4-5 : Efforts dans les différents éléments des ouvrages [EUROCODE-3, 2005a]

Ouvrage PK	Nature de l'ouvrage	Type de solicitation	Efforts Résistants	Poutre				Entretoise		Longeron	
				Membrure tendue	Membrure comprimée	Diagonale tendue	Diagonale comprimée	Semelle supérieure	Semelle inférieure	Semelle supérieure	Semelle inférieure
52+939		Traction	1.725	1553							
		Compression	1.374		1649						
		Flexion	1.078					806			
			954						806		
		Flexion	265							210	
			233								210
107+373		Traction	1976	2097							
		Compression	2174		2346						
		Flexion	845					782			
			998						782		
		Flexion	230							207	
			198								207
196+706		Traction	3.727	3.368							
		Compression	3.647		3236						
		Flexion	384					334			
			350						334		
		Flexion	185							165	
			165								165

4.5. Vérification de la sécurité à la fatigue

La fatigue est un cas spécifique d'endommagement qui revêt une grande importance pour l'évaluation des ponts existants. La fatigue est un élément essentiel d'hierarchisation des ponts éligibles aux interventions de réparation ou de remplacement et un outil primordial pour que les propriétaires de ponts mettent en œuvre leur politique de gestion. Le calcul de la fatigue est mené avec les normes SIA161 (1979) et la partie 1-9 de l'Eurocode3 (2005b).

4.5.1. Selon SIA 161 version 1979

L'évaluation de la sécurité à la fatigue des structures rivetées est déterminée par le rapport de sécurité μ_{fat} . Les détails de construction les plus critiques ont le rapport de sécurité le plus faible. Le niveau de sécurité est exprimé comme suit [Helmerich et al., 2007] et [SIA161, 1979]

$$\mu_{fat} = \frac{\Delta\sigma_c / \gamma_R}{\Delta\sigma_e} \quad (4-7)$$

$$\Delta\sigma_e = \alpha (|\sigma_{max} - \sigma_{min}|) \quad (4-8)$$

Où:

μ_{fat}	Rapport de sécurité à la fatigue
$\Delta\sigma_c$	Résistance à la fatigue pour la catégorie de détails D correspondant au fer puddlé et aux aciers anciens selon SIA161, (1979), définie à $2 \cdot 10^6$ cycles de contraintes selon Figure 1-10.
$\Delta\sigma_e$	Différence de contrainte équivalente correspondant à $2 \cdot 10^6$ cycles de contraintes
γ_R	Facteur de résistance pour la vérification à la fatigue, vaut généralement 1.25 [SIA161, 1979]
α	Facteur de correction correspondant à $2 \cdot 10^6$ cycles de contraintes [SIA161, 1979]
$\sigma_{max}, \sigma_{min}$	Contraintes extrêmes, calculées sous l'effet de la charge de fatigue placée dans les positions les plus défavorables

Les résultats de l'indice de sécurité à la fatigue des différents ponts étudiés sont résumés dans Tableau 4-6.

Tableau 4-6 : Indices de sécurité à la fatigue [SIA161, 1979]

Ouvrages PK	Diagramme de charge	Poutre principale	Entretoise	Longeron
PK 52+939	A B	0.45 0.82	0.38 0.52	0.42 0.55
PK 107+373	A B	0.47 0.80	0.38 0.71	0.38 0.53
PK 196+706	A B	0.59 0.86	0.37 0.53	0.31 0.45

Le calcul a montré que la fatigue est prédominante en terme de sécurité structurale des ponts rivetés, les entretoises et longerons sont le plus touchés par ce phénomène. Les indices de sécurité les plus faibles ($\mu_{fat} < 1$) (Tableau 4-) prouvent que tous les éléments rivetés ne satisfont pas la vérification à la fatigue pour les deux diagrammes de charge.

Selon les rapports d'inspection [SNTF, 1889] sur site, aucune fissure (type fissure de fatigue) n'a été constatée et aucun des éléments n'a subi de ruptures spontanées. au contraires, ils sont en général conservés dans leur état d'origine. Par conséquent, le recours à des modèles affinés ou une approche probabiliste s'avèrent plus que nécessaire pour prendre des mesures fiables.

4.5.2. Selon Eurocode 3 partie 1-9

S'agissant de la vérification de la sécurité à la fatigue, la partie 9 de l'Eurocode 3 consiste à montrer que la différence de contraintes équivalentes $\Delta\sigma_{E,2}$ ne dépasse pas la résistance à la fatigue $\Delta\sigma_c$ de la catégorie de détail correspondante divisé par le facteur γ_{Ff} :

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad (4-9)$$

$$\mu_{fat} = \frac{\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ef} \Delta\sigma_{E,2}} \quad (4-10)$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda (|\sigma_{max} - \sigma_{min}|) \quad (4-11)$$

Où :

γ_{Ef}	Coefficient de sécurité partiel pour la charge de fatigue : $\gamma_{Ff} = 1$
$\Delta\sigma_{E,2}$	Différence de contraintes équivalentes, correspondant à 2.10^6 cycles de contraintes
$\Delta\sigma_c$	Résistance à la fatigue pour la catégorie de détails définie à 2.10^6 cycles de contraintes selon Figure 1-8.
γ_{Mf}	Coefficient partiel de sécurité pour la résistance à la fatigue : $\gamma_{Mf} = 1.2$
μ_{fat}	Ratio de sécurité à la fatigue
λ	Facteur de correction
$\sigma_{max}, \sigma_{min}$	Contraintes extrêmes, calculées sous l'effet de la charge de fatigue placée dans les positions les plus défavorables

Le facteur de correction λ compare l'effet de fatigue des modèles de trafic avec celui de la charge de fatigue. Il est fonction des paramètres suivants : composition et volume du trafic, géométrie des charges, portée des travées et durée de vie de service.

Les résultats de l'indice de sécurité à la fatigue des différents ponts étudiés sont résumés dans Tableau 4-5. Les éléments de ponts montrent des dépassements de résistance de fatigue et correspondent à des indices de sécurité de fatigue inférieurs à 1 pour le modèle de charge UIC 71. Les indices de sécurité de fatigue concernant le schéma "train marchandise futur" sont convenables, hormis dans les éléments longerons.

Tableau 4-5 : Indices de sécurité à la fatigue [EUROCODE-3, 2005b]

Ouvrages PK	Diagramme de charge	Poutres principales	Entretoises	Longerons
PK 52+939	A B	0.66 1.15	0.66 0.96	0.38 0.52
PK 107+373	A B	0.66 1.12	0.63 0.99	0.36 0.52
PK 196+706	A B	0.85 1.2	0.71 1.09	0.47 0.56

4.6. Conclusion

Au vu des résultats d'analyse structurale issus de la norme SIA161 (1979), les éléments de ponts (membrures et diagonales comprimées des poutres latérales en treillis en plus des assemblages entretoise-longeron) ont subi des dépassements importants et la décision émise à l'époque était donc de classer les ponts 52 +939 et 107+373 comme des structures déficientes, nécessitant une remise en état immédiate selon le schéma de charge "train réel marchandise futur" ou un remplacement du tablier dans une période n'excédant pas 5 années avec réduction de la vitesse selon le diagramme de charge UIC 71.

L'application du code de calcul moderne, en l'occurrence l'EUROCODE-3 (2005a), a permis aussi de constater des dépassements des efforts limites de certains éléments de ponts mais avec des écarts beaucoup moins importants. Cela dit, la philosophie de l'EUROCODE-3 (2005a) est basée sur une approche moins conservatrice que le concept contenu dans la norme SIA161 (1979).

En ce sens, la vérification à la fatigue a révélé des indices de sécurité faibles et ne satisfait pas les exigences à la fatigue de la norme SIA161 (1979) pour les deux configurations de charges. En revanche, l'application de la partie 1-9 de l'EUROCODE-3 (2005b) montre que la justification de la fatigue des éléments de ponts ne satisfait pas le cas de charge UIC71, seulement. Tout compte fait, malgré les dépassements de contraintes observés en termes de fatigue, aucune fissure ou rupture brutale due à ce phénomène n'a été signalée [SNTF, 1889] à ce jour. D'où — encore une fois — le recours à une approche probabiliste pour prendre des mesures adéquates s'avère plus que nécessaire.

Chapitre 5 : Bases de conception fiabiliste

5.1. Introduction

L'aspect pertinent de l'analyse de fiabilité est la définition de l'indice de fiabilité cible et/ou la probabilité de défaillance acceptable et les incertitudes des variables. Les indices de fiabilité cible proposés par l'Organisation Internationale de Normalisation (ISO), le Comité Mixte de la sécurité des Structures (JCSS) et la norme Européenne (EN) sont traités dans ce chapitre. Les incertitudes relatives à la modélisation stochastique, aux caractéristiques de matériaux, aux propriétés géométriques et aux modèles de charge sont aussi examinées. En ce qui concerne la modélisation probabiliste, l'accent est mis sur les structures en acier et la charge du train.

5.2. Fiabilité cible

La conception basée sur la performance est principalement associée aux dangers naturels et accidentels. La conception structurale repose sur le concept d'états limites. Une conception aux états limites définit un état physique de la structure pouvant être associé à des conséquences importantes, telles qu'une perte de fonctionnalité ou un effondrement de la structure. Une conception aux états limites vise à assurer que la structure construite aura une capacité de résistance et de ductilité suffisante pour satisfaire les exigences associées à chaque événement limite avec une probabilité de défaillance acceptable, P_{f0} ou, de manière équivalente, l'indice de fiabilité cible associé, β . Les valeurs cibles, P_f ou β proposées dépendent du caractère globale ou locale de la défaillance, si elle peut se produire avec ou sans avertissement et de la gravité des conséquences potentielles d'une défaillance [Diamantidis et Bazzurro, 2007].

ISO-2394 (1998) fournit des valeurs d'indices de fiabilité cibles pour la durée de vie d'un an, associées à différents coûts relatifs de mesures de sécurité et de conséquences en cas de défaillance (Tableau 5-1).

Tableau 5-1 : Indice de fiabilité cible selon, ISO 2392, (1998) période de référence de 1 an

Coût relatif de mesure de sécurité	Conséquence de défaillance			
	Faible	Peu	Modérée	Élevée
Élevé	0	1.5	2.3	3.1
Modéré	1.3	2.3	3.1	3.8
Faible	2.3	3.1	3.8	4.3

L'utilisation de cette table (Tableau 5-1) peut être illustrée comme suit [Jeppsson, 2003] :

- A l'état limite de service, la sécurité cible peut être égale à 0 si l'état limite est réversible et que le coût de la prévention est élevé.
- A l'état limite de service, la sécurité cible est de 1,5 si l'état limite est irréversible et que le coût de la prévention est élevé.
- Un indice de sécurité cible de 2,3 peut être utilisé pour la fatigue s'il est possible d'inspecter les détails.
- Si l'inspection n'est pas possible, un indice de sécurité cible plus élevé doit être utilisé, une valeur de 3,1 est suggérée.
- A l'état limite ultime, les valeurs 3.1, 3.8 ou 4.3 peuvent être utilisées en fonction des classes de sécurité.

Le JCSS-1 (2001) a proposé des valeurs de fiabilité cibles pour les structures nouvelles liées à une période de référence d'un an et aux états limites ultimes (Tableau 5-2)

Tableau 5-2 : Indice de fiabilité cible β lié à une période de référence d'un an et aux états limites ultimes selon [JCSS-1, 2001]

Coût relatif de mesure de sécurité	Conséquence de défaillance		
	Faible	Moyenne	Élevée
Elevé (A)	$\beta=3.1$	$\beta=3.3$	$\beta=3.7$
Normal (B)	$\beta=3.7$	$\beta=4.2$	$\beta=4.4$
Faible(C)	$\beta=4.2$	$\beta=4.4$	$\beta=4.7$

Une classification en catégories de conséquences de défaillance est basée sur le rapport ρ défini comme le rapport entre les coûts totaux (les coûts de construction et les coûts de défaillance) et les coûts de construction.

Une structure peut être affectée à la classe de conséquences "faible" si la valeur de ρ est inférieure à 2 (structures agricoles, silos, mâts, par exemple). Si la valeur de ρ est comprise entre 2 et 5 et le risque de perte de vies humaines en cas de défaillance est modéré ou de conséquences économiques considérables, la structure peut être affectée à la classe de conséquences "moyenne" (bâtiments résidentiels, bureaux, par exemple). Si la valeur de ρ est comprise entre 5 et 10 et si le risque pour les vies humaines est élevé, la structure est affectée à la classe de conséquences "élevée" (ponts, tribunes, hôpitaux, par exemple).

Il faut savoir aussi que les conséquences de défaillance dépendent également du mode de défaillance telles que la défaillance ductile avec ou sans réserve de capacité et la défaillance fragile.

Il existe une volonté d'accepter des probabilités plus faibles pour les structures existantes par rapport aux nouvelles, du fait également que les coûts pour atteindre un niveau de fiabilité supérieur sont généralement élevés par rapport aux structures en cours de conception. Les valeurs cibles associées (période de référence d'un an) sont présentées dans le Tableau 5-3 et sont dérivées des valeurs cibles provisoires données pour les nouvelles structures (Tableau 5-2). Les valeurs sont obtenues en diminuant de 0,5 les valeurs pour les nouvelles structures [Diamantidis, 2009; Vrouwenvelder, 2002].

Tableau 5-3 : Indice de fiabilité cible des structures existantes basé sur [JCSS-1, 2001]

Coût relatif de mesure de sécurité	Conséquence de défaillance		
	Faible	Moyenne	Elevée
Large (A)	$\beta=2.6$	$\beta=2.8$	$\beta=3.2$
Normal (B)	$\beta=3.1$	$\beta=3.3$	$\beta=3.7$
Faible(C)	$\beta=3.7$	$\beta=4.2$	$\beta=4.4$

Concernant l'état limite de service, JCSS-1 (2001) différencie entre l'état limite réversible et l'état limite irréversible. Les indices de fiabilité cibles provisoires pour une durée de référence de 1 an sont présentés dans le Tableau 5-4 pour le cas d'état limite irréversible.

Tableau 5-4 : Indices de fiabilité cibles liés à une période d'un an et à l'ELS irréversibles

Coût relatif de la mesure de sécurité	Indices de fiabilité
Élevé	1.3
Normal	1.7
Faible	2.3

De la même manière que dans JCSS-1 (2001), l'indice de fiabilité dans l'EUROCODE (2006) comporte 3 niveaux. Ces niveaux sont appelés classes de fiabilité (RC) associées aux classes de conséquences (CC) au lieu de classes de sécurité (Tableau 5-5).

Tableau 5-5 : Valeurs minimales recommandées de l'indice de sécurité β à l'état limite ultime

Classe de fiabilité	Durée de référence 1 an	Durée de référence 50 ans
RC1 (CC1)	4.2	3.3
RC2 (CC2)	4.7	3.8
RC3 (CC3)	5.2	4.3

Le Tableau 5-6 présente des valeurs cibles de l'indice de fiabilité β pour différentes situations de projet, et pour des durées de référence de 1 an et de 50 ans. Les valeurs de β dans le Tableau 5-6 correspondent à des niveaux de sécurité pour des éléments structuraux de classe de fiabilité RC2 [EUROCODE, 2006].

Tableau 5-6 : Indice de fiabilité β pour des éléments structuraux de type RC2

Etat limite	1 an	50 ans
Ultime	4.7	3.8
Fatigue		1.5 à 3.8
Aptitude au service (irréversible)	2.9	1.5

Les niveaux de fiabilité cibles recommandés dans différents codes et directives nationaux et internationaux (Eurocode, ISO, JCSS, etc.), à utiliser dans la conception et l'évaluation des ponts, sont présentés dans le Tableau 5-7 [Casas et Wisniewski, 2013]. Les valeurs indiquées correspondent aux conséquences modérées de défaillance et la période de référence de 1 an.

Tableau 5-7 : Valeurs cibles de l'indice de fiabilité à l'ELU, conséquences modérées de défaillance et période de référence d'un an proposée par différents pays

	Canada	USA	Eurocode	JCSS	Danemark	ISO
Conception	3.75	4.72	4.7	4.2	4.2	4.7
Existant	3.25	3.03	-	-	4.2	4.7

5.3. Analyse des variables et des incertitudes

5.3.1. Modèles de charges

5.3.1.1. Poids propre

Le poids volumique et les dimensions de l'élément structural sont supposés avoir des distributions gaussiennes. Pour simplifier les calculs, le poids propre, G , peut approximativement être supposé avoir une distribution Gaussienne voir *Tableau 5-8* [JCSS-2, 2001].

