



UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS DE MOSTAGANEM
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° D'ORDRE/2013

MEMOIRE

PRESENTE POUR OBTENIR

LE DIPLOME DE MAGISTER
SPECIALITE : GENIE CIVIL

PAR

BENOUALI Abdelhak

**ETUDE DU PHENOMENE DE FATIGUE DES DALLES DE
PONTS EN BETON SOUS UN TRAFIC ROUTIER
CROISSANT**

SOUTENU LE : 06 Novembre 2013

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

PRESIDENT	M ^{me} BELAS Nadia	Professeur	UMAB Mostaganem
RAPPORTEUR	M ^f BOUHAMOU Nasr Eddine	M.C.A	UMAB Mostaganem
EXAMINATEUR	M ^f SEMCHA Abdelaziz	M. C. A	E.P. Oran
EXAMINATEUR	M ^f MEBROUKI Abdelkader	M.C.A	UMAB Mostaganem
EXAMINATEUR	M ^f BENDANI Karim	M.C.A	UMAB Mostaganem

Remerciements

Ce travail a été effectué au département de Génie Civil et Architecture de la faculté de sciences et technologie de l'université Abdelhamid Ben Badis (UMAB Mostaganem). C'est l'aboutissement non seulement d'un travail individuel, mais celui de plusieurs personnes que je tiens à remercier. Parmi les personnes qui ont collaboré à ce travail en offrant soit un support moral, soit un support technique, je pense en particulier à ma famille, à mes amis et à mes collègues. Sans doute des personnes auront involontairement été oubliées dans l'énumération suivante, pour cette raison je tiens, en premier, à toutes les remercier.

Je tiens tout d'abord à remercier mes parents qui m'ont soutenu pour réaliser mes études et qui m'ont toujours encouragé dans mes entreprises. Je leur exprime toute ma reconnaissance pour avoir su créer les conditions pour favoriser mon épanouissement. Une pensée particulière à mon père décédé juste après ma réussite au baccalauréat.

Je remercie mon épouse pour sa patience, son soutien et ses encouragements.

J'exprime toute ma reconnaissance et toute ma gratitude à mon ami et frère Docteur Ould Mammar Madani, MCA UMAB Mostaganem, qui m'a énormément soutenu et a toujours répondu présent à chaque fois que j'ai eu besoin de ses conseils et son orientation.

J'exprime toute ma reconnaissance à mon encadreur, professeur Achour Belkacem qui m'a donné la possibilité d'effectuer ce travail sans oublier monsieur Bensoula Mohamed qui a été l'initiateur et à l'origine de la proposition de ce thème de recherche.

Je remercie professeur Bentata Samir, Doyen de la faculté des Sciences et technologie, pour ses encouragements et son soutien moral.

Je remercie Docteur Bouhamou Nasr Eddine, (M.C.A UMAB) pour avoir accepté de gérer ce travail en qualité de rapporteur en remplacement du Professeur ACHOUR Belkacem.

Je remercie l'ensemble des collègues du département de génie civil et architecture. Ils ont toujours répondu présents à chaque fois que le besoin s'est fait sentir.

Finalement je remercie les membres du jury pour le temps consacré à la lecture attentive de ce mémoire, pour leurs commentaires: Professeur Belas Nadia qui a accepté de présider le jury, Docteur Semcha Abdelaziz (M.C.A E.P. Oran) examinateur, Docteur Bendani MCA UMAB Mostaganem et Docteur Mebrouki Abdelkader MCA UMAB mostaganem examinateurs.

Dédicaces

Ce travail est dédié à la mémoire de toutes les femmes et tous les hommes qui ont payé de leur vie pour que vive l'Algérie.

Je le dédie à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation depuis les études de primaire à ce jour.

A mes parents, ma femme et mes enfants

Résumé

La détérioration des structures de ponts mène aux problèmes fonctionnels, supportant la charge et à long terme de longévité. Les facteurs ayant l'impact fort sur la détérioration des travaux de technologie sont la conception, matériaux employés pour la construction, les méthodes de construction, les charges appliquées, les actions environnementales et l'entretien de la structure en service. Par conséquent, l'évaluation réaliste et fiable d'une structure de pont endommagée, basée sur l'évaluation des défauts détectés, est très importante pour projeter une stratégie de réparation appropriée. Une telle évaluation doit comporter l'évaluation de l'état de pont, de la capacité portante, de la durée de vie restante et de la fonctionnalité.

Le but du travail consiste à faire une comparaison du système de charge de calcul avec les charges réelles utilisées actuellement.

Choix d'un ou plusieurs types de ponts

Collecte des informations concernant le poids lourds en Algérie.

Détermination des coefficients de corrélation par l'utilisation de logiciels.

Mots clés : charge, pont, dalle, pathologie, réhabilitation, analyse modale.

Abstract

The damage of bridge structures leads to functional problems, load-bearing and long-term durability. The main factors strongly affecting the damage of work technology are the design, materials used for construction, construction methods, applied loads, environmental actions and maintenance of the structure in service. Therefore, realistic and reliable assessment of a damaged bridge structure, based on the evaluation of detected faults is very important to project an appropriate repair strategy evaluation. Such an assessment should include assessment of the state of bridge bearing capacity of the remaining life and functionality.

The aim of this work is to make a comparison of system design load with the real loadings currently used.

Choice of one or several types of bridges

Collects information about the truck in Algeria.

Determination of correlation coefficients using commercial codes of current software.

Keywords: load deck slab, pathology, rehabilitation, modal analysis.

ملخص

تدهور الهياكل جسر يؤدي إلى مشاكل وظيفية، الحاملة ومتانة على المدى الطويل. العوامل تأثير قوي على تدهور التكنولوجيا هي التصميم والمواد المستخدمة في البناء، وطرق البناء، والأحمال المطبقة، والإجراءات البيئية والحفاظ على هيكل في الخدمة. ولذلك، واقعية وموثوق بها هيكل الجسر المتضرر، استنادا إلى تقييم أخطاء الكشف عن أمر مهم جدا لاعطاء تقييم مناسب استراتيجية إصلاح. وينبغي أن يشمل هذا التقييم تقييم حالة الجسر من قدرة تحمل الحياة المتبقية والوظائف.

والهدف من هذا العمل هو إجراء مقارنة من تصميم تحميل النظام مع الشحنات الحقيقية المستخدمة حاليا.

اختيار واحد أو عدة أنواع من الجسور

بجمع المعلومات عن الشاحنات في الجزائر.

تحديد معاملات الارتباط عن طريق استخدام البرامج الحالية

كلمات البحث : تحميل بلاطة سطح ، و علم الأمراض وإعادة التأهيل تحليل مشروط

Table des matières

Notations	iv
Figures :	viii
Tableaux	x
Chapitre 1 Introduction	1
But et principe d'évaluation :	1
Chapitre 2 Modélisation du trafic	3
2.1 Introduction.....	3
2.2 Données statistiques sur le Trafic :	3
Chapitre 3 Types de ponts et d'efforts analysés	6
3.1. Différentes parties d'un pont.	6
3.1.1- Les piles.	7
3.1.2- Les culées.....	7
3.1.3- Les piles-culées.	8
3.1.4- Le remblai d'accès.....	8
3.2. Modélisation des dalles de pont à poutres multiples :.....	10
3.3 Efforts et sollicitations :	12
3.3.1 Charge :	12
3.3.2 Sollicitation	12
3.3.3 Etat limite :	12
3.3.4 Système principal de chargement (modèle de charge 1).....	12
3.3.5 Modèle à essieu unique (modèle de charge 2).....	17
3.3.6 Série de modèles de véhicules spéciaux (modèle de charge 3).....	18
3.4.Modèles de charges de fatigue.....	18
3.4.1. Généralités.....	18

3.4.2	Modèle de charge de fatigue 1 (similaire au système principal de chargement).	23
3.4.3	Modèle de charge de fatigue 2 (ensemble de camions “fréquents”)	24
3.4.4	Modèle de charge de fatigue 3 (modèle à véhicule unique)	25
3.4.5	Modèle de charge de fatigue 4 (ensemble de camions “normalisés”)	26
3.4.6	Modèle de charge de fatigue 5 (élaboré à partir d’un trafic routier enregistré)	29
3.5	Les lignes d’influence dans les ponts dalles :	30
3.6	La fatigue :	30
3.6.1	Description du problème	31
Chapitre 4 : Etat de l’art – Modélisation :		31
4.1	Etat de l’art :	31
4.2	Modélisation Interaction Pont-Véhicule:	40
4.2.1	Modèles de Véhicules :	40
4.2.1.1	Systèmes mécaniques :	43
4.2.1.2	Vibrations linéaires:	48
4.2.1.3	Degrés de liberté multiple (Mddl):	51
4.2.1.4	Modes propres :	52
4.2.1.5	Décomposition modale :	54
4.2.1.6	L’amortissement :	56
4.2.1.7	Matrice de flexibilité dynamique:	57
4.2.2	Modèle du pont :	59
4.2.3	Modélisation du profil de la chaussée	61
4.2.4	Interaction Pont-Véhicule :	62
4.3	Analyse modale :	64
4.4	Le facteur d’amplification Dynamique :	64
Chapitre 5 : Simulations		69

5.1 Poids des essieux :.....	69
5.2 Profil de la chaussée :.....	71
5.3 Flexion du pont :.....	72
5.4 Modes d'un système à 3DDL :.....	73
5.5 Facteur d'amplification dynamique :	73
Conclusion et perspectives	74
Références bibliographiques	75

Notations

Majuscules latines:

AD	amplification dynamique
C	matrice d'amortissement
DLC	coefficient de charge dynamique
E	module d'élasticité
EI	rigidité flexionnelle
F	force de frottement
FAD	facteur d'amplification dynamique
G	fonction de densité spectrale
I	incrément dynamique; moment d'inertie de masse
K	matrice de rigidité
L	longueur d'une travée (portée)
M	matrice de masse; moment de flexion
P	force dans la suspension
P'	force dans le pneu
Q	action d'un essieu
R	réponse de l'ouvrage (déplacement, déformation, effort)
W	valeur d'angle (profil de la chaussée)

Minuscules latines:

A	constante
a0, a1	constantes d'amortissement (Rayleigh)
c	coefficient d'amortissement
cc	coefficient d'amortissement critique
C	centre de gravité

E	distance entre les essieux
F	fréquence, vecteur de force
G	accélération de la gravité
H	hauteur
I	numéro d'ordre
K	rigidité
M	masse; moment de flexion
N	fréquence spatiale
R	cote du profil de la chaussée
S	distance
Sw	écart type des valeurs d'angle (profil de la chaussée)
T	temps
U	déplacement dans la direction x
V	déplacement dans la direction y; vitesse
v(t)	déplacement en fonction du temps
W	déplacement dans la direction z; flèche
x, y, z	coordonnées