Tableau 5-8 : Valeur moyenne et coefficient de variation du poids volumique de l'acier

Paramètres	Sym.	Unité	distribution	Moyenne	Coef. de variation
Poids volumique	γ	kN/m ³	normale	77	< 0.01

Dans la plupart des cas, on peut supposer que les valeurs moyennes des dimensions sont égales aux valeurs nominales, c'est-à-dire aux dimensions indiquées dans le dessin, dans les descriptions, etc. La valeur moyenne du volume, V , des éléments de structure est calculée directement à partir de la moyenne des valeurs des dimensions. Les moyennes et les écarts types sont donnés dans le *Tableau 5-9* [JCSS-2, 2001].

Tableau 5-9 : Valeurs moyennes et écarts types des dimensions de la section transversale

Paramètres	Sym.	Unité	distribution	Moyenne	Ecart type
Aire de la section	A			A_{nom}	$0.04 A_{nom}$
Epaisseur plaque	t			t_{nom}	$0.02 t_{nom}$

Les données statistiques des aciéries Canadiennes pour la variation des caractéristiques géométriques de la section transversale sont données dans le *Tableau 5-10* [Kennedy et Aly, 1980].

Tableau 5-10 : les paramètres statistiques de variation des propriétés géométriques des profilés laminés à chaud [Kennedy et Aly, 1980]

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Biais	Coef. de variation
Largeur de la semelle	b			1.005	0.0135
Epaisseur de la semelle	t_f			0.979	0.0417
Epaisseur de l'âme	t_w		lognormale	1.017	0.0384
Hauteur entre semelles	d		lognormale	1.000	0.0009-0.0030
Aire de la section	A		lognormale	0.990	0.033
Moment d'inertie /y	I_y		lognormale	1.000	0.058
Moment d'inertie /z	I_z			0.990	0.033
Module de flexion élastique /y	$W_{el,y}$			0.990	0.049
Module de flexion élastique /z	$W_{el,z}$		lognormale	0.990	0.021
Module de flexion plastique /y	$W_{pl,y}$			0.990	0.048
Module de flexion plastique /z	$W_{pl,z}$		lognormale	0.990	0.038
Rayon de giration	r		lognormale	1.000	0.023
Moment d'inertie de torsion	I_t		lognormale	0.960	0.100

[Kennedy et Aly, 1980] propose des facteurs géométriques liés à des propriétés statistiques (Tableau 5-11).

Tableau 5-11 : Paramètres statistiques des propriétés géométriques

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Biais	Coef. de variation
Aire de la section	A		normale	0.99	0.021
Module de résistance élastique	$W_{el,z}$		normale	0.99	0.021
Module de résistance plastique	$W_{pl,z}$		normale	0.99	0.038

Les paramètres statistiques des charges dues au poids propre des superstructures considérés dans l'étude de Wisniewski et al. (2009) sont résumés dans le Tableau 5-12

Tableau 5-12 : Paramètres statistiques du poids propre des superstructures.

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Moyenne	Coef. de variation
Poids propre additionnel (ballast)	G_{ab}	kN/ml	normale	nominale	0.10
Poids propre additionnel (voie ferrée)	G_{at}	kN/ml	normale	nominale	0.10

5.3.1.2. Charges ferroviaires

Les valeurs des charges de trafic ferroviaire sont obtenues à partir du modèle de charge des trains UIC 71-702 en considérant que l'effet combiné de la charge par essieu caractéristique (250 kN) et de la charge répartie (80 kN/m) correspondent au 98% fractile de la fonction de densité de probabilité de la charge ferroviaire, en supposant une distribution normale. Compte tenu de cette hypothèse, la valeur moyenne des charges à l'essieu et de la charge répartie est respectivement de 207 kN et 63,4 kN/m (Tableau 5-13) [Wisniewski et al., 2009].

Tableau 5-13 Variables aléatoires des charges ferroviaires UIC 71-702

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Moyenne	Coef. de variation
Charge ferroviaire concentrée	Q_c	kN/ml	normale	64.69	0.10
Charge ferroviaire distribuée	Q_d	kN/ml	normale	31.7	0.10
Facteur d'impact dynamique			normale	1.25	0.50

5.3.2. Modèles de résistances

D'après [JCSS-3, 2000; Vrouwenvelder, 2002], la limite élastique des structures en acier peut être décrite par une distribution lognormale avec un coefficient de variation égal à 0.07 et une moyenne donnée par :

$$E[f_y] = f_{yn} \alpha e^{-uv} - C \quad (5-1)$$

Où :

f_{yn}	Résistance nominale
α	Facteur de position spatiale ($\alpha = 1,05$ pour les âmes de sections laminées à chaud et $\alpha = 1$ sinon)
u	Facteur lié au fractile de la distribution utilisée qui correspond à la valeur nominale et se situe normalement dans l'intervalle -2.0 et -1.5
C	Constante réduisant la limite d'élasticité obtenue à partir des essais d'aciérie habituels à la limite élastique statique. Selon JCSS C peut être prise à 20 MPa
B	Facteur se situe dans l'intervalle 1.1 et 1.5 selon le type d'acier considéré [JCSS-3, 2000].

Un résumé de variables aléatoires, leurs distributions de probabilité et les paramètres est présenté dans le Tableau 5-14.

Tableau 5-14: Paramètres statistiques des propriétés du matériau

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Moyenne	Coef.de variation
Limite d'élasticité	f_y	MPa	lognormale	$E[f_y]$	0.07
Résistance à la traction	f_u	MPa	lognormale	$B. E[f_u]$	0.04
Module d'élasticité	E	MPa	lognormale	E_{sp}	0.03
Coefficient de poisson	ν		lognormale	ν_{sp}	0.03
Déformation ultime	ε_u		lognormale	ε_{sp}	0.06

Les données statistiques de résistance relatives aux structures en acier rapportées par [Ravindra et Galambos, 1978], récapitulées dans le Tableau 5-15 ont été obtenues à partir de la littérature et proviennent d'une série d'articles et de rapports de recherche.

Tableau 5-15 : Propriétés statistiques du matériau [Ravindra et Galambos, 1978]

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Biais	Coef. de variation
Limite élastique, semelle	f_y	MPa		1.05	0.10
Limite élastique, âme	f_y	MPa		1.10	0.11
Résistance à la traction	f_u	MPa		1.10	0.11
Module d'élasticité	E	MPa		1.00	0.06
Coefficient de poisson	ν	-		0.3	0.03
Cisaillement	$f_v/\sqrt{3}$	MPa		1.11	0.10

La propriété de résistance la plus importante utilisée pour déterminer la capacité d'un élément structural est la limite d'élasticité. Les résultats des essais effectués dans les aciéries Canadiennes sur les profilés laminés à chaud indiquent que la différence entre la limite d'élasticité de la semelle et celle de l'âme est de 4 à 7% (Tableau 5-16) [Kennedy et Aly, 1980].

Tableau 5-16 : Paramètres statistiques de variation des propriétés du matériau

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Biais	Coef. de variation
Limite d'élasticité, semelle	f_y		lognormale	1.05	0.065
Limite d'élasticité, âme	f_y		lognormale	1.07	0.065
Module d'élasticité	E		lognormale	1.00	0.019

5.3.3. Modèles d'incertitudes

La résistance (R) est définie comme le produit de la résistance nominale (R_n) et les facteurs tenant compte de l'incertitude de géométrie (G), matériau (M) et l'incertitude du modèle (P). Ainsi le modèle mathématique de résistance est de la forme :

$$R = R_n M F P \quad (5-2)$$

En considérant les facteurs M , F et P indépendants et normalement distribués, la valeur moyenne de R et son coefficient de variation sont donnés par :

$$\mu_R = R_n \mu_M \mu_F \mu_P \quad (5-3)$$

$$V_R = \left(V_M^2 + V_F^2 + V_P^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5-4)$$

Le modèle probabiliste du facteur P est généralement obtenu en comparant les résultats expérimentaux avec les valeurs prédites par le modèle en utilisant la géométrie et les propriétés de matériaux réels.

[Wisniewski et al., 2009] propose de prendre $\mu_P = 1$ pour la valeur moyenne et un coefficient de variation de seulement plusieurs pour cent, si des modèles de calcul avancés sont utilisés. Pour les modèles simples et conservateurs, la valeur moyenne est supérieure à 1 et le coefficient de variation peut atteindre 10 à 20%.

Les Tableaux 5-10 et 5-11 présentent les incertitudes des modèles de résistance et de l'effet de la charge recommandées par JCSS-3 (2000).

Tableau 5-17 : Modèle probabiliste recommandé pour les incertitudes du modèle de l'effet de la charge

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Moyenne	Coef. de variation
Moment fléchissant		MNm	lognormale	1.0	0.10
Forces axiales		MN	lognormale	1.0	0.05
Effort tranchant		MN	lognormale	1.0	0.10

Tableau 5-18 : Modèle probabiliste recommandé pour les incertitudes du modèle de résistance

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Moyenne	Coef. de variation
Moment fléchissant		MNm	lognormale	1.0	0.05
Effort tranchant		MN	lognormale	1.0	0.05

Les données relatives aux incertitudes de résistance et de l'effet de charge rapportées dans les Tableaux 5-19 et 5-20 respectivement ont été extraites d'une série d'articles et de rapports de recherche [Ravindra et Galambos, 1978].

Tableau 5-19 : Incertitudes du modèle de l'effet de charge

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Biais	Coef. de variation
Elément tendu, élasticité		MN		1.00	0
Moment uniforme		MNm		1.02	0.06

Tableau 5-20 : Incertitudes du modèle de résistance

Paramètres	Sym.	Unité	Distribution	Biais	Coef. de variation
Elément tendu, élasticité		MN		1.05	0.11
Elément tendu, rupture		MN		1.10	0.11
Moment uniforme		MNm		1.07	0.13

Chapitre 6 : Théorie de la fiabilité

6.1. Introduction

"La sécurité d'une structure existante est une question de décision plutôt que de science. La théorie de la fiabilité est un outil et une base rationnelle pour préparer de telles décisions". [Schneider, 2006].

La fiabilité est définie comme la probabilité qu'un élément ou une structure accomplisse une fonction requise pour une période spécifiée, dans des conditions définies. La probabilité de défaillance est notée P_f . Au vu de cette définition, la fiabilité est le complément de la probabilité de défaillance P_f .

$$fiabilité = 1 - P_f$$

Contrairement à la sécurité, la fiabilité est mesurable, c'est-à-dire quantifiable. Le manque de fiabilité implique qu'une condition, avec une certaine probabilité, ne sera pas remplie : par exemple, une structure ne s'effondre pas, ou les flèches existantes ne dépassent pas les valeurs admissibles, ou les barres d'acier ne se rouillent pas prématurément, etc.

La théorie de la fiabilité structurale considère toutes les variables de base comme des valeurs aléatoires ayant des types appropriés de distribution de probabilité. Différents types de distributions doivent être pris en compte pour les actions, les propriétés des matériaux et les données géométriques. De plus, les incertitudes de modèle des actions et de modèles de résistance doivent être pris en considération.

6.2. Notions de performance structurale

On appelle performance structurale, la capacité de la structure à remplir les exigences pour lesquelles elle est conçue et exploitée. On répartit ces exigences de performance en trois catégories :

- La sécurité structurale, qui assure la résistance de la structure aux actions prévues en situation normale ainsi que sa robustesse en situation exceptionnelle ;
- L'aptitude au service, qui assure le maintien de l'exploitation de la structure ;
- La durabilité, qui décrit l'aptitude de la structure à demeurer en état d'accomplir ses performances de sécurité structurale et d'aptitude au service dans des conditions données d'utilisation et de maintenance sur une durée de service définie.

La mesure de la performance structurale vise à quantifier l'écart entre les modes de fonctionnement acceptables de la structure et les modes de fonctionnement à éviter, en fonction des caractéristiques de résistance de la structure et des actions susceptibles de conduire à sa ruine.

6.3. Méthodes d'évaluation de la performance

6.3.1. Approche déterministe

Jusqu'au XIX^e siècle, les règles de construction reposaient sur l'empirisme et l'expérience. Le principe de sécurité adopté était celui dit des contraintes admissibles. Le principe des contraintes admissibles consiste à s'assurer que la contrainte maximale σ , calculée en une section donnée sous une combinaison d'actions défavorables, reste inférieure à une contrainte dite admissible σ_{adm} . La valeur de la contrainte admissible est déterminée par le rapport de la contrainte de ruine σ_{rupt} du matériau sur un coefficient de sécurité K fixé de manière conventionnelle :

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rupt}}{K} \quad (6-1)$$

Ce principe présente l'avantage d'être facile à mettre en œuvre mais il reste insuffisant. En effet, il ne permet pas de prendre en compte la dispersion de chacun des paramètres intervenant dans le calcul puisqu'un même coefficient leur est affecté, ce qui peut conduire à des surdimensionnements. D'autre part, la vérification en contraintes n'est pas le seul critère intervenant dans l'évaluation de la sécurité d'une construction.

6.3.2. Approche semi-probabiliste

On appelle approche semi-probabiliste la méthode reposant sur les notions d'état limite et de coefficients partiels de sécurité. C'est cette méthode que l'on retrouve dans de nombreux règlements, notamment les Eurocodes. Le mode de fonctionnement de la structure est décrit par un état limite liant résistance des matériaux et sollicitations imposées à la structure, sous la forme :

$$R > S \quad (6-2)$$

On distingue deux types d'état limite :

- Etat limite ultime, pour un mode de fonctionnement extrême de la structure ;
- Etat limite de service, si la structure est inapte au service mais réparable.

On évalue la dispersion de certains paramètres à partir d'études statistiques que l'on intègre sous forme de valeur caractéristique. On retient généralement comme valeur caractéristique un fractile de la distribution de l'échantillon mesuré, c'est-à-dire une valeur telle qu'une part donnée de l'échantillon soit supérieure à cette valeur. Lorsque la dispersion peut être négligée, les valeurs caractéristiques peuvent être évaluées de manière déterministe.

Les incertitudes qui ne sont pas prises en compte sont intégrées dans des coefficients partiels de sécurité qui minorent les valeurs caractéristiques des résistances R_k et majorent celles des sollicitations S_k en introduisant des valeurs de calcul R_d et S_d :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad \text{et} \quad S_d = \gamma_S S_k \quad (6-3)$$

L'approche semi-probabiliste consiste alors à s'assurer que ces valeurs de calcul R_d et S_d respectent la marge de sécurité définie par l'état limite :

$$\frac{R_k}{\gamma_R} = R_d \geq S_d = \gamma_S S_k \quad (6-4)$$

6.4. Facteurs de sécurité et valeurs caractéristiques

La plupart des règlements en vigueur pour le génie civil utilisent les notions de facteurs de sécurité et de valeurs caractéristiques. Les valeurs caractéristiques sont généralement des fractiles supérieur ou inférieur pour l'effet de charge et de la résistance, respectivement. Les valeurs caractéristiques typiques de la résistance, par exemple, de la limite élastique d'une barre d'acier sont les fractiles à 5%. Cela signifie que 95% des barres auront une limite d'élasticité supérieure à cette valeur. Il y a donc une probabilité de 5% pour que certaines barres aient une valeur plus faible (Figure 6-1) [Melchers et Beck, 2018]. La Figure 6-1 illustre une distribution de la résistance caractéristique d'un matériau.

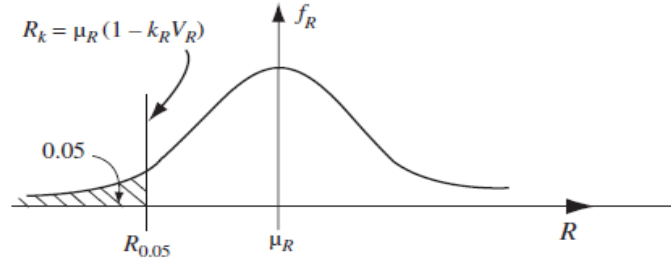


Figure 6-1 : définition de la résistance caractéristique

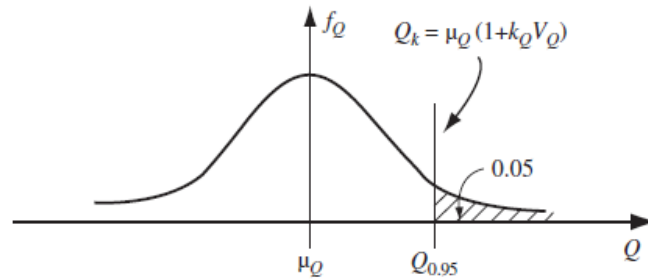


Figure 6-2 : définition de la valeur caractéristique de la charge

A partir de la Figure 6-1, il est possible de déduire la valeur caractéristique :

$$R_k = \mu_R (1 - k_R V_R) \quad (6-5)$$

Où R_k est la résistance caractéristique, μ_R est la résistance moyenne de R , V_R est le coefficient de variation de résistance et k_R est un facteur dépendant du type de distribution supposé pour R . Pour une distribution normale, la valeur de k_R représentant un fractile de 0.05 est donnée par :

$$0.05 = \Phi \left(-\frac{R_k - \mu_R}{\sigma_R} \right) \quad (6-6)$$

$$k_R = -\Phi^{-1}(0.05) \quad (6-7)$$

$$k_R = 1.164 \quad (6-8)$$

La valeur caractéristique de la charge est donnée de manière analogue par :

$$S_K = \mu_S (1 + k_S V_S) \quad (6-9)$$

Où S_K est la valeur moyenne de l'effet de charge, μ_S est la moyenne de l'effet de charge, V_S est le coefficient de variation de S et k_S est le facteur dépendant du type de distribution supposée pour S . Si les valeurs caractéristiques sont définies comme, par exemple, ne dépassant pas 95% l'effet de la charge appliquée et que S est distribuée normalement, alors $k_S = 1.164$ (Figure 6-2) [Melchers et Beck, 2018].

6.5. Approche probabiliste de la fiabilité

6.5.2. Notions de base

La théorie de la fiabilité permet d'évaluer une probabilité de défaillance et de considérer les incertitudes inhérentes aux différentes variables. L'approche probabiliste consiste à comparer, pour un élément de structure donné, la sollicitation appliquée S avec la variable de résistance R . Le critère lié à l'état limite se traduit par l'inégalité suivante [Melchers et Beck, 2018].

$$R \leq S \quad (6-10)$$

La ruine de l'élément étant liée au dépassement de cet état limite, la probabilité P_f de l'événement $(R - S)$ caractérise le niveau de fiabilité de l'élément par rapport à l'état limite considéré :

$$P_f = P(R - S) \quad (6-11)$$

Supposons que les variables R et S soient des variables aléatoires admettant respectivement les densités $f_R(r)$ et $f_S(s)$. Si ces variables sont indépendantes, la fonction de densité conjointe $f_{RS}(r, s)$ s'exprime par :

$$f_{RS}(r, s) = f_R(r) f_S(s) \quad (6-12)$$

La probabilité de défaillance devient :

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \iint_D f_{RS}(r, s) dr ds \quad (6-13)$$

Où D est le domaine de défaillance, c'est-à-dire que l'ensemble des couples (r, s) sont tel que $r < s$.

En supposant que R et S sont des variables aléatoires statistiquement indépendantes et normalement distribuées, la marge de sécurité $M = R - S$ est également normalement distribuée. Dans ce cas, toutes les variables peuvent être introduites seulement par leur moyenne et leur écart type.

$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (6-14)$$

$$V_M = \sigma_M^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (6-15)$$

La probabilité de défaillance est alors donnée par :

$$\begin{aligned} P_f &= P(R - S \leq 0) = P(M \leq 0) \\ &= F_M(0) \end{aligned} \quad (6-16)$$

Où $F_M(0)$ est la fonction de répartition de la variable M . Puisqu'il s'agit d'une variable normale, il s'en suit :

$$P_f = F_M(0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}\right) \quad (6-17)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (6-18)$$

Avec Φ fonction de répartition d'une variable normale centrée réduite (moyenne nulle et écart type unitaire). Le terme :

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (6-19)$$

est appelé indice de fiabilité. Cet indice est l'inverse du coefficient de variation de la variable M (Figure 6-3).

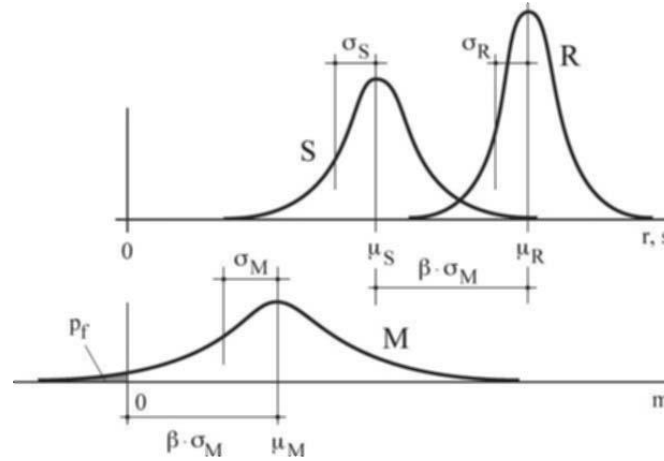


Figure 6-3 : Probabilité de défaillance et indice de fiabilité [Schneider, 2006]

6.5.3. Représentation sous forme de densité de probabilité conjointe

La Figure 6-4 donne une représentation différente du problème linéaire à deux variables normales $M = R - S$. La densité de probabilité conjointe bidimensionnelle est représentée sous forme d'une bosse. Son volume est 1 et les contours sont des courbes concentriques. Sur la Figure 6-4, les variables R et S sont représentées sous forme de fonctions de densité de probabilité marginale sur les axes r et s . L'équation d'état limite $M = R - S = 0$ sépare la région de sécurité de la région de défaillance en divisant la bosse volumétrique en deux parties. Le volume de la pièce découpée est défini par $s > r$ correspondant à la probabilité de défaillance. Le point de performance (r^*, s^*) se situe sur cette droite où la densité de probabilité conjointe est la plus grande.

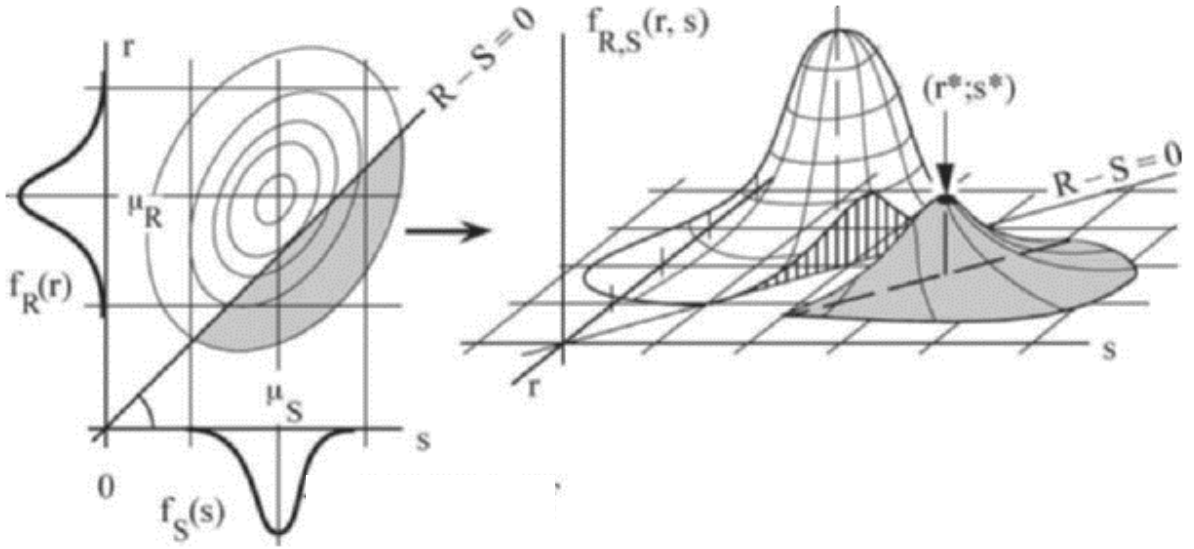


Figure 6-4 : Représentation par une loi de densité conjointe [Schneider, 2006]

Si $M = g(X)$ est la marge de sécurité d'un élément de rupture, la probabilité de défaillance est une mesure globale déterminée par l'intégrale de la densité de probabilité conjointe des variables de base dans la zone de défaillance D [Christian Cremona, 2003]:

$$P_f = P(g(X) \leq 0) = \int_D f_X(X_1, \dots, X_n) dX_1, \dots, dX_n \quad (6-20)$$

Si les variables de base sont indépendantes, la densité de probabilité conjointe est égale au produit de toutes les densités de chaque variable :

$$f_X(X_1, \dots, X_n) = \prod_{i=1}^n f_{X_i}(X_i) = f_{X_1}(X_1) \dots f_{X_n}(X_n) \quad (6-21)$$

6.6. Marges de sécurité – fonctions d'état limite

La fonction de performance $g(X)$ décrit un état quelconque de la structure et est comparé à un état limite possible. Lorsque $g(X)$ est égale à zéro, la surface d'état limite (surface de défaillance) est alors définie et correspond à la frontière entre le domaine de sûreté (ou de fonctionnement normal), $g(X) > 0$ et le domaine de défaillance (ou de dysfonctionnement), $g(X) < 0$ (Figure 6-5).

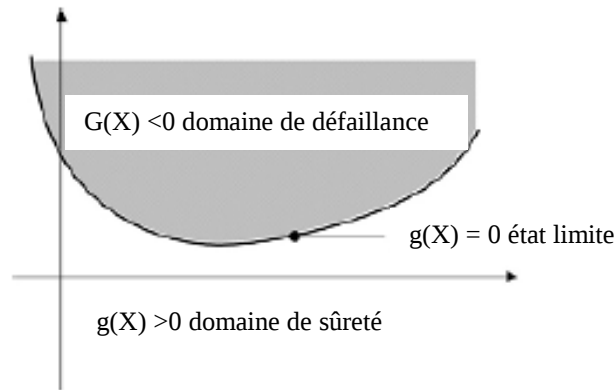


Figure 6-5 : Espace de variables marquant les domaines de sécurité et de défaillance

Dans le cas général, la probabilité que la fonction $g(X)$ soit inférieure à zéro, est recherchée. Elle correspond à la probabilité de dépassement de l'état limite, appelée probabilité de défaillance.

6.7. Méthodes de calcul de la fiabilité

Si $M = g(X)$ est la marge de sécurité d'un élément de rupture, la probabilité de défaillance est une mesure globale déterminée par l'intégrale de la densité de probabilité conjointe des variables de base dans la zone de défaillance D :

$$P_f = P(g(X) \leq 0) = \int_D f_X(X_1, \dots, X_n) dX_1, \dots, dX_n \quad (6-22)$$

Si les variables de base sont indépendantes, la densité de probabilité conjointe est égale au produit de toutes les densités de chaque variable :

$$f_X(X_1, \dots, X_n) = \prod_{i=1}^n f_{X_i}(X_i) = f_{X_1}(X_1) \dots f_{X_n}(X_n) \quad (6-23)$$

L'évaluation de ces intégrales est souvent une tâche difficile, sauf dans des cas particuliers de fonctions d'état limite linéaires. Les méthodes permettant de déterminer ces probabilités ou les indices correspondants sont classées en fonction de leur degré de complexité [Ditlevsen et Madsen, 1996] :

- Méthodes de niveau I : les paramètres incertains sont modélisés par une valeur caractéristique, comme par exemple dans les codes basés sur le concept de facteurs de sécurité partiels.
- Méthodes de niveau II : les variables sont introduites par deux moments, valeur moyenne et écart type, ainsi que par les coefficients de corrélation entre les variables stochastiques. Les variables stochastiques sont implicitement supposées être normalement distribuées.
- Méthodes de niveau III : les quantités incertaines sont introduites par leurs fonctions de distribution appropriées. La probabilité de défaillance est estimée comme une mesure de la fiabilité.

Plusieurs techniques peuvent être utilisées pour estimer la fiabilité des méthodes de niveau II et III, par exemple :

- Techniques FORM: Dans les méthodes de fiabilité de premier ordre, la fonction d'état limite (fonction de défaillance) est linéarisée, et la fiabilité est estimée à l'aide de méthodes de niveau II ou III.
- Techniques SORM: dans les méthodes de fiabilité de second ordre, une approximation quadratique de la fonction de défaillance est utilisée.
- Techniques de simulation : des échantillons des variables stochastiques sont générés et le nombre relatif d'échantillons correspondant à une défaillance est utilisé pour estimer la probabilité d'une défaillance.

6.7. Méthodes FORM

L'évaluation des intégrales de densité de probabilité conjointe des variables de base dans le domaine de défaillance est une tâche difficile. Diverses méthodes peuvent être utilisées pour simplifier le traitement numérique du processus d'intégration. Le développement en séries de Taylor est souvent utilisé pour linéariser la fonction d'état limite $g(X) = 0$. Dans cette approche, le développement en série de Taylor de premier ordre et de second ordre est utilisé pour estimer la fiabilité. Ces méthodes sont appelées respectivement FOSM "**F**irst **O**rders **S**econd **M**oment" et SOSM "**S**econd **O**rders **S**econd **M**oment". FOSM est également appelée MVFOSM "**M**ean **V**alue **F**irst **O**rders **S**econd **M**oment", puisqu'il s'agit d'une méthode d'approximation au point moyen et que le second moment est le résultat statistique le plus élevé utilisé dans cette analyse. Bien que la mise en œuvre de FOSM est simple, il a été montré que la précision n'est pas acceptable pour une faible probabilité de défaillance ($P_f < 10^{-5}$) ou pour des fonctions d'état limite fortement non linéaires [Choi et al., 2006]. Dans SOSM, l'ajout d'un terme de second ordre augmente considérablement le calcul mais l'amélioration de la précision est minime. La formulation générale de la méthode FOSM est basée sur l'indice de fiabilité de Rjanitzyn et Cornell [LeMaire, 2009]. Hasofer et Lind (1974) fournissent une interprétation géométrique de l'indice de fiabilité et améliorent la méthode FOSM en introduisant la transformation de Hasofer et Lind. En général, la méthode de transformation HL est souvent attribuée aux méthodes FORM "**F**irst **O**rders **R**eliability **M**ethod". Elle est aussi appelée AFOSM "**A**dvanced **F**irst **O**rders **S**econd **M**oment", mais l'acronyme FORM est plus répandu pour la méthode HL.

6.7.1. Indice de Rjanitzyn et Cornell

Il semble que le premier indice de fiabilité proposé est attribué à Rjanitzyn [LeMaire, 2009], dans les années 1950, en Union Soviétique. Cependant, c'est Cornell (1969) qui a popularisé cette idée. Par la suite, plusieurs propositions ont été faites, mais la forme la plus complète est attribuée à Hasofer et Lind (1974), qui ont donné une définition précise de l'indice de fiabilité. Dans ce qui suit, nous allons discuter uniquement de l'indice Rjanitzyn/Cornell et l'indice Hasofer/Lind.

6.7.1.1. Cas de deux variables normales

L'exemple le plus simple est celui de deux variables normales R et S . Si la fonction d'état limite est définie par la marge de sécurité $Z = R - S$, l'indice de fiabilité de Cornell β_c est obtenu à partir de la moyenne μ_Z , et de l'écart type σ_Z .

$$\beta_c = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \quad (6-24)$$

L'indice β_c apparaît donc comme l'inverse du coefficient de variation de la variable aléatoire Z . La représentation graphique de la Figure 6-3 montre que cet indice exprime le nombre d'écart types entre le point moyen μ_Z et l'état limite ($Z = 0$).