Majuscules grecques:

Δ	incrément; différence; déplacement relatif
Φ	coefficient dynamique
Ω	fréquence angulaire spatiale

Minuscules grecques:

B	paramètre dans la relation de Fancher
Γ	facteur de charge

Δ	déplacement relatif
ε	déformation
θ	rotation, angle de phase
μ	moyenne
ν	coefficient de Poisson
ξ	rapport d'amortissement
π	nombre pi
ρ	masse volumique
σ	écart type
φ	coefficient dynamique
ω	fréquence circulaire

Indices:

-b	pont
-c	béton
-dyn	dynamique
-ENV	enveloppe
-G	centre de gravité; poids propre
-i	ième élément
-L	élément de liaison
-max	maximal
-min	minimal
-n	valeur nominale
-Q	action variable
-sta	statique
-v	véhicule

$-x, y, z$ coordonnées

Exposants:

$-e$ valeur de l'élément fini e

Figures :

- Figure 1.1. Organigramme du principe d'évaluation
- Figure 2.1. Evolution du trafic lourd en Algérie
- Figure 2.2. Répartition du parc
- Figure 2.3. Répartition des poids
- Figure 2.4. Classification des poids lourd
- Figure 2.5. Densité de probabilité de la distance entre véhicules en fonction du trafic
- Figure 3.1. Type de classification des ponts à poutres choisie
- figure 3.2 Modèle de charge 1
- figure 3.3 Modèle de charge 2
- Figure 3.4 : Distribution des fréquences de la position transversale de l'axe d'un véhicule
- Figure 3.5 coefficient de majoration supplémentaire
- Figure 3.6 : Modèle de charge de fatigue 3
- Tableau 3.6 : Définition des roues et des essieux
- Figure 3.7 – Lignes d'influence pour le moment positif de la dalle
- Figure 4.1 Pont de la Venoge et extrait des histoires de contraintes mesurées sous trafic réel.
- Figure 4.2 : géométrie du pont à l'étude
- Figure 4.3 : Positions des camions lors des cheminements
- Figure 4.4 : Facteur d'amplification dynamique en fonction de la vitesse du camion
- Figure 4.5 : Le système Pont Véhicule
- Figure 4.6 : Coefficient de rugosité de la chaussée en fonction de l'indice IRI
- Figure 5.1 : exemple d'un histogramme et de sa modélisation à l'aide d'une distribution béta bimodale du poids des essieux d'un camion de type 113a

Figure 5.2 – Corrélation entre le poids du deuxième essieu Q2 et de l'essieu tridem Q3 d'un camion de type 113a

Tableaux

Tableau 3.1 : Valeurs de base

Tableau 3.2 : Coefficients d'ajustement

Tableau 3.3: Nombre de camions prévus par an pour une voie lente

Tableau 3.4: Ensemble de camions "fréquents"

Tableau 3.5: Ensemble de camions équivalents

Chapitre 1 Introduction

Le réseau routier et autoroutier Algérien a pu réaliser plus de 4500 ouvrages d'art, et compte tenu des investissements énormes qui ont été consentis, il est important de se donner les moyens de non seulement préserver la valeur de ces acquis, mais surtout de l'améliorer pour répondre aux besoins nouveaux.

Depuis le début de la construction du réseau des routes nationales, le trafic routier a fortement augmenté, et la croissance est marquée autant par le nombre de véhicules que par le tonnage transporté par essieu et les besoins futurs suivront sûrement la même tendance.

Cette augmentation du tonnage va atteindre des valeurs plus grandes et elle ne peut être sans conséquence sur la sécurité des ponts-routes en Algérie.

Sachant que les calculs des ponts existants ont été faits selon le CPC fascicule 61 titre II [fascicule N°61 1961], alors il est nécessaire de vérifier la réponse du point de vue sécuritaires de ces ponts vis-à-vis à cette augmentation de la charge du poids lourds circulant réellement.

Il est nécessaire d'établir un modèle de charge de trafic supérieur à ceux décrit par le règlement de calcul en question.

But et principe d'évaluation :

L'organigramme représenté dans la figure1.1 ci-dessous montre le principe d'évaluation

Les données actualisées concernant les charges et les actions ainsi que la résistance et le comportement de la structure doivent être définies sur la base des exigences d'utilisation convenues avec le maître de l'ouvrage.

En ce qui concerne l'évaluation d'un pont existant, les données actualisées sont le nouveau modèle de charge, les facteurs de charge actualisés pour le poids propre et les charges permanentes et le coefficient majoration dynamique.

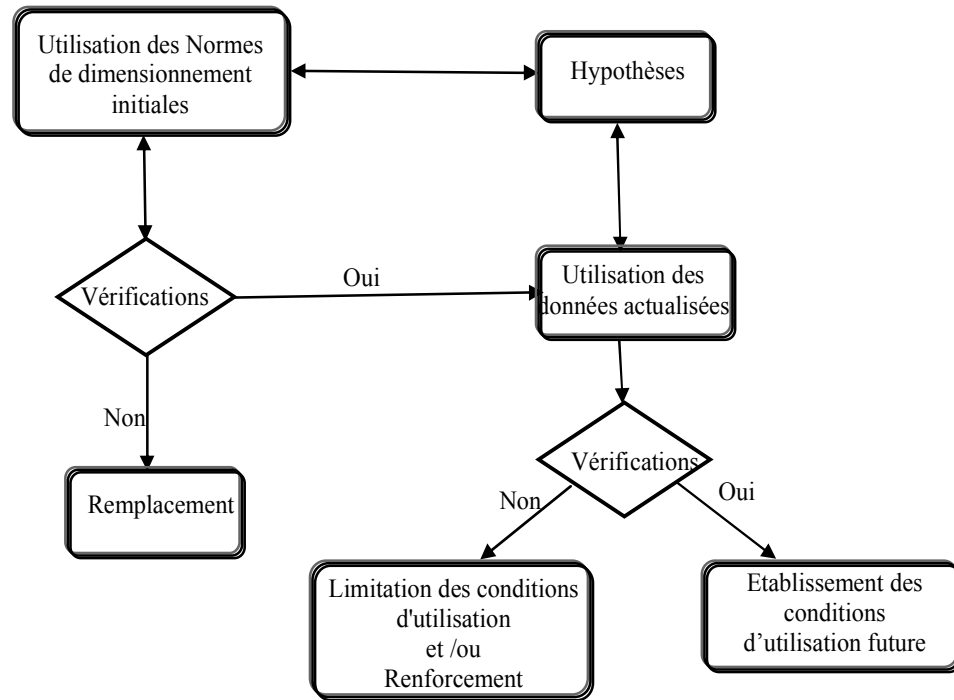


Figure 1.1. Organigramme du principe d'évaluation

Il convient de remarquer que les simulations numériques effectuées doivent être complétées par l'établissement des conditions liées à l'utilisation future ou par des propositions relatives au renforcement ou remplacement.

Le but au long terme de cette recherche est d'établir un modèle de charge du trafic routier algérien supérieur aux normes utilisées actuellement et au moins équivalent à la limite proposée par les normes européennes à savoir 40 tonnes.

La base essentielle pour l'établissement du modèle de charge de 28 t et 36 t est les mesures récentes réalisées et les caractéristiques du futur trafic (composition du trafic, poids des essieux, géométrie des véhicules et distance entre les véhicules).

Les résultats trouvés dans les dalles des ponts à poutres multiples dus à ce futur trafic sont calculés avec le programme de simulation ANSYS, puis comparés à ceux du modèle de charge réglementaire du CPC fascicule 61 titre II [fascicule N°61 1961].

Cette comparaison permet l'établissement des facteurs de correction qui déterminent facilement les charges sous trafic ascendant à considérer pour l'évaluation des dalles de ponts à poutres existants.

Chapitre 2 Modélisation du trafic

2.1 Introduction

Les efforts produits par les véhicules légers dans les ponts et/ou les dommages de fatigue différent de ceux que produisent les véhicules lourds. Une attention particulière est portée sur les véhicules lourds de crainte des conséquences de leurs effets sur les structures des ponts quelle que soit la nature de leurs matériaux et leurs types.

2.2 Données statistiques sur le Trafic :

Sur les routes Algériennes et selon l'office national de statistiques [ONS 2012], la répartition des véhicules au 31/12/2010 est la suivante :

- 62,37% de véhicules particuliers (poids total < 3.5t)
- 32,60% de poids lourds (camions simples, camions semi-remorque et avec remorque)
- 5,03% autres types (motocycles, véhicules agricoles, etc...)

La 'Fig. 2.1' donne un aperçu de l'évolution du trafic des poids lourds entre 1997 et fin 2010.

Le nombre de poids lourds au 31/12/2010 était de 1406 660 et il représentait 32,60 % du parc national comme le montre la 'Fig. 2.2' et dont la répartition en fonction du type des poids lourds est illustrée sur la 'Fig. 2.3'.