La formulation ci-dessus peut être généralisée à plusieurs variables aléatoires, notées par un vecteur X . La fonction de performance s'écrit alors :

$$Z = g(X) \quad (6-25)$$

6.7.1.2. Fonctions linéaires des variables aléatoires

Si la variable aléatoire Z est une fonction linéaire de variables aléatoires $X_1, X_2, \dots, X_n$;

$$Z = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i \quad (6-26)$$

Alors la moyenne de Z sera :

$$\mu_Z = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{X_i} \quad (6-27)$$

Si les variables aléatoires $X_1, X_2, \dots, X_n$ ne sont pas corrélées entre elles, la variance de Z se réduira à :

$$\begin{aligned} \sigma_Z^2 &= \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta g}{\delta X_i} \right)^2 \sigma_{X_i}^2 \\ &= \sum_{i=1}^n a_i^2 \sigma_{X_i}^2 \end{aligned} \quad (6-28)$$

Donc, l'indice de fiabilité de Cornell est calculé comme suit :

$$\beta_c = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta g}{\delta X_i} \right) \mu_{X_i}}{\left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta g}{\delta X_i} \right)^2 \sigma_{X_i}^2 \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (6-29)$$

6.7.1.3. Fonctions non linéaires des variables aléatoires

Si la non linéarité de la fonction de performance Z n'est pas sévère, les points moyens $(\mu_{X_1}, \mu_{X_2}, \dots, \mu_{X_n})$ peuvent approximativement substituer les points de fonctionnement $(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$. Le développement en séries de Taylor de la fonction de performance de l'Equation 6-22 autour de la valeur moyenne, tronquée aux termes linéaires est donné par :

$$Z \approx g(\mu_X) + \sum_{i=1}^n \frac{\delta g}{\delta X_i} (X_i - \mu_{X_i}) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\delta^2 g}{\delta X_i \delta X_j} (X_i - \mu_{X_i}) (X_j - \mu_{X_j}) + \dots \quad (6-30)$$

La moyenne et la variance sont données par :

$$\mu_z \approx g(\mu_x) \quad (6-31)$$

$$\sigma_z^2 \approx \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\delta g}{\delta X_i} \frac{\delta g}{\delta X_j} \text{Cov}(X_i, X_j) \quad (6-32)$$

Où $\text{Cov}(X_i, X_j)$ est la covariance des variables aléatoires X_i et X_j . Si les variables sont supposées être statistiquement indépendantes, l'écart type a pour expression :

$$\sigma_z = \left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta g(\mu_x)}{\delta X_i} \right)^2 \sigma_{X_i}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (6-33)$$

L'indice de fiabilité est calculé comme suit :

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{g(\mu_x)}{\left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta g(\mu_x)}{\delta X_i} \right)^2 \sigma_{X_i}^2 \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (6-34)$$

Etant donné que la fonction d'état limite est linéarisée autour de la valeur moyenne, la méthode d'approximation de l'indice de sécurité est également connue sous le nom de MVFOSM "Mean Value First Order Second moment"

La méthode MVFOSM modifie le problème original complexe de probabilité en un problème simple. Cette méthode établit directement la relation entre l'indice de fiabilité et les paramètres de base (moyenne et écart type) des variables aléatoires via l'Equation 6-31. Néanmoins, la méthode MVSOFM présente deux inconvénients :

- L'évaluation de la fiabilité, en linéarisant la fonction de l'état limite autour des valeurs moyennes, conduit à des estimations erronées pour les fonctions de performance avec une non-linéarité élevée, ou pour des coefficients de variation importants.
- La méthode MVFOSM manque d'invariance avec les différentes formulations mathématiques équivalentes du même problème. C'est un problème qui concerne non seulement les formes non linéaires de la fonction d'état limite, mais aussi certaines formes linéaires.

6.7.2. La méthode de Hasofer et Lind

La méthode de Hasofer et Lind (HL) est parmi les méthodes de calcul de l'indice de fiabilité les plus utilisées [Ditlevsen et Madsen, 1996; Melchers et Beck, 2018]. C'est une amélioration de l'approche de Rjanitzyn/Cornell qui résout le problème d'invariance. Le concept de H-L suppose que les variables stochastiques X_i $i = 1, \dots, n$ sont indépendantes. De plus, il est implicitement supposé que les variables sont normalement distribuées. La première étape du calcul de l'indice de fiabilité H-L transforme d'abord les variables aléatoires de l'espace de base X en un espace standardisé U (de moyenne nulle et d'écart type unité) comme suit :

$$U_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}} \quad (i=1, \dots, n) \quad (6-35)$$

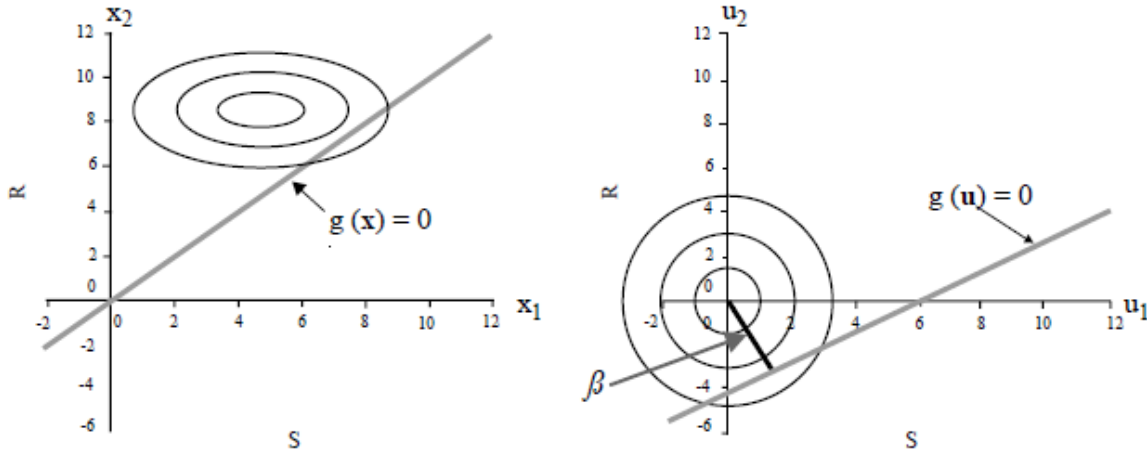


Figure 6-6 : Surface d'état limite dans l'espace de base X et dans l'espace standard U

Reprenons le cas simple d'un état limite linéaire à deux variables aléatoires normales

$$Z = R - S \quad (6-36)$$

Les variables centrées réduites sont définies comme suit :

$$U_R = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (6-37)$$

$$U_S = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \quad (6-38)$$

En substituant R et S , l'équation 6-33 d'état limite peut être exprimée comme suit :

$$Z = U_R \sigma_R - U_S \sigma_S + \mu_R - \mu_S \quad (6-39)$$

L'indice de fiabilité Hasofer-Lind vaut :

$$\beta_{HL} = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (6-40)$$

6.7.2.1. Fonction d'état limite linéaire avec plusieurs variables

Considérons une fonction d'état limite linéaire de la forme :

$$g(X) = a_0 + \sum_{i=1}^n a_i X_i \quad (6-41)$$

Où a_i $i = 1, \dots, n$ sont des constantes et X_i $i = 1, \dots, n$ sont des variables aléatoires non corrélées. L'indice de fiabilité β peut être exprimé comme suit :

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{a_0 + \sum_{i=1}^n a_i \mu_{X_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n a_i^2 \sigma_{X_i}^2}} \quad (6-42)$$

L'équation 6-39 montre que l'indice de fiabilité dépend seulement des moyennes et des écarts types des variables aléatoires.

6.7.2.2. Fonction d'état limite non linéaire

La deuxième étape du calcul de l'indice de fiabilité de Hasfer et Lind consiste à linéariser la fonction de performance $g(X)$ par le développement en série de Taylor autour du point de fonctionnement (Figure 6-7).

$$g(X) = g(X_1, \dots, X_n) \approx g(X)^* + \sum_{i=1}^n \left. \frac{\delta g(X)}{\delta X_i} \right|_* (X_i - x_i^*) + \dots \quad (6-43)$$

En général, la distance entre l'origine de l'espace standard et le point u^* situé sur la fonction d'état limite $g(X) = 0$ est donné par l'expression :

$$d = \left(\sum_{i=1}^n u_i^* \right)^{\frac{1}{2}} \quad (6-44)$$

La difficulté réside alors dans la détermination de la distance minimale pour une fonction générale non linéaire. Il s'agit essentiellement d'un problème d'optimisation non linéaire.

$$\text{Minimise : } d = \left(\sum_{i=1}^n u_i^* \right)^{\frac{1}{2}} = (u^{*T} u^*)^{\frac{1}{2}} \quad (6-45)$$

Si $g(U) = 0$ (équivalent à $g(X) = 0$)

Puisque x^* se situe sur la surface de défaillance donc $g(X)_{X=x^*} = 0$. Mettre l'expression 6-43 en termes de variables réduites :

$$X_i - x_i^* = (\sigma_i U_i - \mu_i) - (\sigma_i u_i^* - \mu_i) = \sigma_i (U_i - u_i^*) \quad (6-46)$$

$$\frac{\delta g(U)}{\delta X_i} = \frac{\delta g(U)}{\delta U_i} \left(\frac{\delta U_i}{\delta X_i} \right) = \frac{1}{\sigma_i} \left(\frac{\delta g(U)}{\delta U_i} \right) \quad (6-47)$$

Donc :

$$g(X) \approx \sum_{i=1}^n (U_i - u_i^*) \left. \frac{\delta g(U)}{\delta U_i} \right|_* \dots \quad (6-48)$$

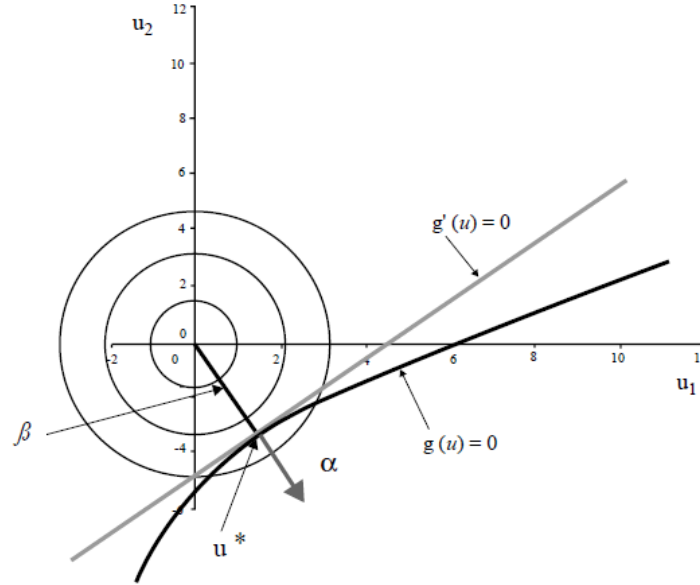


Figure 6-7 : Linéarisation proposée par Hasofer et Lind (1974) dans l'espace standard

On peut ensuite déterminer les expressions approximatives de la moyenne et de la variance de la fonction de performance pour les variables aléatoires indépendantes :

$$\mu_g \approx -\sum_{i=1}^n u_i^* \left(\frac{\delta g(U)}{\delta U_i} \right) \quad (6-49)$$

$$\sigma_g^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta g(U)}{\delta U_i} \right)^2 \quad (6-50)$$

L'indice de sécurité qui correspond à la distance minimale vaut :

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{-\nabla^{*T} u^*}{\left(\nabla^{*T} \nabla \right)^{\frac{1}{2}}} = \frac{-\sum_{i=1}^n u_i^* \left(\frac{\delta g}{\delta U_i} \right)}{\left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta g}{\delta U_i} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}}} \quad (6-51)$$

Le gradient est défini par :

$$\nabla^{*T} = \left(\frac{\delta g}{\delta U_1}, \frac{\delta g}{\delta U_2}, \dots, \frac{\delta g}{\delta U_n} \right)$$

L'ensemble des variables réduites correspondant au point le plus probable (MPP) ou point de conception peut être trouvé de différentes manières. C'est évidemment un problème d'optimisation non linéaire. Cependant, un certain nombre d'algorithmes ont été suggérés, généralement en suivant une approche impliquant la solution itérative des équations :

Le cosinus directeur du vecteur normal extérieur unité est donné par :

$$\alpha_i = \frac{\left(\frac{\delta g(U)}{\delta U_i} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\delta g(U)}{\delta U_i} \right)^2}} \quad (6-52)$$

$$\sum_{i=1}^n \alpha_i^2 = 1 \quad (6-53)$$

$$u_i^* = \beta \alpha_i \quad (6-54)$$

$$g(u_1^*, u_2^*, \dots, u_n^*) = 0 \quad (6-55)$$

Où α_i expriment l'effet relatif de la variable aléatoire sur l'indice de fiabilité, appelés facteurs de sensibilité. Plus de détails sur les α_i seront donnés dans la section 6-8.

Les coordonnées du point de fonctionnement sont calculées dans l'espace standard de la manière suivante :

$$u_i^* = \frac{x_i^* - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} = \beta \cos \theta_{x_i} \quad (6-56)$$

Les coordonnées correspondantes au point de fonctionnement dans l'espace de base sont :

$$x_i^* = \mu_{x_i} + \beta \sigma_{x_i} \cos \theta_{x_i} \quad (6-57)$$

Les principales étapes de la méthode d'itération de HL sont :

1. Formuler la fonction d'état limite.
2. Exprimer la fonction d'état limite dans l'espace standard.
3. Utiliser l'équation 6-52 pour exprimer la fonction d'état limite en termes de β et α_i
4. Calculer les $n\alpha_i$ valeurs. Utilisez l'équation 6-52 ici aussi pour exprimer chaque α_i en fonction de tous les α_i et β (notez l'effet de couplage entre α_i).
5. Supposer pour la première itération des valeurs numériques pour β et α_i et vérifier que la condition 6-51 est satisfaite
6. Répéter les itérations avec les valeurs de β et α_i en utilisant les équations formées dans les étapes 3 et 4 jusqu'à convergence.

6.8. Facteurs de sensibilité

Comme indiqué dans la section 6.7.2, les cosinus directeurs sont les coordonnées du vecteur orthonormal à l'hyperplan tangent au point de conception de la fonction d'état limite (dirigé vers le domaine de défaillance) sont définis comme les facteurs de sensibilité [Choi et al., 2006]. Le facteur de sensibilité montre l'importance relative de chaque variable aléatoire par rapport à la probabilité de défaillance

Dans l'Equation 6-52, la signification physique de α_i implique la contribution relative de chaque variable aléatoire à la probabilité de défaillance (Figure 6-8). Par exemple, plus la valeur de α_i est grande, plus la contribution à la probabilité défaillance est élevée. Cela est dû à :

$$\alpha_1^2 + \alpha_2^2 + \dots + \alpha_n^2 = 1 \quad (6-58)$$

En fait, α_i est la sensibilité de l'indice de sécurité β au point de fonctionnement. D'après la définition de l'indice de fiabilité β qui correspond à la distance entre l'origine et la surface d'état limite, $g(U) = 0$, il s'ensuit :

$$\frac{\delta\beta}{\delta U_i} = \frac{\delta}{\delta U_i} (U_1^2 + U_2^2 + \dots + U_n^2)^{\frac{1}{2}} = \frac{U_i}{\beta} = \alpha_i, \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (6-59)$$

Les facteurs de sensibilité pour la probabilité de défaillance P_f valent :

$$\frac{\delta\beta}{\delta U_i} = \frac{\delta}{\delta U_i} \Phi(-\beta) = \phi(-\beta) \frac{\delta\beta}{\delta U_i} \quad (6-60)$$

ϕ représente la fonction de densité standard normale.

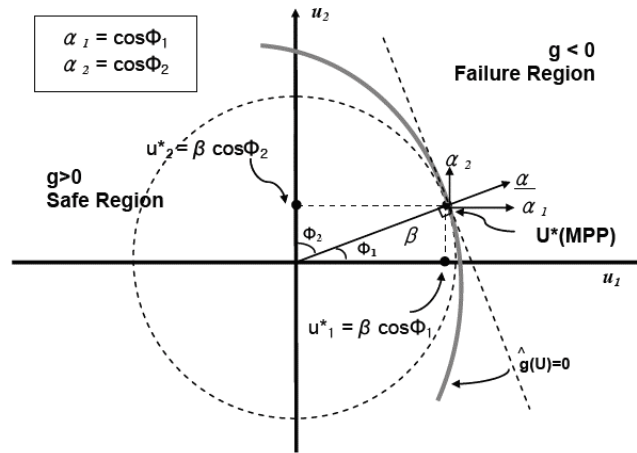


Figure 6-8 : Représentation des facteurs de sensibilité tirée de [Choi et al., 2006]

Le calcul de α_i fournit la sensibilité de l'indice de sécurité par rapport à U_i , qui a deux objectifs principaux. Premièrement, ces facteurs de sensibilité montrent les contributions des variables aléatoires à l'indice de sécurité ou à la probabilité de défaillance. Deuxièmement, le signe du facteur de sensibilité montre la relation entre la fonction de performance et les variables physiques. Un α_i positif signifie que la fonction de performance $g(U)$ décroît à mesure que la variable aléatoire augmente, et un facteur négatif signifie que $g(U)$ croît à mesure que la variable aléatoire augmente.

6.9. Méthode de Hasofer lind – Rackwitz Fiessler

Dans la méthode de Hasofer-Lind, les variables aléatoires sont supposées distribuées normalement. Cependant, de nombreux problèmes de fiabilité structurale impliquent des variables aléatoires non Gaussiennes. Il y a beaucoup de méthodes disponibles pour résoudre ce problème de variables non normales. Une transformation approximative simple appelée distribution normale équivalente attribuée à Rackwitz et Fiessler [Choi et al., 2006] est expliquée brièvement ci-dessous.

Une façon d'obtenir la distribution normale équivalente est d'utiliser le développement en séries de Taylor de la transformation au point de conception X^* , en négligeant les termes non linéaires.

Une autre façon d'obtenir des distributions normales équivalentes est de faire égaliser les fonctions de distribution cumulative et les fonctions de densité de probabilité de la distribution de variables aléatoires originales, non normales, et les distributions de variables aléatoires approximatives ou équivalentes au point de conception (Figure 6-9). Exprimé mathématiquement comme suit :

$$F_{X_i}(x_i^*) = F_{X_i'}(x_i^*) \quad (6-61)$$

$$f_{X_i}(x_i^*) = f_{X_i'}(x_i^*) \quad (6-62)$$

Où :

$$F_X(x^*) = \Phi\left(\frac{x^* - \mu'_X}{\sigma'_X}\right) \quad (6-63)$$

$$f_X(x^*) = \frac{1}{\sigma'_X} \phi\left(\frac{x^* - \mu'_X}{\sigma'_X}\right) \quad (6-64)$$

Φ et ϕ représentent les fonctions de répartition cumulative et de densité de probabilité de la distribution normale standard, respectivement, x^* est la valeur de X au point de conception, et μ'_X et σ'_X sont respectivement la moyenne et l'écart type de la distribution normale approximative inconnue. Les expressions de μ'_X et σ'_X peuvent être obtenues par les équations (6-60) et (6-61) comme suit :

$$\mu'_X = x^* - \left\{ \Phi^{-1}\left[F_X(x^*)\right] \right\} \sigma'_X \quad (6-65)$$

$$\sigma'_X = \frac{\phi\left\{ \Phi^{-1}\left[F_X(x^*)\right] \right\}}{f_X(x^*)} \quad (6-66)$$

Les équations (6-63) et (6-64) peuvent être intégrées au processus d'itération de la section 6.7.2, et les valeurs de μ'_X et σ'_X doivent être calculées pour chaque étape de l'itération. La Figure 6-10 illustre une représentation graphique de l'approximation d'une distribution normale équivalente.

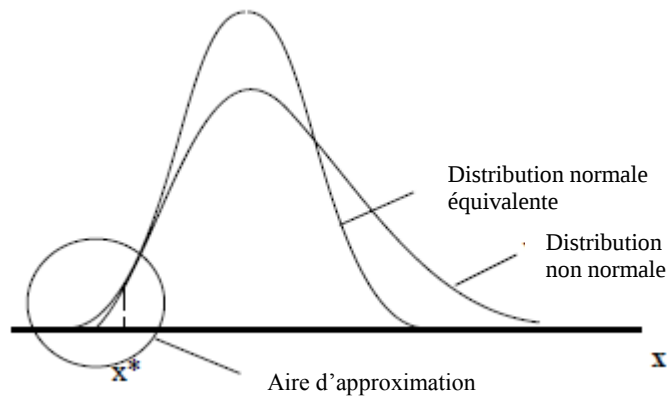


Figure 6-9 : Approximation d'une distribution normale équivalente

6.10. Méthode SORM

FORM fonctionne bien lorsque la surface d'état limite est presque linéaire au point de conception. Cependant, si la surface de défaillance présente une non linéarité élevée, les méthodes FORM peuvent donner des résultats imprécis. Pour résoudre ce problème, l'approximation du second ordre SORM doit prendre en compte les termes du second ordre de la série de Taylor (Equation 6-27).

Dans une approche de second ordre (Second Order Reliability Method), la surface de défaillance est approchée par un hyperparaboloïde tangent au point de fonctionnement et qui a la même courbure en ce point. Avec un tel hyperparaboloïde, la probabilité de défaillance est approchée par [Christian Cremona, 2012] :

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^n (1 - \kappa_i \beta)^{-1/2} \quad (6-67)$$

Où κ_i sont les courbures principales au β -point. Notons que cette approche est ramenée à une approche de premier ordre en définissant un hyperplan équivalent qui est parallèle à l'hyperplan tangent au point de fonctionnement, mais à une distance β' définie par [Christian Cremona, 2012] :

$$\beta' = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (6-68)$$

La représentation graphique de ces deux approches est illustrée par La figure 6-11.

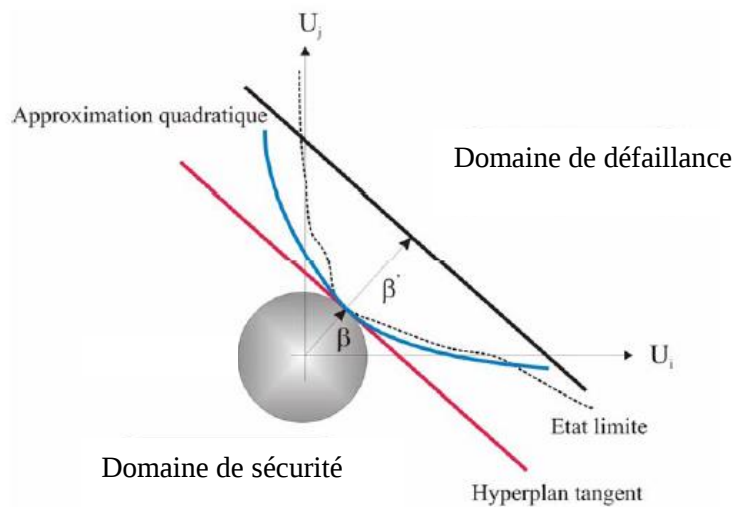


Figure 6-11 : Représentation géométrique de l'indice de fiabilité prise de [Christian Cremona, 2003]

L'indice de fiabilité est un concept clé dans la théorie de fiabilité ; à tel point qu'il est préféré à la probabilité de défaillance. En effet, cette dernière est souvent très petite et varie entre 0 et 1. L'indice de fiabilité variant entre $-\infty$ et $+\infty$ permet de « zoomer » le niveau de sécurité et de travailler avec des valeurs manipulables numériquement [Christian Cremona, 2003].

6.11. Méthode de Monté Carlo

La méthode de Monte Carlo (ou simulation de Monte Carlo) permet le calcul exact ou approximatif de la densité de probabilité et des paramètres de la fonction d'état limite arbitraire $Z = g(a_0, X_1, X_2, \dots, X_i, \dots, X_n)$ est remplacé par l'analyse statistique d'un grand nombre de réalisations aléatoires x_{ik} des distributions X_i . L'indice "k" représente la "k" ième simulation ($k = 1, 2, \dots, z$) pour un ensemble x_i . Chaque ensemble des k réalisations donne une valeur $Z_k = g(a_0, x_{1k}, x_{2k}, \dots, x_{ik}, \dots, x_{nk})$.

Le cœur de la méthode est un générateur de nombres aléatoires qui produit des nombres aléatoires compris entre 0 et 1. Chaque nombre est interprété comme une valeur de la fonction de distribution cumulative $F_{X_i}(x_i)$ et délivre la réalisation associée x_{ik} de la variable X_i .

Maintenant, le nombre de défaillance z_0 est le nombre de toutes les réalisations pour lesquelles $Z_k < 0$. De ce fait, P_f peut être calculée en fonction de fréquence de probabilité comme suit :

$$P_f \approx \frac{z_0}{z} \quad (6-69)$$

Dans cette expression, z est le nombre total de toutes les réalisations de Z . Plus le nombre de z_0 est important, plus la valeur de P_f est fiable.

Le coefficient de variation peut s'écrire comme suit :

$$V_{P_f} \approx \frac{1}{\sqrt{z P_f}} \quad (6-70)$$

A partir de z_0 et z , Z_k peut être analysé statistiquement en déterminant la valeur moyenne μ_Z et l'écart type σ_Z . A partir de ces deux valeurs, l'indice de fiabilité β peut être déterminé, et à partir de celui-ci une valeur estimée de la probabilité de défaillance P_f .

Chapitre 7 : Analyse des résultats de la fiabilité

7.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de proposer une démarche individuelle en appliquant une approche probabiliste basée sur les modèles utilisés dans le dimensionnement déterministe. Dans cette démarche, on adopte une modélisation stochastique où les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires. Le traitement des incertitudes permet alors une meilleure appréciation des marges de sécurité dans l'évaluation des structures. Dans ce cas, le niveau de sécurité est caractérisé par la probabilité de défaillance de la structure considérée. Celle-ci requiert, notamment, la définition de la fonction de performance $g(X)$, où X représente une réalisation du vecteur de variables aléatoires du problème. Les techniques classiques de la théorie de la fiabilité permettent aujourd'hui de calculer de diverses manières (méthodes d'approximation FORM/SORM, méthodes de simulation de Monte Carlo) la probabilité de défaillance d'un mode de défaillance donné, sous réserve de disposer d'une caractérisation probabiliste des variables et d'un état limite explicite. Cependant, pour des ouvrages complexes (par exemple hyperstatique ou présentant des comportements non linéaires), il est presque impossible de procurer des états limites explicites, la fonction d'état limite ne pouvant être évaluée que par des calculs, notamment aux éléments finis. Les méthodes combinant les techniques de fiabilité avec le calcul aux éléments finis sont appelées méthodes de fiabilité aux éléments finis. Il est souvent indispensable de faire appel à la méthode des éléments finis pour effectuer des études de fiabilité structurale. La combinaison entre le modèle fiabiliste et le modèle mécanique (éléments finis) est appelée couplage mécano fiabiliste.

L'étude fiabiliste concerne les ponts PK 52+939, PK 107+373 et le pont PK 198+706 jugés déficients et nécessitant un remplacement du tablier par la réglementation en vigueur basée sur une approche déterministe. Le calcul stochastique implique la détermination de l'indice de fiabilité (probabilité de défaillance) en utilisant les méthodes d'approximation FORM, SORM et de simulation de Monte Carlo, ainsi que l'évaluation des facteurs d'importance, notamment les poids des variables aléatoires dans la fiabilité et la sensibilité de la fiabilité aux moyennes et aux coefficients de variation de ces variables.

7.2. Fonctions d'états limites

Dans le cas le plus simple, la fonction de performance $g(X)$ est exprimée par la différence entre la résistance $R(X)$ et la sollicitation $S(X)$: $g(X) = R(X) - S(X)$. Dans l'analyse d'ingénierie de fiabilité, $g(X)$ est généralement exprimée en termes de déplacement, de contrainte ou de sollicitation (moment fléchissant, effort normal, etc).

Soit X le vecteur composé de l'ensemble des variables aléatoires intervenant dans la modélisation du comportement mécanique de la structure étudiée. Le principe de l'analyse de fiabilité consiste à coupler un modèle stochastique et un modèle mécanique (Figure 7-1). Le modèle stochastique contient la description probabiliste de X , à savoir la densité conjointe $f_X(x)$ du vecteur X , d'une part, et la définition de la fonction de performance $g(X)$ associée au scénario de défaillance retenu. Le modèle mécanique, au sens large, est la chaîne analytique et/ou la

procédure qui donne la valeur prise par la fonction de performance pour chaque réalisation de variables aléatoires d'entrée.

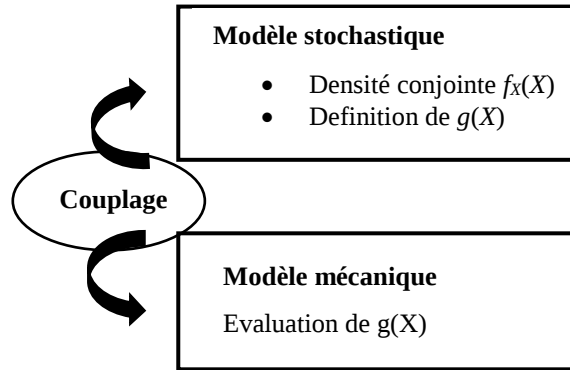


Figure 7-1 : Couplage mécano-fiabiliste

7.2.1. Traction

La valeur de calcul de l'effort de traction N_{Ed} dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante [EUROCODE-3, 2005a] :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 0 \quad (7-1)$$

Pour les sections comportant des trous, il convient de prendre la valeur de calcul $N_{t,Rd}$ de la résistance à la traction égale à la plus petite des valeurs suivantes :

La valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (7-2)$$

La valeur de calcul de la résistance ultime de la section transversale nette au droit des trous de fixation :

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (7-3)$$

N_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort normal
$N_{t,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance à la traction
$N_{pl,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute
$N_{u,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance ultime de la section transversale nette
f_y	Limite d'élasticité
f_u	Limite à la rupture
A	Aire brute de la section transversale
A_{net}	Aire nette de la section transversale
γ_{M0}	Coefficient partiel pour résistance des sections transversales
γ_{M2}	Coefficient partiel pour résistance à la rupture des sections transversales en traction

L'analyse de fiabilité probabiliste est basée sur la fonction d'état limite $g(X)$ pour l'élément soumis à la traction (notation et modèles probabilistes des variables de base X sont données dans le (Tableau 7-1).

$$g(X) = \theta_R N_{t,Rd} - \theta_E N_{Ed} \quad (7-4)$$

$$g(X) = \theta_R 0.72 A_{net} f_u - \theta_E \left[N_{G_s} + N_{G_r} + \Phi(N_{Q_c} + N_{Q_d}) \right] \quad (7-5)$$

7.2.2. Compression

Pour la résistance des barres aux instabilités, il faut vérifier la membrure supérieure de la poutre latérale en treillis vis-à-vis du flambement de la façon suivante (NF EN 1991) :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (7-6)$$

Il convient de prendre la résistance de calcul d'une barre comprimée au flambement égale à :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{pour les sections transversales de classes 1, 2 et 3} \quad (7-7)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{pour les classes transversales de classe 4} \quad (7-8)$$

$N_{b,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance de la barre comprimée au flambement
A_{eff}	Aire efficace de la section transversale
χ	Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié
γ_{M1}	Coefficient partiel pour résistance des barres aux instabilités

L'analyse de fiabilité probabiliste est basée sur la fonction d'état limite $g(X)$ pour l'élément exposé au flambement

$$g(X) = \theta_R N_{b,Rd} - \theta_E N_{Ed} \quad (7-9)$$

$$g(X) = \theta_R \chi A f_y - \theta_E \left[N_{G_s} + N_{G_{At}} + \Phi(N_{Q_c} + N_{Q_d}) \right] \quad (7-10)$$

Les modèles probabilistes des variables X supposées statiquement indépendantes sont présentées dans le tableau 2. La variabilité du facteur de réduction du flambement est couverte par l'incertitude du modèle [Sykora et al., 2015].

7.2.3. Flexion simple

La valeur de calcul M_{ed} du moment fléchissant dans chaque section transversale doit satisfaire :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.0 \quad (7-11)$$

La valeur de calcul de la résistance d'une section transversale à la flexion par rapport à l'un des axes principaux est déterminée de la façon suivante [EUROCODE-3, 2005a] :

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{sections transversales de classes 1 ou 2} \quad (7-12)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,Rd} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{sections transversales de classe 3} \quad (7-13)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{sections transversales de classe 4} \quad (7-14)$$

M_{Ed}	Valeur de calcul du moment fléchissant
$M_{c,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance à la flexion
$M_{pl,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance plastique à la flexion
$M_{el,Rd}$	Valeur de calcul de la résistance élastique à la flexion
W_{pl}	Module plastique de section
$W_{el,min}$	Module élastique de section minimale
$W_{eff,min}$	Module minimale de section efficace

L'analyse de fiabilité est basée sur la fonction d'état limite $g(X)$ pour l'élément sollicité en flexion.

$$g(X) = \theta_R M_{c,Rd} - \theta_E M_{Ed} \quad (7-15)$$

$$g(X) = \theta_R W f_y - \theta_E \left[M_{G_s} + M_{G_r} + \Phi (M_{Q_c} + M_{Q_d}) \right] \quad (7-16)$$

7.2.4. Indice de fiabilité cible pour ouvrages existants

La valeur de l'indice de fiabilité cible est difficile à appréhender puisqu'elle traduit le niveau de sécurité que l'on veut se fixer et qu'elle dépend ainsi, entre autres, de la durée de vie restante de l'ouvrage, des conséquences engendrées par son effondrement ou des critères économiques liés à son entretien et son remplacement.