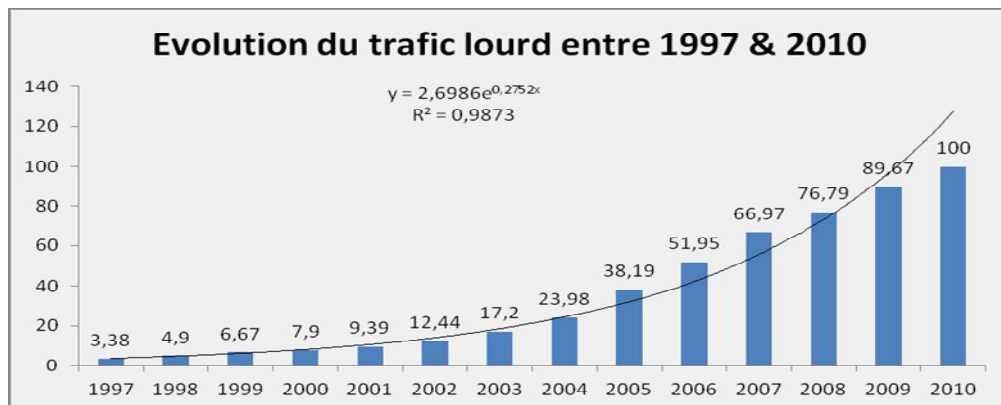


Figure 2.1. Evolution du trafic lourd en Algérie

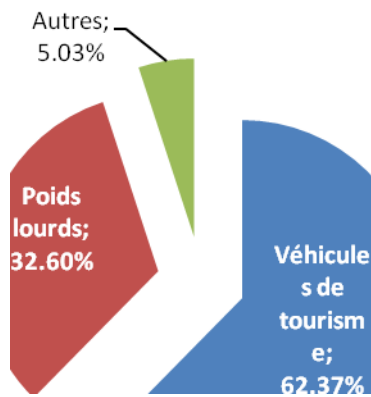


Figure 2.2. Répartition du parc national

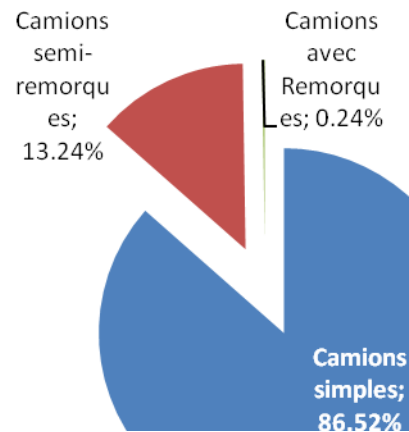


Figure 2.3. Répartition des poids lourds

Etant donné que les effets des véhicules particuliers (poids total < 3.5t) sont très faibles, il n'est pas nécessaire de les séparer en différentes classes. Ceci n'est cependant pas le cas pour les poids lourds car le nombre et la disposition des essieux peuvent être très différents d'un type de camion à l'autre. Une classification est nécessaire, ce qui permet d'y inclure la géométrie du poids lourd et les charges sur les différents essieux le constituant comme l'indique la 'Fig. 2.4'.

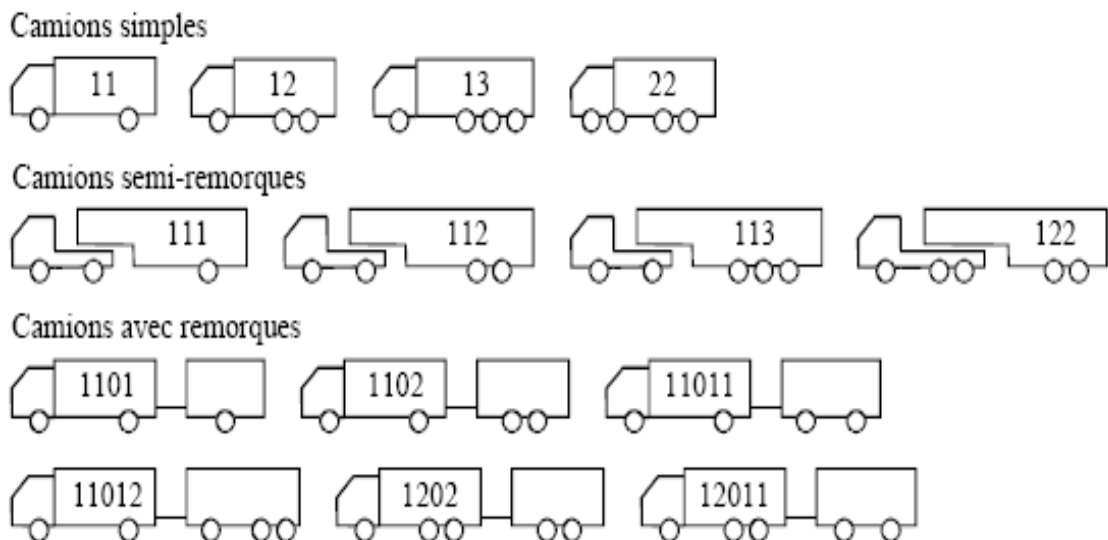


Figure 2.4. Classification des poids lourds

La part du poids total transmis sur l'essieu le plus chargé est définie dans l'Eurocode 1 dans la partie 3, ensemble de camions "fréquents" [Eurocode1 1997].

La géométrie des véhicules considérés est basée sur des mesures de trafic effectuées en Allemagne sur la Brohltalbrücke [Bez et al. 1984] et la distance entre les différents essieux de chaque type de poids lourds est représentée par une distribution bêta. Ce type de distribution se prête en effet bien à la modélisation d'une grande variété de formes de densités de probabilité qui ont des bornes inférieure et supérieure.

La distribution décrivant la distance entre véhicules ainsi que la variation des paramètres en fonction des vitesses ou du volume de trafic ont été étudiés à plusieurs reprises par Flint et Neill [1986], Bez [1989] et Koshini [1985]. Ces études caractérisent les trafics saturés et fluides de la façon suivante :

- Trafic fluide : la succession des véhicules correspond à un processus de Poisson ; le temps entre les différents véhicules (donc indirectement la distance entre véhicules) peut être représenté par une distribution exponentielle qui varie en fonction du volume du trafic.

- Trafic saturé : la distance entre véhicules peut être représentée par une distribution bêta qui varie en fonction de la vitesse du trafic.

La 'Figure 2.5' montre que la valeur moyenne et la dispersion de la densité de probabilité augmentent lorsque la vitesse du trafic augmente.

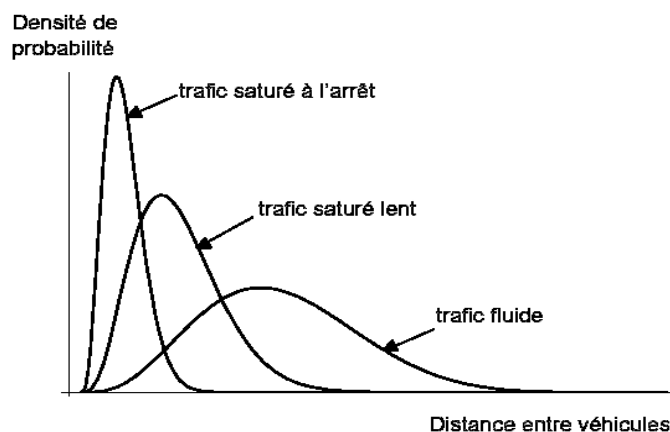


Figure 2.5. Densité de probabilité de la distance entre véhicules en fonction du trafic

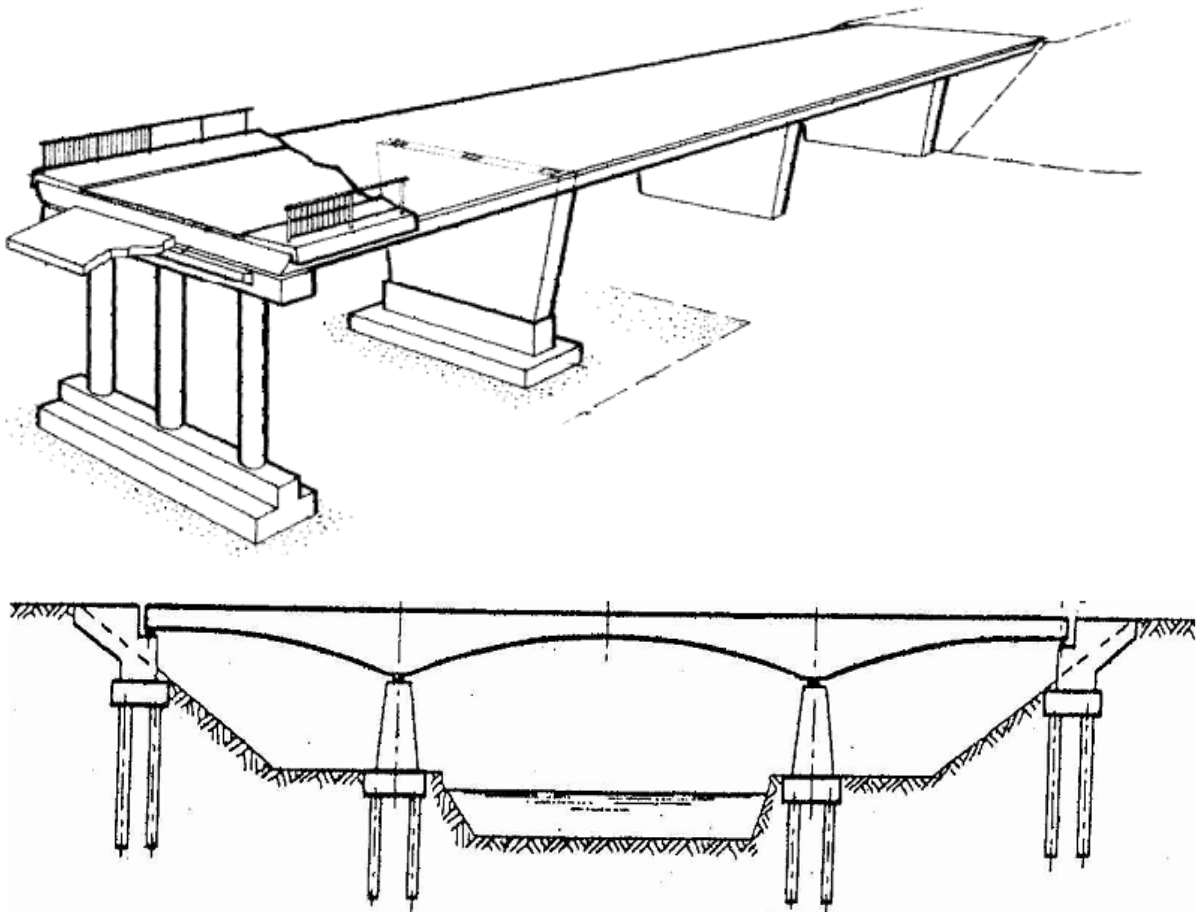
Chapitre 3 Types de ponts et d'efforts analysés

La construction d'une voie de circulation rencontre à un moment ou un autre un obstacle naturel ou artificiel qui nécessite pour assurer la continuité de l'ouvrage soit quand c'est possible l'élimination de cet obstacle, soit le creusement de tunnel ou la construction d'un pont ou bien contourner cet obstacle.

Un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle

3.1. Différentes parties d'un pont.

Nous allons esquisser la description de ponts



Les appuis.