Le code AASTHO (2007) a été calibré de manière à ce que les ponts existants qui satisfont aux critères d'évaluation répondent à un indice de fiabilité cible unique de 2,5 pour une période d'évaluation de cinq ans.

JCSS-1 (2001) propose des probabilités acceptables plus faibles pour les structures existantes par rapport aux nouvelles, du fait que les coûts pour atteindre un niveau de fiabilité supérieur sont généralement élevés par rapport aux structures en cours de conception. Les valeurs des indices de fiabilité cibles sont obtenues alors en abaissant de 0.5 les valeurs pour les nouvelles structures (Tableau 5-3) [Diamantidis, 2009; Vrouwenvelder, 2002].

Dans le document JCSS-1 (2001), un indice de sécurité cible annuel de 3.7 est recommandé pour les structures où les conséquences d'une défaillance sont importantes, mais où le coût relatif à l'augmentation du niveau de sécurité est élevé. Cette définition est, dans la plupart des cas, applicable aux ponts de chemin de fer existants, en particulier si l'alternative consiste à renforcer ou à remplacer des éléments essentiels du pont. En utilisant cette définition, même les ponts conçus selon les normes très anciennes seraient capables de supporter l'augmentation à 250 kN.

7.2.5. Paramètres statistiques des variables

Dans la pratique de génie civil, il est rare que toutes les variables et leurs distributions soient connues, de sorte qu'une analyse probabiliste complète puisse être effectuée. L'indice de sécurité cible β ne fournit donc qu'une valeur de sécurité conceptuelle et ne peut être associé à la probabilité réelle de défaillance [Larsson, 2009].

Pour réduire le temps de calcul et simplifier au maximum l'évaluation, le nombre de simulations permettant de caractériser le comportement du pont à partir d'une approche probabiliste doit être réduit au minimum. Le nombre de simulations dépend fortement du nombre de variables considérées comme aléatoires. Les paramètres statistiques des variables aléatoires ont été définies à partir des données obtenues par différents auteurs et disponibles dans la littérature voir (Chapitre 5) et récapitulées dans le Tableau 6-1 excepté la limite élastique et la résistance à la rupture des aciers anciens prises des essais des échantillons prélevés sur terrain.

Les ponts sont évalués selon le modèle de charge UIC 71 (charge à l'essieu de 250 kN et la charge répartie de 80 kN/ml). Les valeurs caractéristiques du schéma de charge UIC 71 sont obtenues pour un fractile de 98% de la fonction de densité de probabilité en supposant une distribution normale. Compte tenu de cette hypothèse, la valeur moyenne de la charge à l'essieu (207 kN) et la charge répartie (63.4 kN/ml) ont été obtenues par voie. Ce qui donne finalement une charge de 103.5 kN correspondant à 64.69 kN/ml et une charge distribuée de 31.7 kN/ml dans chacun des deux rails de la voie [Casas et Wisniewski, 2013].

Dans une évaluation basée sur la fiabilité des ponts existants, il est également important de traiter les distributions statistiques appropriées pour le facteur d'amplification dynamique. En ce qui concerne la définition statistique la plus adéquate du coefficient dynamique, des résultats expérimentaux ont montré qu'une distribution log-normale constitue le meilleur ajustement. La valeur moyenne varie avec la vitesse (de 1,0 pour les vitesses inférieures à 150 km/h à 1,25 pour les 250 km/h) mais est indépendante de la charge du train et de la réponse structurale. Le coefficient de variation est indépendant de la vitesse du train et de la charge du train et les valeurs varient de 20 à 25% [MINLINE, 2013].

Le tableau 7-1 synthétise les paramètres statistiques des variables aléatoires de l'étude fiabiliste impliquant le pont PK 107+373.

Tableau 7-1 : variables aléatoires considérées dans l'analyse

Variables	Sym.	Unité	Distribution	Moy/Biais	Ecart type/ Coef. de variation
dLimite élastique (fer puddlé)	f_y	MPa	normale	252.6	20.7
Limite à la rupture (fer puddlé)	f_u	MPa	normale	336.8	46
Limite élastique (acier doux)	f_y	MPa	lognormale	297.5	28
Limite à la rupture (acier doux)	f_u	MPa	lognormale	412.8	29
Aire	A	m ²	lognormale	0.99	0.033
Module élastique	W_{el}	m ³	lognormale	0.99	0.021
Module plastique	W_{pl}	m ³	lognormale	0.99	0.038
Charge permanente additionnel (voie, traverse et platelage)	G_{At}	kN/ml	normale	nominale	0.10
Charge ferroviaire (concentrée.)	Q_c	kN/ml	normale	64.69	0.10
Charge ferroviaire (distribuée.)	Q_d	kN/ml	normale	31.70	0.10
Facteur dynamique	Φ	-	normale	1.25	0.25
Modèle de charge moment fléchissant	θ_E	-	lognormale	1.0	0.10
Modèle de charge effort axial			lognormale	1.0	0.05
Modèle de résistance moment fléchissant	θ_R	-	lognormale	1.0	0.05

7.3. Couplage fiabilité et éléments finis

Du fait de la complexité du domaine de défaillance D_f et de la fonction de densité conjointe $f_X(X)$ qui peut faire intervenir un nombre important de variables, il n'est pas aisé de calculer l'intégrale P_f (Section 6-7). A part les méthodes numériques d'intégration, il existe aujourd'hui une théorie complète de cette intégrale de probabilité. Cette théorie comprend :

- Une transformation isoprobabiliste des variables de base dans un espace standard où les variables deviennent normales centrées réduites et indépendantes.
- La recherche dans l'espace standard du point de la surface d'état limite, où la densité de probabilité est maximale. Ce point est appelé point de défaillance le plus probable ou point de performance.
- L'estimation de la probabilité de défaillance, évaluée dans l'espace standard par des méthodes d'approximation FORM et SORM et par des méthodes de simulation, notamment la méthode de Monte Carlo.

Dans cette étude, on a utilisé un couplage direct entre le modèle stochastique et le modèle mécanique. Ainsi, le modèle stochastique pilote l'algorithme d'évaluation de la probabilité de défaillance. Une schématisation de la procédure du couplage est donné par LeMaire (2009) et illustrée sur la Figure 7-2.

Dans un schéma d'implémentation du couplage mécano-fiabiliste, un protocole de dialogue doit se mettre en place entre le code éléments finis et le code fiabiliste. Le pilotage doit se faire par le module fiabiliste. A chaque itération de recherche du point de conception, le transfert d'information est nécessaire entre les deux modules. Le code fiabiliste transmet au code éléments finis les réalisations des variables aléatoires avec lesquelles l'analyse mécanique doit se faire et à la fin du calcul éléments finis, la réponse est intégrée dans le code fiabiliste pour le calcul de la fonction de performance. Cette interactivité est indispensable pour permettre au module fiabiliste de définir sa stratégie de recherche de l'indice de fiabilité β . Dans cette étude, on a utilisé un couplage externe avec le code éléments finis SAP 2000/version 20.0; le protocole de dialogue est automatisé grâce à un code développé sous MATLAB.

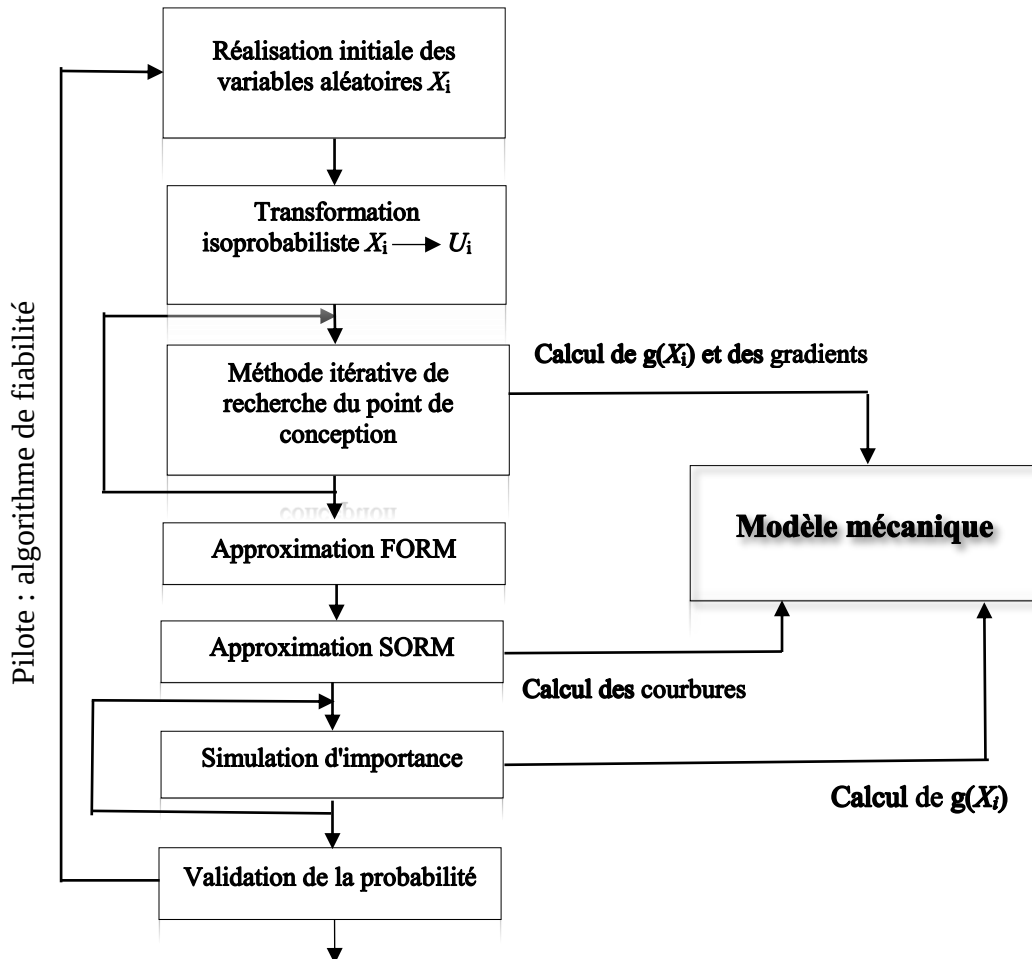


Figure 7-2 : Schématisation de l'algorithme de couplage mécano-fiabiliste

7.3.1. Code de calcul probabiliste FERUM

L'évaluation fiabiliste des ponts-rails existants sur la ligne Oued Tlélat-frontière Marocaine a été menée à l'aide du code de calcul FERUM (Finite Element Reliability Using Matlab) développé à l'université de Berkeley. La Figure 7-3 montre la structure de ce code qui est constitué d'un ensemble de sous-programmes (fonctions). Il s'agit d'un logiciel libre et ouvert (écrit en langage Matlab). Il contient l'essentiel des méthodes fiabilistes développées ces dernières années. FERUM est doté du : i) calcul de l'indice de fiabilité (probabilité de défaillance) par les méthodes d'approximation FORM et SORM et les méthodes de simulation de Monte Carlo et par tirage d'importance ii) calcul des coordonnées du point de conception et l'analyse des sensibilités et des élasticités des variables aléatoires par rapport à l'indice de fiabilité. Les informations d'entrée nécessaires à l'analyse (variables aléatoires et leurs lois de distribution marginales, éventuelles corrélations, fonction de défaillance $g(X)$) sont introduites dans le fichier de données.

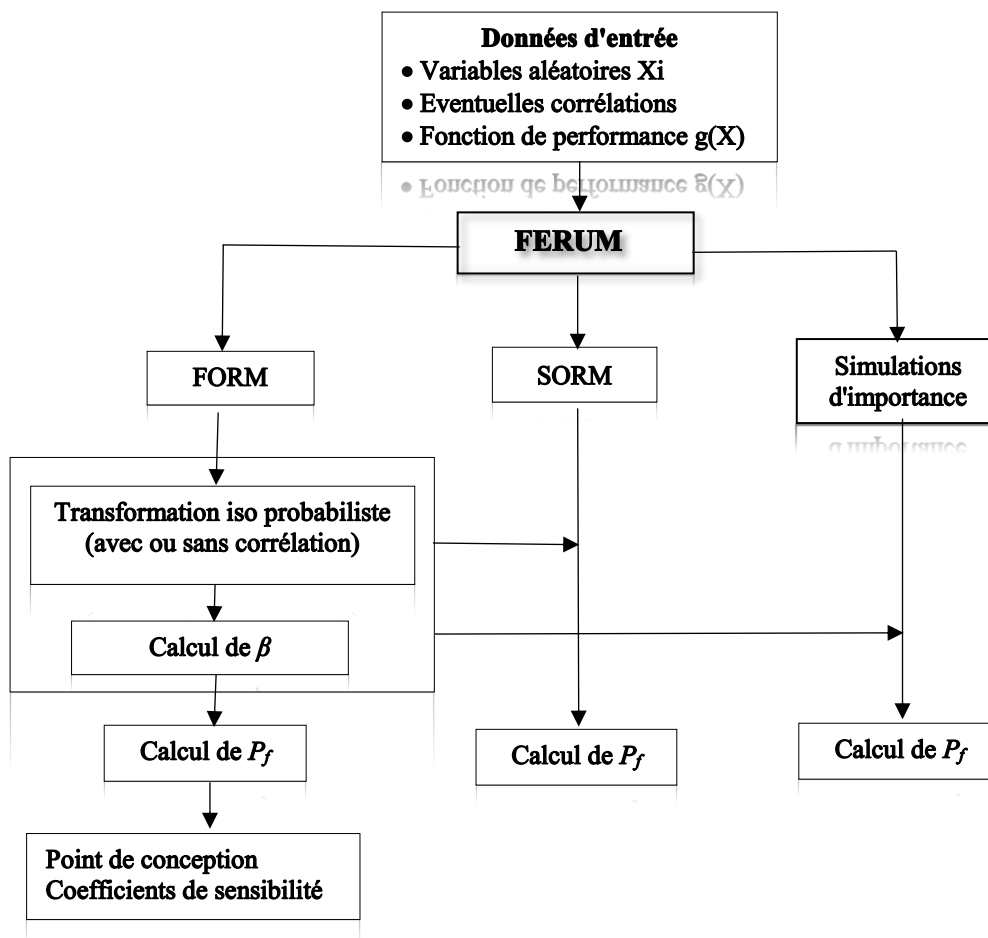


Figure 7-3 : Structure du code de simulation probabiliste FERUM

7.3.2. Code de calcul aux éléments finis

Les modèles numériques des ponts étudiés ont été développés à l'aide du logiciel SAP 2000/version 20.0 qui est un programme général de calcul de structure utilisant la méthode des éléments finis, largement adaptée à la résolution des problèmes en génie civil. La Figure 7-4 présente une perspective du modèle de pont PK 107+373 réalisé à l'aide d'éléments finis barres.

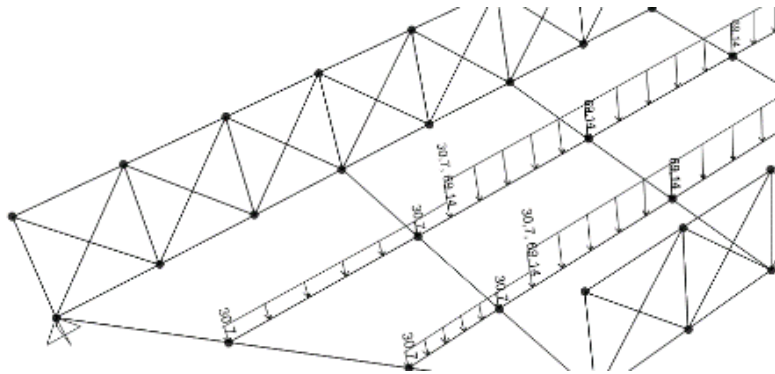


Figure 7-4 : Modèle d'éléments finis barres

7.4. Résultats et analyses de fiabilité

Dans cette section, les résultats de l'analyse complète de fiabilité menée pour le pont PK 107+373 et pour les quatre états limites sont présentés suivant l'ordre suivi dans l'étude déterministe. Ces résultats comprennent dans chaque cas :

- Un tableau contenant l'indice de fiabilité et la probabilité de défaillance estimés par les méthodes d'approximation FORM et SORM et la simulation de Monte Carlo (qui est considérée comme référence pour exprimer l'écart relatif des autres méthodes).
- Un diagramme montrant la sensibilité des variables aléatoires sur la fonction de performance
- La classification des variables les plus significatives suivant leurs poids respectifs dans la fiabilité, on montre à titre indicatif le poids total de ces variables dans la fiabilité

L'indice de fiabilité obtenu est généralement satisfaisant, supérieur à 5 (Tableaux 7-2 à 7-5), ce qui correspond à une probabilité de défaillance inférieure à $2.866.10^{-6}$. Cette valeur indique le niveau élevé de sécurité du pont, même en tenant compte de la charge du train UIC 71, qui est supérieur à la charge d'exploitation utilisée dans la conception (Chapitre 3).