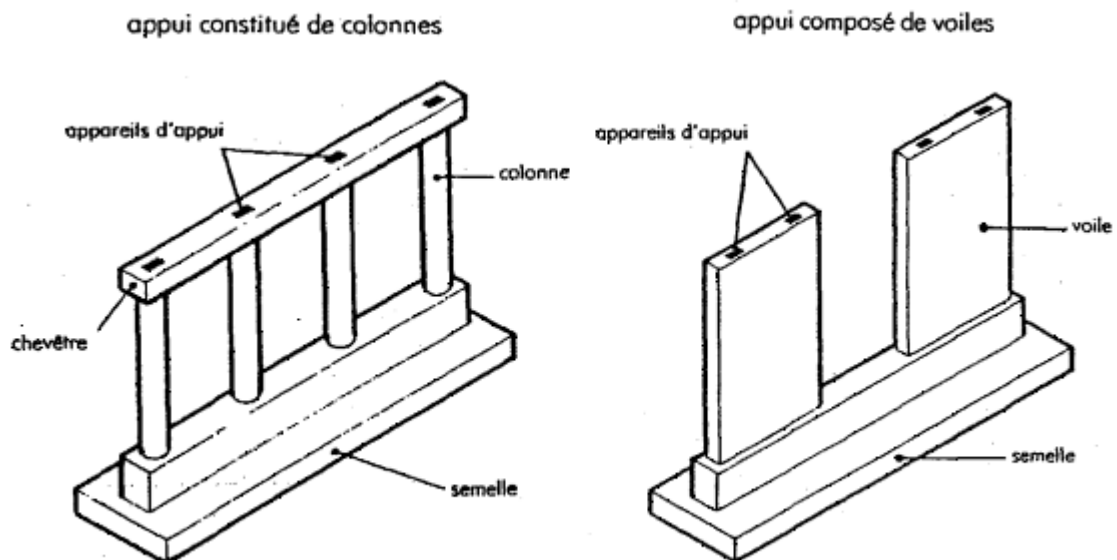
3.1.1- Les piles.

Elles comportent au minimum 2 parties :

- La superstructure ou fût, reposant éventuellement sur une nervure.
- La fondation

Elle comporte des éléments verticaux qui peuvent être :

- Des voiles -éléments longs, de section allongée-. Ils comportent au moins 2 points d'appui pour supporter le tablier.
- Des colonnes (section circulaire) ou des poteaux (section rectangulaire) - éléments courts, de faible section -. Chaque élément comporte un point d'appui ou bien les éléments sont reliés en tête par un chevêtre sur lequel repose les points d'appui du tablier.



3.1.2- Les culées.

Appuis d'extrémité, elles assurent le soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage.

Les culées comportent 4 parties :

- une fondation
- un mur de front, sur lequel s'appuie le tablier et qui assure la stabilité du remblai d'accès.
- un mur de tête, qui assure le soutènement des remblais latéralement.
- une partie supérieure (chevêtre) sur laquelle s'appuie le tablier.

3.1.3- Les piles-culées.

Ce sont des appuis d'extrémité, enterrés dans le remblai d'accès (complètement ou partiellement).

La pile culée n'assure pas la fonction de soutènement du remblai d'accès (sauf en tête de remblai dans certains cas).

Les piles-culées comportent 3 parties :

- une fondation
- une partie intermédiaire constituée par des éléments verticaux (voiles, poteaux, colonne)
- une partie supérieure (chevêtre) sur laquelle s'appuie le tablier.

3.1.4- Le remblai d'accès.

Le maintien du remblai est ici généralement assuré par le technique de la terre armée (procédé Freyssinet) :

- le remblai est bordé par des écailles auxquelles sont fixées des armatures plates crantées en acier galvanisé (ou en fibres polyester-polyéthylène) qui sont disposées dans le remblai fortement compacté. Le système fonctionne grâce aux frottements importants entre les armatures (réparties tous les 75 cm environ) et le remblai pulvérulent mis en œuvre par couche de 40 cm environ d'épaisseur. Les écailles sont imbriquées les unes dans les autres par boulons centreurs.

- un mur de tête, qui assure le soutènement des remblais latéralement.
- une partie supérieure (chevêtre) sur laquelle s'appuie le tablier.

Nom des vues de représentation.

1- Le profil en long ou élévation.

- L'extrados doit permettre le raccordement avec le profil en long de la route.
- L'intrados doit permettre la circulation éventuelle en dessous.

2- Le tracé ou vue en plan.

Le tracé d'un pont doit aujourd'hui se raccorder au mieux aux voies de communication qu'il relie.

3- Le profil en travers ou coupe transversale.

Il doit être conforme à celui des voies qu'il relie : largeur de la chaussée, nombre de voies, trottoir...

Critères de classification.

a) Les ponts cadre.

Ils sont apparus vers les années 1960, lorsque le programme de construction des autoroutes françaises s'accéléra, et que de nouvelles contraintes apparaissent (qualité de tracé engendrant la réalisation de ponts biais ou courbes, sécurité, nouvelles techniques...). Ils sont de deux types :

Passage inférieur à cadre fermé (PICF)

Passage inférieur à portique ouvert (PIPO)

b) Les ponts à poutres.

Ouvrages dont la structure reprend les charges par son aptitude à résister à la flexion, les réactions d'appui étant verticales. La section transversale est constante.

Passage supérieur ou inférieur à poutres armées (PSIPA)

Passage supérieur ou inférieur à poutres précontraintes (PSIPP)

c) Les ponts dalles.

Ils sont assimilables aux ponts poutres de par leur fonctionnement mécanique, leur section restant aussi constante.

Ils sont différenciés par la forme de la dalle.

Passage supérieur ou inférieur à dalle armée (PSIDA)

Passage supérieur ou inférieur à dalle précontrainte à encorbellement (PSIDP)

Passage supérieur ou inférieur à dalle élégie (PSIDE)

Passage supérieur ou inférieur à dalle nervurée (PSIDN)

d) Les ponts à caisson ou voussoir.

Le tablier est composé de voussoirs de section continue ou non, en béton armé ou en construction mixte acier-béton.

e) Les ponts en arc.

Pour ces ouvrages, la structure fonctionne essentiellement en compression. Les réactions d'appui sont inclinées (la composante horizontale s'appelle la poussée).

Ces structures ne peuvent être envisagées que si elles peuvent prendre appui sur un rocher existant, leur portée peut alors aller jusqu'à 500 m.

Les ponts à béquilles sont rattachés à la famille des arcs

f) Les ponts à câbles.

Le tablier est alors supporté par des câbles. Ce sont des structures plus ou moins souples adaptées au franchissement des grandes portées.

On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique est très différent :

- les ponts suspendus (portée jusqu'à 2000 m)

g) Matériaux constitutifs.

Type de pont	Matériau constitutif	Structure et portée
Ponts courant	Bois (lamellé-collé)	<u>Passerelle</u> piéton ou cycliste : portée ≤ 20 m
	BA ou BP	<u>Dalle</u> portée ≤ 30 m : jusqu'à 20 m : en BA de 20 m à 30 m : en BP <u>Poutres</u> 20 m \leq portée ≤ 60 m : en BP <u>Caissons</u> 50 m \leq portée ≤ 100 m : en BP
	Métal	80 m \leq portée ≤ 200 m : sans assistance mécanique
Grands ponts	BP, CM, construction mixte (acier + béton)	<u>A haubans</u> portée jusqu'à 900 m ponts <u>Suspendu</u> : portée atteignant 2000 m métalliques

3.2. Modélisation des dalles de pont à poutres multiples :

Les ponts en béton existant en Algérie présentent des caractéristiques liées à leur situation, à leur taille, à leur géométrie et à leur système statique. Afin d'isoler certains ouvrages typiques, une série de caractéristiques choisies ont été analysées.

L'analyse des ponts est menée en s'appuyant sur les informations issues d'une base de données des directions des travaux publics de plusieurs wilayas. L'échantillon correspond à des ponts, principalement en béton armé et précontraint, répartis sur différentes catégories de routes (autoroutes, routes principales). Les ponts présents dans la base de données constituent un échantillon particulier des ponts se trouvant dans la région ouest Algérien, et ce sont des structures de taille jugée de moyenne importance. Les ponts de petite taille, en général d'une

seule travée (5 - 15 m), tels que les passages inférieurs, sont peu représentés malgré leur nombre important, car ces ponts ne font pas systématiquement l'objet de tests à leur réception.

Les éléments retenus pour caractériser les ponts algériens sont les suivants:

- Le système statique
- La portée et l'élançement des poutres principales
- Le type de sections transversales
- La largeur du tablier
- Le nombre et la position des poutres principales
- L'épaisseur des dalles
- Les entretoises et les éléments secondaires

Dans cette étude, seuls les ponts à une seule travée et les ponts à poutres multiples à plusieurs travées qui sont étudiés et dont la représentation est sur la 'Fig. 3.1'.

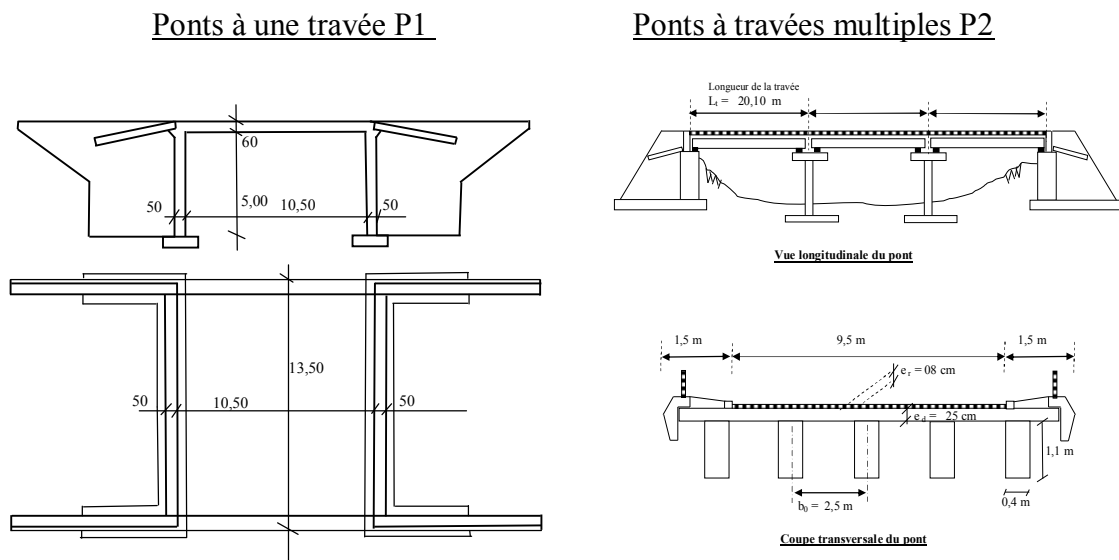


Figure 3.1. Type de classification des ponts à poutres choisie

3.3 Efforts et sollicitations :

3.3.1 Charge :

La notion de charge est utilisée pour désigner une action directe. Une action directe est un ensemble de forces concentrées [en KN] ou réparties [en KN/m] agissant sur la structure, par opposition à une action indirecte, qui est due à des déformations imposées ou empêchées. Une charge ultime correspond à l'état limite ultime (ELU), tandis qu'une charge de service correspond à l'état limite de service (ELS)

3.3.2 Sollicitation

La sollicitation correspond à l'effet d'une charge dans un élément structurel. Elle peut s'exprimer comme un moment M [en KN.m], un effort tranchant V ou T [en KN] ou un effort normal N [en KN].

3.3.3 Etat limite :

La notion d'état limite permet de bien caractériser le type de vérification effectué. Un ouvrage ou un élément d'ouvrage doit être vérifié aussi bien pour la sécurité structurale que pour l'aptitude au service. Pour chacun de ces contrôles, les charges à prendre en compte ainsi que les critères de vérification sont différents. Il est donc utile de dissocier ces différents contrôles les uns des autres, de parler alors d'états limites bien distincts (état limite ultime pour la sécurité structurale, état limite de service pour l'aptitude au service) et de définir pour chacun d'entre eux des charges et des critères de vérification qui leur sont propres.

3.3.4 Système principal de chargement (modèle de charge 1)

Le système principal de chargement consiste en deux systèmes partiels:

(a) Des charges concentrées à double essieu (tandem: TS), chaque essieu ayant un poids:

$$\alpha_Q Q_k \tag{3.1}$$

Avec

α_Q : coefficients d'ajustement

Il ne convient pas de considérer plus d'un tandem par voie seuls des tandems complets doivent être pris en compte. Il convient de placer chaque tandem dans la position la

plus défavorable sur sa voie (voir la figure 3.2). Chaque essieu du tandem possède deux roues identiques, la charge par roue étant donc égale à $0,5 \alpha_Q Q_k$. La surface de contact de chaque roue est un carré de 0,40 m de côté (voir figure 3.2).

(b) Des charges uniformément réparties (système UDL), avec la densité de poids par mètre carré suivante :

$$\alpha_q q_k \tag{3.2}$$

Avec

α_q : coefficients d'ajustement

Il convient de n'appliquer ces charges que sur les parties défavorables de la surface d'influence, longitudinalement et transversalement.

Il convient d'appliquer le modèle de charge 1 sur chaque voie et sur les aires résiduelles. Sur la voie numéro i , les grandeurs des charges sont appelées $\alpha_{Qi} Q_{ik}$ et $\alpha_{qi} q_{ik}$ (voir tableau 3.1). Sur les aires résiduelles, la grandeur de la charge est appelée $\alpha_{qr} q_{rk}$.

Sauf spécification différente, la majoration dynamique est incluse dans les valeurs de Q_{ik} et q_{ik} .

Pour l'évaluation des effets généraux, on peut supposer que les tandems circulent au droit des axes des voies.

Les valeurs de Q_{ik} et q_{ik} sont données dans le tableau 3.1.

Les détails du modèle de charge 1 sont illustrés par la figure 3.2.

Tableau 3.1 : Valeurs de base

Emplacement	Tandem	Système (UDL)
	Charges d'essieu Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ou q_{rk}) (kN/m ²)
Voie N° 1	300	9
Voie N° 2	200	2.5
Voie N° 3	100	2.5
Autres voies	0	2.5
Aire Résiduelle (q_{rk})	0	2.5

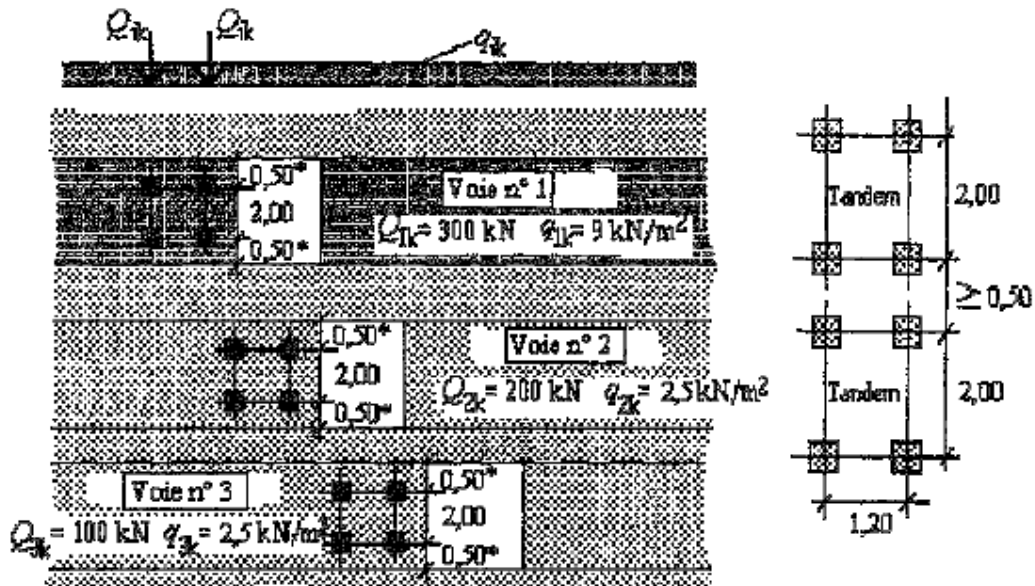


figure 3.2 Modèle de charge 1

Lorsque les effets généraux et les effets locaux peuvent être calculés séparément et sauf spécification différente du maître d'ouvrage, les effets généraux peuvent être calculés de la manière suivante :

- a) en remplaçant le deuxième et le troisième tandem par un deuxième tandem dont le poids d'essieu est égal à: $(200 \alpha_{Q2} + 100 \alpha_{Q3})$ kN (3.3)

b) pour les portées supérieures à [10 m], en remplaçant chaque tandem de chaque voie par une charge concentrée d'essieu unique d'un poids égal à la somme des poids des deux essieux.

Note : les autorités compétentes peuvent limiter l'application de cette simplification. Le poids de l'essieu unique vaut:

- 600 α_{Q1} kN sur la voie numéro 1
- 400 α_{Q2} kN sur la voie numéro 2
- 200 α_{Q3} kN sur la voie numéro 3

Les valeurs des coefficients α_{Qi} , α_{qi} et α_{qr} (coefficients d'ajustement) peuvent être différentes pour différentes classes de routes ou de trafic prévu. En l'absence de précision, ces coefficients sont égaux à 1. Dans toutes les classes, pour les ponts ne comportant pas de signalisation de limitation des charges roulantes,

$$\alpha_{Q1} \geq [0,8] \quad (3.4)$$

$$\text{Pour } : i \geq 2, \alpha_{qi} \geq 1 ; \text{ cette restriction n'est pas applicable à } \alpha_{qr}. \quad (3.5)$$

A Pour l'application en France de la présente norme expérimentale, trois classes de trafic sont définies correspondant respectivement aux trois jeux des coefficients, définis dans le tableau suivant :

Tableau 3.2 : Coefficients d'ajustement

	α_{Q1}	$\alpha_{Qi} (i \geq 2)$	α_{q1}	$\alpha_{qi} (i \geq 2)$	α_{qr}
1e Classe	1	1	1	1	1
2e Classe	0.9	0.8	0.7	1	1
3e Classe	0.8	0.5	0.5	1	1

Pour chaque projet particulier, le choix de la classe doit être fait ou approuvé par le maître d'ouvrage. Toutefois, dans le silence du marché, la classe 2 est applicable.

C - Il n'y a pas correspondance entre ces trois classes de trafic et les trois classes de ponts définies par l'article 3 du Fascicule 61 II du CPC.

Le choix d'une classe de trafic implique que l'on escompte que les effets des charges correspondantes ne seront vraisemblablement pas dépassés une seule fois pendant la vie de l'ouvrage, compte tenu du développement du trafic réel et de ses effets dynamiques.

Ce choix doit être guidé par l'appréciation que l'on pourra faire de la vraisemblance des circonstances suivantes, une fois pendant la vie de l'ouvrage :

- 1^e classe : accumulation de véhicules très lourds sur la 1^e voie de l'ouvrage, compte tenu de la composition du trafic sur l'itinéraire correspondant. Cette classe n'est pas destinée à un usage courant. Elle est à réserver principalement à des ouvrages destinés à supporter une très grande proportion de véhicules se rapportant à des activités utilitaires lourdes (industrielles, agroalimentaires ou forestières), et ce surtout lorsque le trafic international représente une part importante du trafic total de poids lourds sur l'itinéraire concerné (le nombre des véhicules circulant à vide est alors faible). L'attention est en outre appelée sur le fait que c'est dans le cas des ponts ayant des portées individuelles comprises entre 25 et 50 m que le modèle de charges n° 1 serre le plus étroitement la réalité, compte tenu de l'alourdissement du trafic depuis 1971.

- 2^e classe : accumulation de véhicules comme ci-dessus, mais pour les compositions de trafic les plus courantes sur les réseaux routier principal et autoroutier. Elle conduit à des sollicitations voisines de celles de l'ancienne classe I du Fascicule 61 Titre II du CPC et doit être généralement adoptée pour les ponts à deux voies ou plus ayant au moins 6 m de chaussée, ou supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées. On peut généralement admettre que la charge répartie sur l'aire résiduelle couvre les effets du supplément de trafic qui justifie des largeurs de voies supérieures à 3 m.

- 3^e classe : présence de véhicules lourds probable, mais en petit nombre ou occasionnelle rendant peu probable la présence simultanée sur l'ouvrage de multiples véhicules de ce genre avec des caractéristiques sévères. Cette classe peut être normalement utilisée pour les ponts dont les caractéristiques de la chaussée sont inférieures à celles mentionnées ci-dessus pour la 2^e classe. Elle peut l'être aussi pour ceux dont les caractéristiques sont supérieures, mais sont motivées uniquement par le passage d'engins agricoles de grande largeur.

3.3.5 Modèle à essieu unique (modèle de charge 2)

Ce modèle consiste en une charge d'essieu unique $\beta_Q Q_{ak}$, Q_{ak} étant égal à [400] kN majoration dynamique comprise, qu'il convient d'appliquer en un point quelconque de la chaussée. Cependant, le cas échéant, il est possible de ne prendre en compte qu'une roue de [200] β_Q (kN). Sauf spécification différente, β_Q est égal à α_{Q1} .

C Pour la valeur de α_{Q1} , à laquelle doit être pris égal β_Q se reporter au tableau 3.2 - A. Par ailleurs l'attention est appelée sur le fait qu'au voisinage des joints il peut être utile (notamment pour le dimensionnement, s'il y a lieu, de pièces de pont d'extrémité) d'appliquer à toutes les valeurs représentatives de ce modèle le coefficient additionnel de majoration dynamique défini en 3.4.1 pour les modèles de fatigue.