Etat limite de traction

L'état limite de traction implique la membrure inférieure de la poutre latérale en treillis du pont. L'indice de fiabilité β et la probabilité de défaillance P_f et l'écart relatif sur β en % sont indiqués dans le Tableau 7-2.

Tableau 7-2 : indice de fiabilité et probabilité de défaillance cas de la membrure inférieure

Méthode	β	P_f	Ecart relatif sur β (%)
FORM	5.67	$7.149 \cdot 10^{-9}$	0.53%
SORM	5.70	$5.990 \cdot 10^{-9}$	0.02%
MCS	5.70	$5.990 \cdot 10^{-9}$	0%

- Etat limite de compression

L'état limite de compression concerne la membrure supérieure de la poutre latérale en treillis du pont. L'indice de fiabilité β et la probabilité de défaillance P_f sont indiqués dans le Tableau 7-3

Tableau 7-3 : indice de fiabilité et probabilité de défaillance cas de la membrure supérieure

Méthode	β	P_f	Ecart relatif sur β (%)
FORM	5.17	$1.169 \cdot 10^{-7}$	0.83%
SORM	5.21	$9.442 \cdot 10^{-8}$	0.06%
MCS	5.21	$9.442 \cdot 10^{-8}$	0%

- Etat limite de flexion

L'état limite de flexion concerne l'entretoise et le longeron. L'indice de fiabilité β et la probabilité de défaillance P_f sont indiqués dans les Tableaux 7-4 et 7-5.

Tableau 7-4 : indice de fiabilité et probabilité de défaillance cas de l'entretoise

Méthode	β	P_f	Ecart relatif sur β (%)
FORM	5.44	$2.682 \cdot 10^{-8}$	0.68%
SORM	5.48	$2.12 \cdot 10^{-8}$	0.02%
MCS	5.48	$2.12 \cdot 10^{-8}$	0%

Tableau 7-5 : indice de fiabilité et probabilité de défaillance cas du longeron

Méthode	β	P_f	Ecart relatif sur β (%)
FORM	6.84	$4.036 \cdot 10^{-12}$	0.77%
SORM	6.88	$2.992 \cdot 10^{-12}$	0.04%
MCS	6.88	$2.992 \cdot 10^{-12}$	0%

Dans chaque cas d'étude, les indices de fiabilité fournis par les différentes méthodes (FORM, SORM et MCS) sont très proches. Les écarts relatifs entre l'approximation FORM et la simulation de Monte Carlo varient entre 0% et 0.83%. La méthode FORM fournit donc une très bonne approximation de l'indice de fiabilité. Ceci permet de valider dans cet exemple les résultats issus de l'application de cette méthode.

7.5. Etude de la sensibilité des variables de base

En plus de la détermination de la valeur de β , une analyse de sensibilité doit être effectuée pour déterminer la sensibilité du β calculé par rapport aux variations des paramètres décrivant les variables stochastiques modélisées dans l'analyse. De cette manière, il est facile d'identifier comment de petits changements dans la moyenne et les écarts types des variables aléatoires affecteront l'indice de sécurité. Un avantage de l'analyse de sensibilité réside dans l'identification des paramètres les plus critiques, en ce qui concerne β .

La sensibilité des variables de base pour chacune des fonctions d'état limite est égale à la valeur du cosinus directeur α (Section 6-8) calculé par FORM. La valeur de la sensibilité varie entre -1 et 1. Une valeur positive indique que la variable contribue à une diminution de β , donc une variable liée aux sollicitations, alors qu'une valeur négative indique que la variable contribue à une augmentation de β , donc une variable liée aux résistances. Les variables auront une sensibilité nulle si elles sont considérées déterministes.

Les sensibilités moyennes et les poids des variables des états limites de traction, de compression et de flexion sont présentés dans les Tableaux 7-6 et 7-7 respectivement.

Tableau 7-6 : Sensibilité moyenne des variables pour différents états limites (pont PK 107+373)

Variables aléatoires	θ_R	A/W	f_e/f_u	θ_E	Φ	Q_d	Q_c
Membrure inférieure	-0.2942	-0.1942	-0.4131	+0.2942	+0.6864	+0.0713	+0.3832
Membrure supérieure	-0.2685	-0.1773	-0.5046	+0.2685	+0.6591	+0.0551	+0.3637
Entretoise	-0.4755	-0.1001	-0.447	+0.2382	+0.6109	+0.0105	+0.3652
Longeron	-0.4846	-0.1020	-0.4562	+0.2487	+0.5787	-0.0332	+0.3896

Tableau 7-7 : Poids des variables en (%) pour les différents états limites (pont PK 107+373)

Variables aléatoires	θ_R	A/W	f_e/f_u	θ_E	Φ	Q_d	Q_c
Membrure inférieure	-8.6%	-3.8%	-17.1%	+8.6%	+47.1%	+0.5%	+14.7%
Membrure supérieure	-7.2%	-3.1%	-25.1%	+7.2%	+43.4%	+0.3%	+13.2%
Entretoise	-22.6%	-1.0%	-20.0	+5.7%	+37.3%	+0.01%	+13.3%
Longeron	-23.5%	-0.10%	-20.8%	+6.2%	+33.5%	-0.11%	+15.2%

- Etat limite de traction

Les variables les plus influentes pour le pont PK 107+373 dans le cas de l'état limite de traction sont classées dans l'ordre suivant :

1. Coefficient d'amplification dynamique Φ (47.1%)
2. Charge ferroviaire concentrée UIC 71 Q_c (14.7%)
3. La résistance à la rupture f_u (17.1%)

Les variables les plus significatives citées contribuent à hauteur de 78.8% des incertitudes sur l'indice de fiabilité (Figure 7-5).

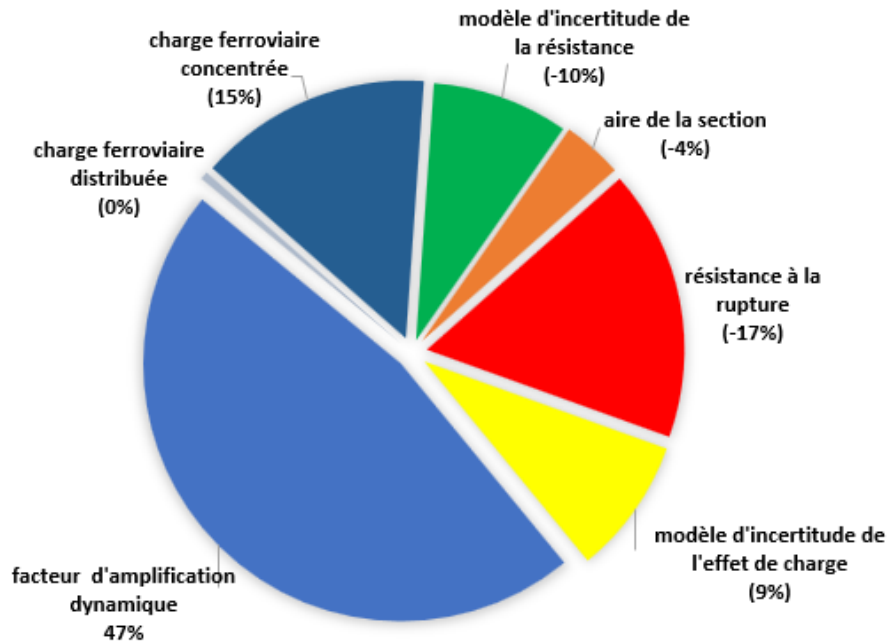


Figure 7-5 : Poids des variables dans la fiabilité : cas d'état limite de traction

- Etat limite de compression

Les variables prépondérantes pour le pont PK 107+373 dans le cas de l'état limite de compression sont classées comme suit :

1. Coefficient d'amplification dynamique Φ (43.4%)
1. Charge ferroviaire UIC 71 Q_c (13.2%)
4. La limite élastique f_e (25.1%)

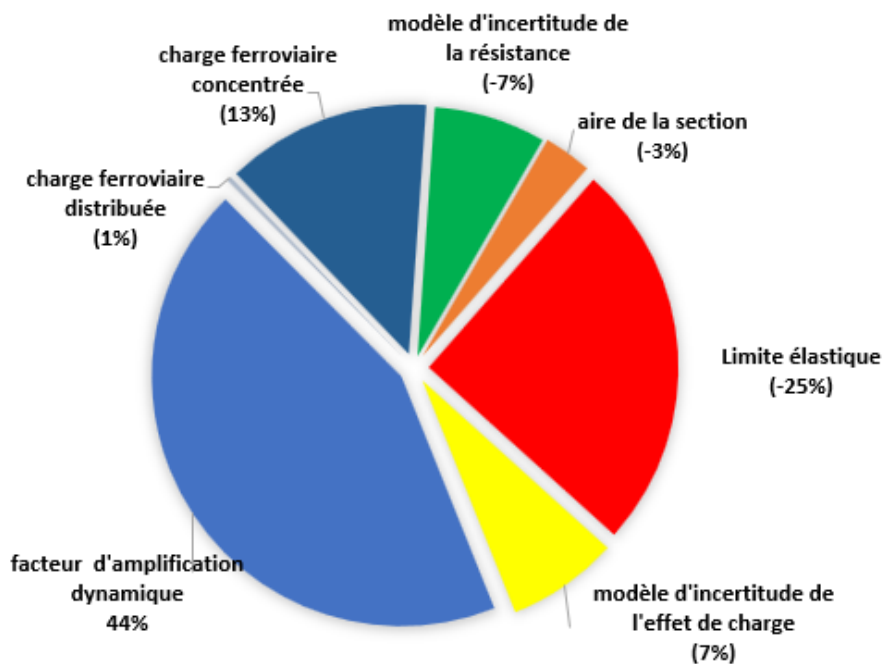


Figure 7-6 : Poids des variables dans la fiabilité : cas d'état limite de compression

Le poids total des variables est de 81.7%. La Figure 7-6 illustre le poids de chaque variable dans la fiabilité.

- **Etat limite de flexion (entretoise)**

Les variables les plus influentes pour le pont PK 107+373 dans le cas de l'état limite de flexion (entretoise) sont classées dans l'ordre suivant (:

2. Coefficient d'amplification dynamique Φ (37.3%)
2. Charge ferroviaire UIC 71 Q_c (13.3%)
5. Limite élastique f_e (20.0%)
6. Incertitude du modèle de résistance θ_R (23.5%)

La contribution totale de ces variables à l'incertitude sur l'indice de fiabilité est égale à 93.2%. On peut donc ignorer les incertitudes sur les variables restantes dont le poids est négligeable et ces variables peuvent être considérées déterministes dans une analyse ultérieure. L'importance des variables représenté dans le Tableau 7-7 et illustré par la Figure 7-7.

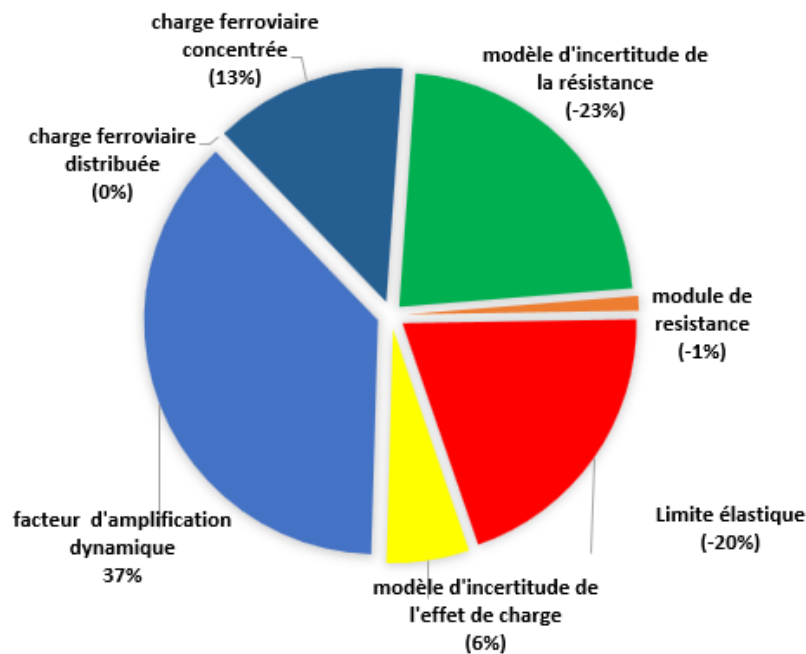


Figure 7-7 : Poids des variables dans la fiabilité : cas d'état limite de flexion (entretoise)

- Etat limite de flexion (longeron)

Les variables les plus influentes pour le pont PK 107+373 dans le cas de l'état limite de flexion (longeron) sont classées dans l'ordre suivant :

3. Coefficient d'amplification dynamique Φ (33.5%)
3. Charge ferroviaire UIC 71 Q_c (15.2%)
7. Limite élastique f_e (20.8%)
8. Incertitude du modèle de résistance θ_R (22.6%)

La contribution totale de ces variables à l'incertitude sur l'indice de fiabilité est égale à 92.1%. On peut donc ignorer les incertitudes sur les variables restantes dont le poids est négligeable et ces variables peuvent être considérées déterministes dans une analyse ultérieure. L'importance des variables représenté dans le Tableau 7-7 et illustré par la Figure 7-8.

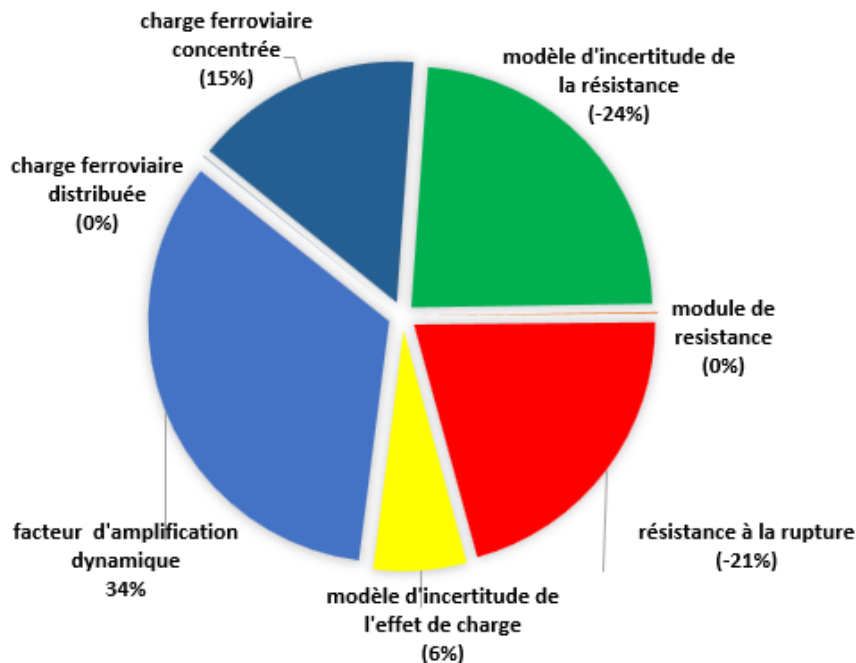


Figure 7-8 : Poids des variables dans la fiabilité : cas d'état limite de flexion (longeron)

A travers l'étude de sensibilité, on peut conclure que les variables aléatoires les plus influentes sur l'indice de fiabilité dans les cas des états limites de traction et de compression sont le coefficient de majoration dynamique, la charge ferroviaire concentrée et la résistance à la rupture (traction), la limite élastique (compression). L'influence des variables aire de la section et charge UIC 71 uniformément répartie sur l'indice de fiabilité sont négligeables par conséquent, elles peuvent être considérées comme déterministes. Les paramètres prépondérants de l'état limite de flexion sont le facteur d'amplification dynamique (37%), la charge UIC 71 concentrée (13%), l'incertitude du modèle de résistance (23%) et la limite élastique (20%). La contribution totale de ces variables à l'incertitude sur l'indice de fiabilité dépasse 90%. Le module de résistance et la charge ferroviaire distribuée peuvent être pris comme déterministes dans des études ultérieures. La fonction de performance est notablement sensible au facteur d'amplification dynamique, son poids vaut 47.1% dans le cas de l'état limite de compression. Une attention particulière doit être prise quant à l'application de ce coefficient.