Sauf s'il est spécifié que les surfaces de contact des roues à prendre en compte soient celles du modèle de charge 1, la surface de contact de chaque roue est un rectangle de 0,35 m x 0,60 m, comme l'indique la figure 3.3

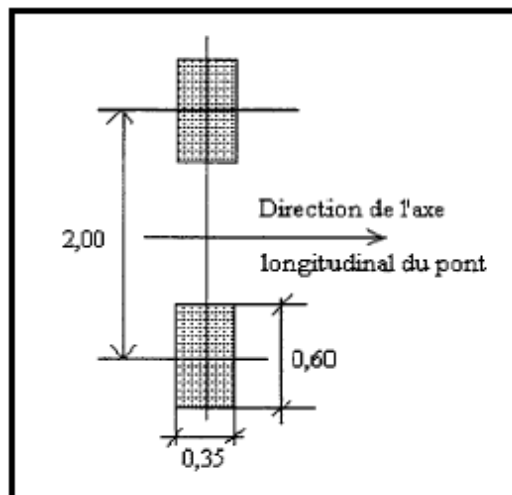


figure 3.3 Modèle de charge 2

- C La dimension des surfaces de contact des roues diffère de celle du modèle 1 de manière que l'ensemble des deux modèles couvre la variété des types de roues et de pneus qui existent actuellement sur le marché. Il est donc recommandé de ne pas spécifier pour ce modèle des surfaces de contact autres que 0,35 m x 0,60 m.

3.3.6 Série de modèles de véhicules spéciaux (modèle de charge 3)

Lorsque le maître d'ouvrage exige la prise en compte de l'un ou de plusieurs des modèles normalisés de cette série, il convient que les valeurs de charge et les dimensions soient conformes à l'annexe A.

Note 1 : pour des coefficients α_{Qi} et α_{qi} tous égaux à 1, les effets du modèle normalisé 600/150 sont couverts par les effets du système principal de chargement et il n'est pas nécessaire d'en tenir compte.

Note 2 : le maître d'ouvrage peut également prescrire des modèles particuliers, spécialement pour traiter les effets de charges exceptionnelles d'un poids total excédant 3600 kN.

3.4. Modèles de charges de fatigue

3.4.1. Généralités

P La circulation du trafic sur les ponts engendre un spectre de contraintes qui peut engendrer la fatigue. Ce spectre de contraintes dépend de la géométrie des véhicules, des charges d'essieu, de l'espacement des véhicules, de la composition du trafic et de ses effets dynamiques.

Dans ce qui suit, cinq modèles de charges verticales de fatigue sont définis. Généralement, il n'y a pas lieu de tenir compte des forces horizontales.

Note 1 : il y a parfois lieu de considérer les forces centrifuges en conjonction avec les charges verticales.

Note 2 : l'utilisation des différents modèles de charges de fatigue est définie dans les ENV 1992 à 1994 correspondants.

(a) Les modèles de charges de fatigue 1, 2 et 3 sont à utiliser pour déterminer les contraintes maximales et minimales résultant des différentes dispositions possibles des charges du modèle considéré sur le pont ; dans de nombreux cas, seule la différence algébrique entre ces contraintes est utilisée dans les ENV 1992 à 1994.

Les modèles de charges de fatigue 4 et 5 sont à utiliser pour déterminer des spectres de variation de contrainte résultant du passage de camions sur le pont.

(b) Les modèles de charges de fatigue 1 et 2 sont à utiliser pour vérifier si la durée de vie vis-à-vis de la fatigue peut être considérée comme illimitée lorsqu'une limite de fatigue à amplitude constante est donnée. Le modèle de charge de fatigue 1 est généralement prudent et recouvre automatiquement les effets de plusieurs voies. Le modèle de charge de fatigue 2 est plus précis que le modèle de charge de fatigue 1 quand la présence simultanée de plusieurs camions sur le pont peut être négligée dans les vérifications vis-à-vis de la fatigue. Si ce n'est pas le cas, il ne convient de l'utiliser que lorsqu'il est complété par des données supplémentaires.

Les modèles de charges de fatigue 3, 4 et 5 sont à utiliser pour l'estimation de la durée de vie vis-à-vis de la fatigue en se référant aux courbes de résistance à la fatigue définies dans les Eurocodes de projet.

Ils ne doivent pas être utilisés dans le but de vérifier si la durée de vie vis-à-vis de la fatigue peut être considérée comme illimitée. C'est la raison pour laquelle ils ne sont pas numériquement comparables aux modèles de charges de fatigue 1 et 2. Le modèle de charge de fatigue 3 peut également être utilisé pour la vérification directe du dimensionnement à l'aide de méthodes simplifiées dans lesquelles l'influence du volume annuel de trafic et celle de certaines dimensions du pont sont prises en compte par un coefficient d'ajustement λ_e dépendant des matériaux.

Le modèle de charge de fatigue 4 est plus précis que le modèle de charge de fatigue 3 pour de nombreuses sortes de ponts et de trafic, lorsque la présence simultanée de plusieurs camions sur le pont peut être négligée. Si ce n'est pas le cas, il ne convient de l'utiliser que lorsqu'il est complété par des données supplémentaires, spécifiées ou acceptées par l'autorité compétente.

Le modèle de charge de fatigue 5 est le modèle le plus général, utilisant des données du trafic réel.

(c) Pour les vérifications vis-à-vis de la fatigue, la valeur indiquée pour les ponts dans l'ENV 1991-1 (100 ans) pour la durée de vie de projet exigée est applicable, sauf spécification différente pour certaines catégories de ponts.

C1 Pour le choix des modèles à utiliser, se référer lorsque ce sera possible aux ECn.2 DAN. Ne sont données dans le présent DAN que les indications relatives à l'ajustement des modèles en fonction des caractéristiques du trafic. Par ailleurs, les règles françaises existantes de dimensionnement (voir AP.4 a) ne fournissent que des règles partielles et indirectes de résistance à la fatigue. En conséquence, si des modèles définis en 3.4 sont utilisés conjointement avec ces règles (pour les ponts métalliques et mixtes classiques), il convient que les marchés spécifient les règles correspondantes de vérification.

C2 En l'état actuel des projets d'ECn.2 il paraît peu probable que les modèles 1 et 2 feroient l'objet de règles de vérification dans les dits ECn.2. Le modèle 3 peut, en revanche, être utilisé dans des conditions décrites dans le guide SETRAICTICM/SNCF intitulé "Ponts métalliques et mixtes - Résistance à la fatigue".

Les modèles 4 et 5 peuvent également être utilisés à condition de compléter soigneusement leurs règles d'emploi dans le marché.

Les valeurs des charges données par les modèles de charge de fatigue 1 à 3 correspondent à un trafic lourd représentatif sur les routes principales ou autoroutes d'Europe (catégorie de trafic numéro 1 telle que définie dans le tableau 3.3).

Note : les autorités compétentes peuvent modifier les valeurs des modèles de charges de fatigue 1 et 2 dans le cas d'autres catégories de trafic. Dans ce cas, les modifications apportées aux deux modèles doivent être proportionnelles. Pour le modèle de charge de fatigue 3, une modification dépend de la procédure de vérification.

- **C** En cas de trafic relativement léger, la réduction des valeurs caractéristiques correspondant à la classe de trafic retenue et éventuellement un recours à la précontrainte partielle conduisent à des dimensionnements réduits et peuvent rendre les ponts relativement sensibles à la fatigue.

Pour les vérifications vis-à-vis de la fatigue, il convient de définir une catégorie de trafic sur les ponts au moins par :

- le nombre de voies lentes,
- N_{obs} , nombre de camions observés ou estimés par an et par voie lente.

Sauf spécification différente, il convient d'adopter les valeurs numériques de N_{obs} données par le tableau 3.3, correspondant à une voie lente, lors de l'utilisation des modèles de charges de fatigue 3 et 4.

- **A** Les valeurs à retenir relèvent du choix du maître d'ouvrage ou doivent être soumises à son acceptation.

- **C** Des valeurs de N_{obs} différentes de celles données dans le tableau 4.5 de l'Eurocode sont proposées dans le guide. Il est rappelé A1 et C) que la durée d'utilisation de projet est pour les Ponts normalement d'au moins 100 ans.

Tableau 3.3: Nombre de camions prévus par an pour une voie lente

Catégories de trafic	Nombre par an et par voie lente
1 : Routes et autoroutes à 2 voies ou plus dans chaque sens, avec un fort trafic de camions	2.0×10^6
2 : Routes et autoroutes à taux moyen de circulation de camions	0.5×10^6
3 : Routes principales à faible taux de circulation de camions	0.125×10^6
4 : Routes locales à faible taux de circulation de camions	0.05×10^6

De plus, il convient d'ajouter au total 10% de N_{obs} pour chaque voie rapide.

Note 1 : le tableau 3.3 n'est pas suffisant pour caractériser le trafic en vue des vérifications vis-à-vis de la fatigue. D'autres paramètres dont il faut tenir compte peuvent être:

- les pourcentages de types de véhicules (voir par exemple le tableau 3.5), qui dépendent du "type de trafic",
- des paramètres définissant la répartition du poids des véhicules ou des essieux de chaque type.

Note 2 : il n'existe pas de relation générale entre les catégories de trafic vis-à-vis des vérifications à la fatigue et les classes de chargement et coefficients α ou β associés

Note 3 : des valeurs intermédiaires de N_{obs} ne sont pas exclues, mais elles n'ont généralement pas d'influence très significative sur la durée de vie vis-à-vis de la fatigue.

Pour l'évaluation des sollicitations générales (par exemple dans les poutres principales), il convient de centrer tous les modèles de charges de fatigue sur les voies définies selon les principes et règles données. Il convient que les voies lentes soient définies dans le projet.

Pour l'évaluation des sollicitations locales (par exemple dans les dalles ou tabliers orthotropes), il convient de centrer les modèles sur les voies supposées situées de façon quelconque sur la chaussée. Cependant, quand la position transversale des véhicules des modèles de charges de fatigue 3, 4 et 5 a de l'importance pour les effets étudiés, il convient, sauf spécification différente, de considérer une distribution statistique de cette position transversale, conformément à la figure 3.4.