7.6. Conclusion

A travers cette analyse, on a montré qu'il est possible de réaliser une analyse complète de fiabilité en structure. Pour cela, il est proposé dans ce travail de réaliser un couplage mécano-fiabiliste. On évalue la probabilité de défaillance, les importances relatives de chaque variable dans la fiabilité et la sensibilité de l'indice de fiabilité aux variables de base. Les résultats montrent que l'indice de fiabilité β est satisfaisant pour les trois états limites, largement supérieur à β_{cible} . Cette valeur indique le niveau élevé de sécurité du pont même en tenant compte de la charge à l'essieu de 250 kN. Pour prévoir les états futurs et lorsque les nouvelles informations sont disponibles, l'indice de fiabilité cible adopté dans les calculs est de 3.07 qui correspond à une durée de vie restante de 10 ans choisi sur la base d'un β_{cible} de 3.7 sur une période de référence d'un an recommandé par JCSS-1 (2001) pour les ponts-rails anciens. Toutefois, il est utile de noter que l'étude fiabiliste ne considère pas d'autres scénarios de défaillance telles que, par exemple, la fatigue et la corrosion qui peuvent constituer des modes de défaillance critiques.

Enfin, à travers l'étude de sensibilité, on peut conclure que le facteur d'amplification dynamique a un impact prépondérant sur l'indice de fiabilité. Celui-ci est de l'ordre de 37% pour l'état limite de flexion et d'environ 47% pour l'état limite de traction. Également, la fonction de performance est très sensible au modèle d'incertitude de résistance pour l'état limite de flexion, sa valeur est de l'ordre de 24%. Les recherches futures devraient davantage se pencher sur la variable aléatoire liée au facteur dynamique car il engendre une différence considérable entre les valeurs recommandées par les divers codes suite à la complexité du problème d'interaction qui existe entre la voie et l'ouvrage d'art.

Conclusion générale

Ce travail a été entrepris pour d'une part, montrer que les résultats d'expertises issus des méthodes déterministes pour évaluer la sécurité structurale et la fatigue ne peuvent être prises comme un outil de vérification des anciens ouvrages métalliques et, d'autre part, développer une méthodologie d'évaluation des ponts dans le secteur ferroviaire en se basant sur une approche fiabiliste

S'agissant du premier aspect, la réévaluation des ponts-rails métalliques rivetés réalisée par la SNTF vis à vis de leur sécurité structurale et de leur adéquation au schéma de charge UIC 71 a concerné 24 ouvrages sur un linéaire de 200 km. Les résultats de ces évaluations basés sur l'approche déterministe, ont abouti à une classification des différents ponts pour une réparation définitive. Parmi les 24 ponts auscultés, dix-sept ponts ont été concernés par le remplacement du tablier pour s'adapter au diagramme de charge UIC 71-702 et sept autres pour répondre au schéma de charge "train marchandise réel futur". En final, quelques tabliers de ponts ont été remplacés alors que les ponts qui ont "échappé" à la décision de ce diagnostic continuent à nos jours de servir le réseau ferroviaire sans aucun incident majeur signalé. Les coefficients partiels de sécurité présentés par l'approche déterministe sont en général destinés à des ouvrages réalisés avec des matériaux standardisés. Ils ne doivent en aucun cas être considérés comme des paramètres représentatifs pour une évaluation structurale réelle des anciens ouvrages en exploitation.

La méthodologie proposée dans ce travail pour évaluer les ponts ferroviaires métalliques rivetés est similaire à celle utilisée dans d'autres pays [Christian Cremona, 2012; SB-D4.6, 2007]. Au-delà de la phase initiale qui nécessite une identification exhaustive des documents graphiques, des notes de calcul antérieures et des résultats de surveillance, la seconde partie de l'étude se base sur une évaluation très précise des données relatives aux matériaux, des informations sur les conditions d'exploitation antérieures pour une meilleure modélisation de l'ouvrage. Au cas où la phase intermédiaire n'est pas concluante et engendre des mesures conservatrices et des coûts d'intervention élevés, le recours à des analyses avancées à l'aide des investigations en laboratoire et une démarche individuelle basée sur une modélisation probabiliste deviennent nécessaires.

A travers les essais de laboratoire, l'analyse métallographique a montré que le fer puddlé et l'acier doux sont les matériaux utilisés dans les ponts-rails métalliques existants sur le linéaire de 200 km reliant Oued Tlélat à la frontière Marocaine. Les essais de laboratoire ont permis de conclure que les propriétés mécaniques des deux métaux sont quasi similaires aux données de la littérature. En ce sens, le fer puddlé contient très peu de carbone et beaucoup d'impuretés (phosphore, soufre). Comparé aux aciers modernes, le fer puddlé n'offre qu'une faible ténacité, une propriété qui produit souvent un risque important de rupture spontanée des éléments structuraux. Par ailleurs, l'acier doux présente l'inconvénient de contenir de l'azote en teneur importante (0.012%), un élément fragilisant qui accroît sensiblement le processus du vieillissement du métal.

Basée sur l'approche semi-probabiliste contenue dans la norme SIA 161, les résultats issus de l'analyse structurale ont montré des dépassements de contraintes admissibles importants dans les éléments des ponts étudiés. L'application de l'Eurocode3 a permis aussi de constater des dépassements dans les efforts limites mais avec des écarts beaucoup moins importants. Cela dit, la philosophie de l'Eurocode3 est basée sur une approche moins conservatrice que le concept contenu dans la norme SIA 161. En matière de sécurité structurale, les calculs ont montré que la fatigue des constructions rivetées est aussi déterminante. Ainsi, la vérification de la fatigue ne satisfait pas les exigences de la norme SIA 161 pour les deux schémas de charge. En revanche, l'application de l'Eurocode3 montre que la justification de la fatigue des éléments de ponts ne satisfait pas le cas de la charge UIC71 uniquement. Malgré les valeurs relativement faibles des indices de sécurité, aucune fissure ou rupture brutale due au phénomène de fatigue n'a été observée ou signalée par la SNTF, depuis 1985 à ce jour. Le recours à une approche fiabiliste s'avère plus que nécessaire.

Pour justifier les projets de renforcement et de remplacement des ponts-rails métalliques qui datent de l'ancien siècle, une évaluation probabiliste de la fiabilité des ouvrages s'impose d'elle-même. Dans le cadre de l'approche probabiliste, l'idée fondamentale est d'appliquer une démarche individuelle et d'écarter d'emblée tout emploi d'un quelconque règlement pour une couverture générale de l'ensemble des ouvrages en service. Grâce à cette procédure sélective, les coûts de réhabilitation peuvent être réduits et le niveau de sécurité n'est pas compromis. Cela dit, même si le coût s'avère comme un inconvénient dans l'approche probabiliste car des études particulières requièrent parfois des analyses avancées, il demeure néanmoins dérisoire devant les économies qui peuvent être réalisées sur les travaux de réhabilitation.

Grâce au travail mené, on a tenté d'apporter quelques éléments de solution au problème de l'évaluation des ponts-rails métalliques rivetés existants. Une démarche intégrée, appelée communément couplage mécano-fiabiliste, associant le code de fiabiliste et le code des éléments finis a été proposée pour rendre compte de la défaillance de la structure. Les méthodes de fiabilité utilisées pour le calcul de l'indice de sécurité (probabilité de défaillance) sont les approximations FORM et SORM et les simulations de Monté Carlo. L'indice de fiabilité β (pont PK 107+373) est supérieur à 5 et correspond à une probabilité de défaillance P_f inférieure à $2.866 \cdot 10^{-7}$. Cette valeur indique le niveau de sécurité élevé du pont, même dans le cas de la charge UIC 71. Selon JCSS-1 (2001), un indice de fiabilité cible requis $\beta_c = 3.7$ est recommandé pour les ponts de chemin de fer existants sur une durée de référence d'un an. Afin de permettre une prévision affinée des états futurs et lorsque des nouvelles informations sont disponibles, il est important d'opter pour un $\beta_c = 3.07$ qui correspond à une durée de vie restante de 10 ans.

Les résultats trouvés montrent que, pour le pont étudié et tous les codes pratiques considérés, une augmentation à 250 kN à l'essieu devrait être autorisée dans les limites des marges de sécurité requises. Néanmoins, il est important de préciser que l'analyse fiabiliste considérée dans cette étude ne prend pas en considération d'autres scénarios de défaillance telles que la résistance à la fatigue et la corrosion, qui peuvent constituer les modes de défaillance défavorables.

Enfin, à travers l'étude de sensibilité, on peut conclure que le facteur d'amplification dynamique a un impact prépondérant sur l'indice de fiabilité. Celui-ci est de l'ordre de 37% pour l'état limite de flexion et d'environ 47% pour l'état limite de traction. Egalement, la fonction de performance est très sensible au modèle d'incertitude de résistance pour l'état limite de flexion, sa valeur est de l'ordre de 24%. Les recherches futures devraient davantage se pencher sur la variable aléatoire liée au facteur dynamique car il engendre une différence considérable entre les valeurs recommandées par les divers codes suite à la complexité du problème d'interaction qui existe entre la voie et l'ouvrage d'art.

Références bibliographiques

- Aastho. (2007). AASTHO LRFD bridge design specifications. 4th Ed. American Association of State Highway and transportation Officials, Washington, D.C.
- Brühwiler, E., Bez, R., Hirt, M. a. J. I. E. a. S., (1985) Résistance à la fatigue des constructions rivetées. *111*(ARTICLE), 3-6.
- Brühwiler, E., Smith, I. F., Hirt, M. a. J. J. O. S. E., (1990) Fatigue and fracture of riveted bridge members. *116*(1), 198-214.
- Casas, J. R., Wisniewski, D., (2013) Safety requirements and probabilistic models of resistance in the assessment of existing railway bridges. *Structure Infrastructure Engineering* 9(6), 529-545.
- Choi, S.-K., Grandhi, R., Canfield, R. A., (2006) Reliability-based structural design: Springer Science & Business Media.
- Cremona, C., (2003) Application des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.
- Cremona, C. (2008). *Evaluation structurale des ponts: Rapport de synthese de l'operation de recherche (2004-2007)* (1161-028X). Retrieved from
- Cremona, C., (2012) Structural performance: Probability-based assessment: John Wiley & Sons.
- Cremona, C., Eichler, B., Johansson, B., Larsson, T. J. J. O. B. E., (2013) Improved assessment methods for static and fatigue resistance of old metallic railway bridges. *18*(11), 1164-1173.
- Cremona, C., Patron, A., Johansson, B., Larsson, T., Eichler, B., Höhler, S., Kühn, B. J. D. B. D., Sixth Framework Programme by the European Commission. (2007) Improved assessment methods for static and fatigue resistance of old steel railway bridges.
- Diamantidis, D., (2009) Implementation of Reliability-Based Criteria for Structural Integrity Assessment of Existing Structures. Paper presented at the Key Engineering Materials.
- Diamantidis, D., Bazzurro, P., (2007) Safety acceptance criteria for existing structures. Paper presented at the Special Workshop on Risk Acceptance and Risk Communication.

- Ditlevsen, O., Madsen, H. O., (1996) Structural reliability methods (Vol. 178): Wiley New York.
- Eurocode1. (2004). Actions sur les structures, partie 2 : Actions sur les ponts, dues eu trafic.
- Eurocode3. (2005a) Calcul des structures en acier, Part 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments. : .
- Eurocode3. (2005b). Calcul des structures en acier, Partie 1-9 : Fatigue.
- Eurocode-1. (2004). Actions sur les structures, Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic. CEN Brussels.
- Eurocode-3. (2005a). Calcul des structures en acier, Partie 1-9 : Règles générales et règles pour le bâtiment
CEN Brussels.
- Eurocode-3. (2005b). Calcul des structures en acier, Partie 1-9 : Fatigue. CEN Brussels.
- Eurocode. (2006). Bases de calcul des structures. CEN Brussels.
- Hasofer, A. M., Lind, N. C., (1974) Exact and invariant second-moment code format. *Journal of the Engineering Mechanics division*, 100(1), 111-121.
- Helmerich, R., Kühn, B., Nussbaumer, A. J. S., Engineering, I., (2007) Assessment of existing steel structures. A guideline for estimation of the remaining fatigue life. 3(3), 245-255.
- Höler, S. (2005). *Material properties of metal railway bridges. Technical Report : Draft. Sustainable Bridges. WP4-S-R-001 Draft*. Retrieved from
- Iso-2394. (1998). General principes on reliability for structures. Geneve, Switzerland, ISO.
- James, G. (2003). *Analysis of traffic load effects on railway bridges*. Bygghvetenskap.
- Jcss-1. (2001). *Joint Committee on Structural Safety - Probabilistic model code . Part1-Basis of design*. Retrieved from
- Jcss-2. (2001). *Joint Committee on Structural Safety- Probabilistic model code Part 2: Load models*. Retrieved from
- Jcss-3. (2000). *Joint Committee on Structural Safety-Probabilistic model code. Part 3 - Material properties*. Retrieved from
- Jeppsson, J., (2003) Reliability-based assessment procedures for existing concrete structures.
- Jrc. (2008). *Assessment of existing steel structures : Recommendations for estimation of remaining fatigue life*. Retrieved from
- Kennedy, D., Aly, M. G., (1980) Limit states design of steel structures—Performance factors. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 7(1), 45-77.

- Lafrance M, H. R., Perdix C. . (2000). Des aciers pour les ponts. *bulletin ponts métallique N° 20 OTUA*, 124-133.
- Larsson, T. (2009). *Fatigue assessment of riveted bridges*. Luleå tekniska universitet.
- Lemaire, M., (2009) Structural Reliability.
- Melchers, R. E., Beck, A. T., (2018) Structural reliability analysis and prediction: John Wiley & Sons.
- Minline. (2013). *Assessment methods for elderly rail infrastructure*. Retrieved from Universitat Politècnica de Catalunya:
- Ramondec, P. H., Plu, B., Sauvage, G. (2000). Les ponts rails métalliques. *Bulletin ponts métalliques: N°20 OTUA*, 44-45.
- Ravindra, M. K., Galambos, T. V., (1978) Load and resistance factor design for steel. *Journal of the Structural Division*, 104(9), 1337-1353.
- Sb-D4.6. (2007). *Improved Assessment methods for static and fatigue resistance of old steel railway bridges. Prepared by Sustainable Bridges-a project within EU FP6*. Retrieved from
- Schneider, J., (2006) Introduction to safety and reliability of structures (Vol. 5): Iabse.
- Sia161. (1979). Steel structures, Swiss society of engineers and architects, Zurich.
- Sntf-Are. (1985). *Modernization and development of existing rail infrastructure of Oued Tlelat-Morocco border line, Algerian-Austrian cooperation in the railway sector*. Retrieved from
- Sntf-Shalcher and Associates, R., (1979) Auscultation of metal railway bridges of the Mohammadia-Bechar line, Algerian-Swiss cooperation in the field of railways,.
- Sntf. (1889). Archives des ponts-rails et fiches signalétiques de ligne ferroviaire Oued Tlélat-frontière Maroc.
- Sustainable-Bridges. (2007) Improved assessment methods for static and fatigue resistance of old steel railway.
- Sykora, M., Holicky, M., Diamantidis, D. J. H., (2015) Probabilistic updating in the reliability assessment of industrial heritage structures. 59(2/3), 9.
- Uic776-1r. (2006a). Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails.
- Uic776-1r. (2006b). Loads to be considered in railway bridges design.
- Vrouwenvelder, A., (2002) Reliability based code calibration. The use of the JCSS Probabilistic Model Code.

Wisniewski, D. F., Casas, J. R., Ghosn, M. J. S., Engineering, I., (2009) Simplified probabilistic non-linear assessment of existing railway bridges. 5(6), 439-453.