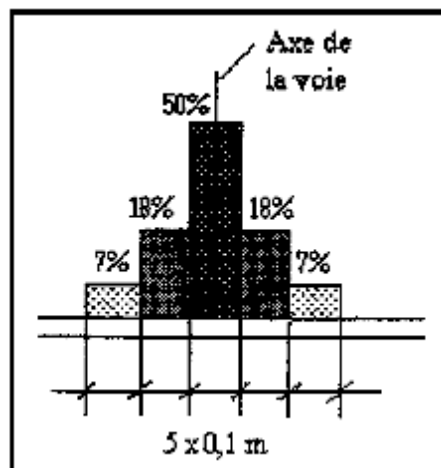


Figure 3.4 : Distribution des fréquences de la position transversale de l'axe d'un véhicule

Les modèles de charge de fatigue 1 à 4 tiennent compte d'une majoration dynamique correspondant à une bonne qualité de revêtement (voir annexe B). Il convient de considérer un coefficient de majoration supplémentaire $\Delta\phi_{fat}$ à proximité des joints de dilatation, comme l'indique la figure 3.5, applicable à toutes les charges en fonction de la distance entre la section transversale considérée et le joint de dilatation.

Note : une simplification prudente, souvent acceptable, peut consister à adopter $\Delta\varphi_{fat} = 1,3$ pour toute section transversale située à moins de 6 m du joint de dilatation.

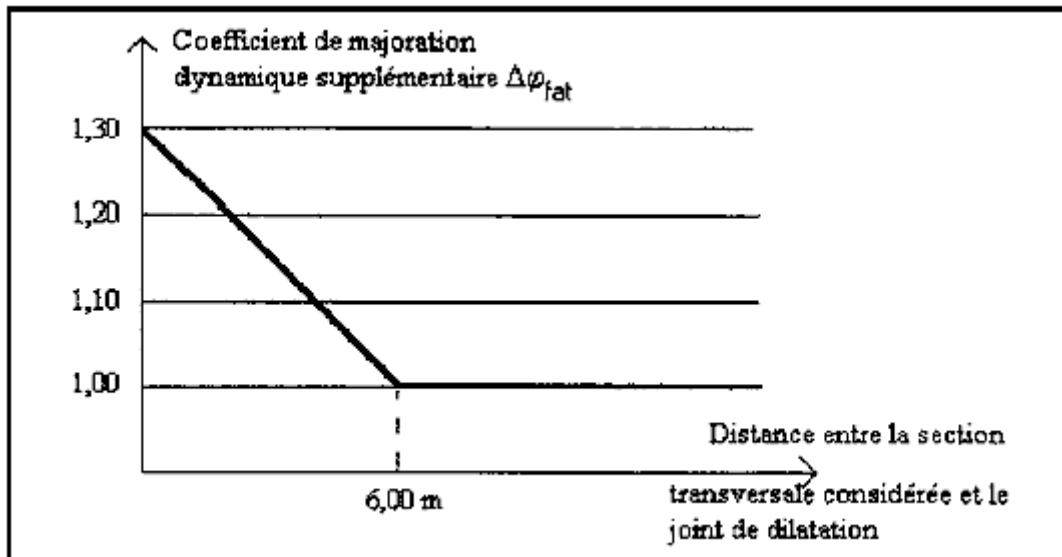


Figure 3.5 coefficient de majoration supplémentaire

3.4.2 Modèle de charge de fatigue 1 (similaire au système principal de chargement)

Le modèle de charge de fatigue 1 a la configuration du système principal de chargement (modèle de charge caractéristique 1 défini en 4.3.2) avec pour valeurs de charges d'essieux $[0,7] Q_{ik}$ et pour valeurs des charges uniformément réparties $[0,3] q_{ik}$ et (sauf spécification différente) $[0,3] q_{rk}$.

Note : les valeurs des charges du modèle de charge de fatigue 1 sont semblables à celles définies pour le modèle de charges fréquentes. Cependant, l'adoption du modèle de charges fréquentes sans ajustement aurait été excessivement prudente par rapport aux autres modèles, en particulier pour de grandes surfaces chargées. Pour les projets particuliers, q_{rk} peut être négligé.

Il convient de déterminer les contraintes maximale et minimale ($\sigma_{LM,max}$ et $\sigma_{LM,min}$) à partir des dispositions possibles de charge du modèle sur le pont.

3.4.3 Modèle de charge de fatigue 2 (ensemble de camions “fréquents”)

(1) Le modèle de charge de fatigue 2 consiste en un ensemble de camions idéalisés, appelés camions “fréquents”, à utiliser comme défini en (3) ci-dessous.



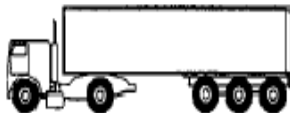


(2) Chaque camion fréquent est défini par :

- le nombre d’essieux et leur espacement (tableau 4.6, colonnes 1 + 2) ;
- la valeur fréquente de chaque charge d’essieu (tableau 4.6, colonne 3) ;
- les surfaces de contact des roues et la distance transversale entre les roues (colonne 4 du tableau 3.4 et tableau 3.6).

(3) Il convient de déterminer les contraintes maximale et minimale à partir des effets les plus sévères produits par des camions différents, considérés séparément, circulant seuls le long de la voie appropriée.

Note : quand certains de ces camions sont de toute évidence les plus critiques, les autres peuvent être négligés.

Tableau 3.4: Ensemble de camions “fréquents”

1	2	3	4
SILHOUETTE DU CAMION	Espacement des essieux (m)	Charge fréquente d'essieux (kN)	Type de roue (voir tableau 4.8)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

3.4.4 Modèle de charge de fatigue 3 (modèle à véhicule unique)

(1) Ce modèle consiste en quatre essieux, chacun ayant deux roues identiques. Sa géométrie est représentée par la figure 3.6. Le poids de chaque essieu est égal à 120 kN et la surface de contact de chaque roue est un carré de 0,40 m de côté.

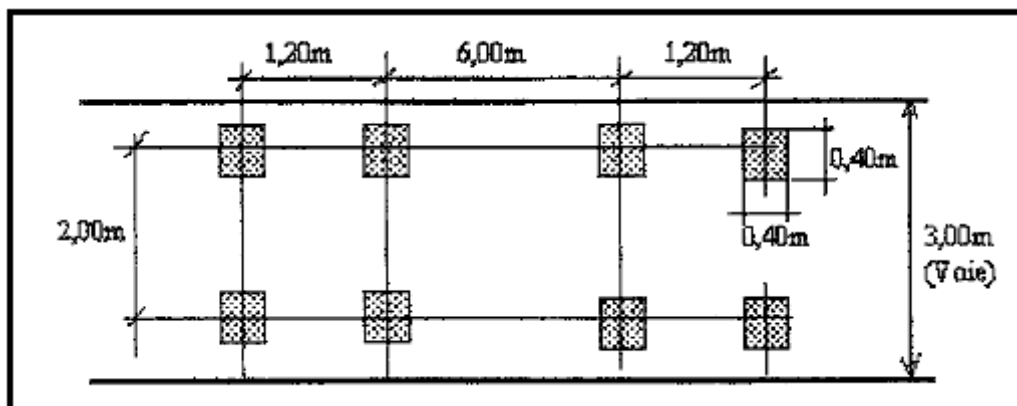


Figure 3.6 : Modèle de charge de fatigue 3

(2) Il y a lieu de calculer les contraintes maximale et minimale et les variations de contraintes, c'est-à-dire leur différence algébrique, résultant du déplacement du modèle le long du pont.

C En d'autres termes, il s'agit d'évaluer les variations de contrainte à partir des deux positions du modèle qui engendrent les contraintes respectivement maximales et minimales, et non pas, comme pour le modèle 4, de déterminer les effets d'un passage continu du modèle sur l'ouvrage.

3.4.5 Modèle de charge de fatigue 4 (ensemble de camions "normalisés")

(1) Le modèle de charges de fatigue 4 consiste en un ensemble de camions normalisés produisant ensemble des effets équivalents à ceux d'un trafic typique des routes européennes. Sauf spécification différente, il y a lieu de considérer un ensemble de camions tel qu'il présente une composition semblable à celle du trafic prévu pour la route concernée définie au moyen des tableaux 3.5 et 3.6.

Note : ce modèle, élaboré à partir de cinq camions normalisés, simule un trafic supposé produire des dommages de fatigue équivalents à ceux du trafic réel de la catégorie correspondante définie dans le tableau 3.3.

Il appartient à l'autorité compétente, le cas échéant, de spécifier ou d'accepter d'autres camions normalisés.

(2) Chaque camion normalisé est défini par :

- le nombre et l'espacement des essieux (tableau 4.7, colonnes 1 + 2),

- la charge équivalente de chaque essieu (tableau 3.5, colonne 3),
- les surfaces de contact des roues et les distances transversales entre celles-ci, conformément à la colonne 7 du tableau 3.5 et au tableau 3.6.




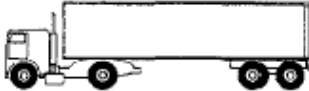

(3) Sauf spécification différente :

- le pourcentage de chaque camion normalisé dans le flux de trafic doit être choisi à partir du tableau 3.5, colonnes 4, 5 ou 6 selon les cas ;
- ΣN_{obs} , nombre total par an de véhicules à considérer pour la chaussée entière, est obtenu par application du paragraphe 3.4.1(4) ;
- chaque camion normalisé est supposé parcourir le pont en l'absence de tout autre véhicule.

(4) Pour calculer l'endommagement dû à la fatigue, il convient d'utiliser la méthode de comptage dite de la "goutte d'eau" ou celle dite du "réservoir" et de déterminer le spectre de la variation de contrainte et le nombre correspondant de cycles dus aux passages successifs des camions individuels sur le pont.

C Le dommage de fatigue dû au passage d'un véhicule du modèle 4 est calculé selon la règle de Miner ; même pour un seul passage d'un seul véhicule, plusieurs cycles de variation de contrainte peuvent devoir être pris en compte.

Tableau 3.5: Ensemble de camions équivalents

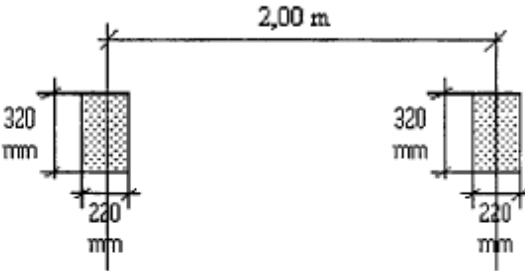
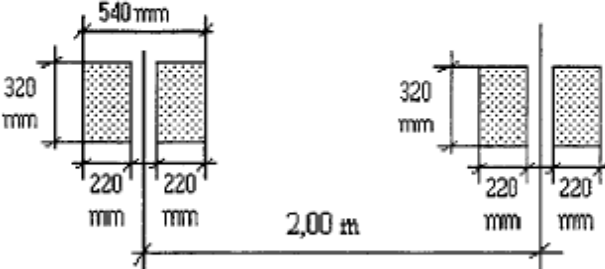
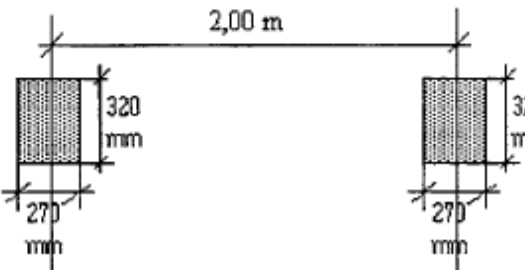
TYPE DE VEHICULE			TYPE DE TRAFIC			
1	2	3	4	5	6	7
			Longues distances	Distances moyennes	Trafic local	
CAMION	Espace-ment des essieux (m)	Charges d'essieu équivalentes (kN)	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Pourcentage de camions	Type de roue
	4,5	70 130	20,0	50,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	40,0	20,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0	A B C C C

Note : lors du choix d'un type de trafic, en règle générale, on peut estimer que :

- "Longues distances" signifie plusieurs centaines de kilomètres,
- "Distances moyennes" signifie 50 à 100 km,
- "Trafic local" signifie des distances inférieures à 50 km.

En réalité, des mélanges de types de trafic peuvent avoir lieu.

Tableau 3.6 : Définition des roues et des essieux

TYPES DE ROUES/ D'ESSIEUX	DEFINITION GEOMETRIQUE
A	
B	
C	

3.4.6 Modèle de charge de fatigue 5 (élaboré à partir d'un trafic routier enregistré)

(1) Le modèle de charge de fatigue 5 consiste en l'application directe de données de trafic enregistrées, complétées, le cas échéant, par des extrapolations statistiques et prospectives appropriées. L'annexe B fournit des conseils en vue de spécifications complètes pour l'application de ce type de modèle.

Note : il convient de n'utiliser ce modèle que lorsqu'il est spécifié ou accepté par l'autorité compétente.

3.5 Les lignes d'influence dans les ponts dalles :

Pour les ponts dalle, les lignes d'influence pour le moment de flexion de la dalle à mi-travée sont montrées à la figure 3.7 pour le cas de la bande avec son axe à 0.85 m du centre.

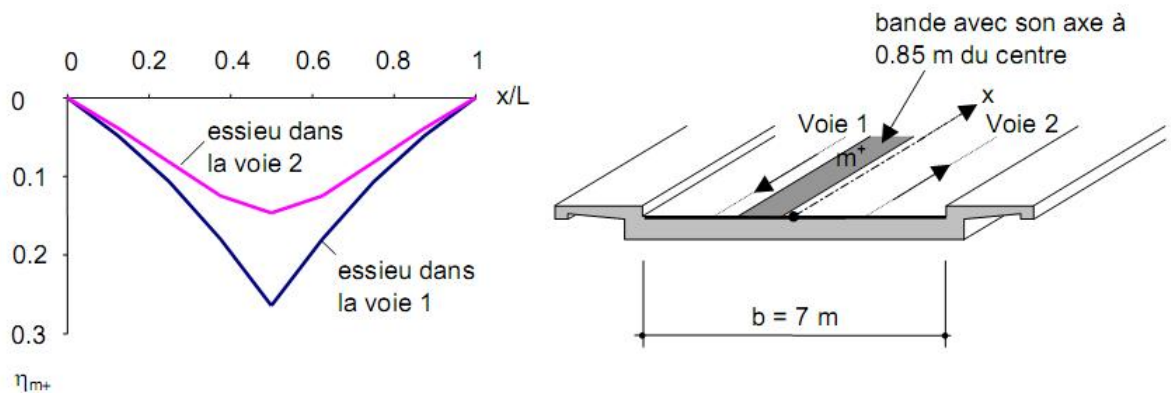


Figure 3.7 – Lignes d'influence pour le moment positif de la dalle

Pour établir ces lignes d'influence, correspondant aux différentes voies de circulation, le trafic est centré au milieu de chaque voie de circulation, en admettant la valeur moyenne due aux deux roues d'un essieu. Cette hypothèse surestime légèrement les efforts des ponts dalle.

3.6. La fatigue :

A l'heure actuelle, les normes européennes Eurocode, sont présentées comme les nouveaux codes de conception de référence dans le domaine de la construction. Le but de l'Eurocode est d'harmoniser les règles techniques pour les ingénieurs et les entrepreneurs européens dans le but de simplifier la coopération dans le secteur de la construction. Il vise également à élargir les connaissances des ingénieurs et ainsi augmenter la qualité de la conception structurelle.

Une question qui est traitée par l'Eurocode est l'évaluation de la résistance à la fatigue des structures. Une rupture par fatigue est caractérisée par une fracture dans une position locale d'une structure qui est soumise à des charges cycliques variables. Ce chargement peut être causé par la circulation, le vent, les vagues de l'océan. La durée de vie

en fatigue d'une structure en béton armé dépend autant sur les niveaux de stress que sur la plage de stress et le nombre de cycles de chargement et leur importance est liée au type de matériau. Une rupture par fatigue peut survenir à des contraintes bien en dessous du niveau de contrainte critique dans l'Etat Limite Ultime (ELU).

3.6. 1 Description du problème

Dans l'Eurocode, il y a deux méthodes par lesquelles la fatigue peut être calculé pour les ponts, la méthode λ -coefficients et la méthode de dommages cumulatifs. Les deux méthodes considèrent la charge pendant la durée de vie d'une structure.

La méthode λ -coefficient consiste à utiliser un procédé simplifié d'un modèle de charge unique amplifié avec un nombre de coefficients. La méthode de dommages cumulatifs est un modèle complexe qui tient compte de l'histoire de charge plus profondément. La méthode λ -Coefficient vérifie simplement si la structure répond aux exigences mentionnées dans les codes tandis que la méthode de dommages cumulative calcule un facteur de dommage par fatigue qui exprime le dommage réel produite dans la structure par rapport à la résistance à la fatigue de la conception.

En raison du fait que les structures sont de plus en plus minces, le volume de trafic augmente, les charges sont plus grandes, et les limites de vitesse de circulation sont plus élevées; l'intérêt de la fatigue dans les structures en béton a augmenté au cours des dernières années.

Ce chapitre commence par un résumé des phénomènes de fatigue pour le béton armé, béton brut et l'acier d'armature. Elle traitera du comportement en fatigue et les caractéristiques de défaillance de la tension, de compression et de cisaillement à l'égard de la fatigue.

Chapitre 4 : Etat de l'art – Modélisation :

4.1 Etat de l'art :

La réponse dynamique des ponts sous l'action de leurs charges mobiles a fait l'objet de plusieurs recherches depuis le début du siècle dernier suite aux effondrements de ponts ferroviaires en Grande Bretagne. En général, on cherche un coefficient ou un facteur

d'amplification dynamique (FAD) que l'on pourrait appliquer à des charges statiques afin de simuler l'effet dynamique des charges mobiles.

Au tout début les chercheurs ont concentré leurs efforts sur des études expérimentales. Les travaux de [19] Paultre P. et al (1991,1992) sont assez explicites et détaillés sur la détermination du FAD à l'aide de tests expérimentaux. Plusieurs autres chercheurs ont abordé le problème sous son aspect analytique ; mais la complexité du phénomène dans son ensemble limitera les études analytiques à des cas très simples jusqu'aux années 50 où [4] Biggs J.M et al (1957) ont présenté un modèle numérique unidirectionnel pour étudier l'effet dynamique des véhicules sur le comportement des ponts. Dès lors, plusieurs modèles numériques ont été développés pour étudier le comportement dynamique des ponts sous l'effet des charges mobiles ou encore la dynamique de l'interaction pont-véhicule ([24] Wang T.-L et Huang D. (1992 a et b) ; [23] Wang T.-L et al (1992 a et b), [13] Huang D. et al (1992); [21] Savard M., et al. (1993) ; [9] Fafard M. et al, (1998) ; [8] Chatterjee P.K. et al (1994); [7] Chang D. et Lee H. (1994) ; [11] Henchi K. (1995)). Une revue assez détaillée de la littérature sur l'approche numérique pour l'étude dynamique de l'interaction pont-véhicule a été présentée par [16] Laflamme M., et al. (1995).

[2] Akoussah E. et al, (1989) ont quant à eux présentés un modèle numérique en trois dimensions pour simuler l'effet dynamique des véhicules sur le comportement des ponts en tenant compte du profil (statique et dynamique) de la chaussée ([9] Fafard M. et al, (1998); [11] Henchi K. (1995)).

Les hypothèses qu'ils font pour la formulation de base sont :

- Le comportement dynamique du système pont-véhicules se résume à l'interaction pont-véhicules. En effet, ils considèrent un véhicule circulant à vitesse constante sur une chaussée horizontale parfaitement lisse (hypothèse idéalisant la situation), au fur et à mesure que le véhicule progresse sur le pont, celui-ci se déforme en modifiant ainsi le profil dynamique de la chaussée.
- Le véhicule demeure en contact permanent avec la chaussée, le déplacement relatif des extrémités des amortisseurs du véhicule change l'intensité des charges sous chacun des pneus

- La superstructure, sous l'effet des nouvelles sollicitations et des forces d'inertie, prend une nouvelle position d'équilibre qui induit une variation de l'intensité des charges appliquées, perturbant de nouveau la configuration d'équilibre du pont et ainsi de suite. Il en découle que l'on soit en présence d'un processus d'ajustements successifs de la position des masses en vibration du véhicule et de la déformée du pont tout au long du parcours du véhicule.

L'équation générale du mouvement dans le cas d'une analyse dynamique linéaire s'écrit (en s'inspirant des travaux virtuels ([21] Savard M., et al. (1993); [9] Fafard M. et al, (1998) ; [11] Henchi K. (1995)) :

$$W(u, \dot{u}, \ddot{u}) = W_{int}(u) - W_{ext}(u) + W_{IN}(\ddot{u}) + W_{AM}(\dot{u}) = 0 \quad (4.1)$$

Où u, \dot{u} et \ddot{u} sont respectivement les champs des déplacements, des vitesses et des accélérations cinématiquement admissibles et les indices int, ext, IN et AM se réfèrent respectivement aux quantités interne, externe, d'inertie et d'amortissement.

L'écriture de cette équation en déplacement sous forme matricielle comme suit :

$$W(u, \dot{u}, \ddot{u}) = \int_V [\langle \delta e \rangle \{ \sigma \} - \langle \delta u \rangle \{ f_v \} + \langle \delta u \rangle (\rho \{ \ddot{u} \} + c \{ \dot{u} \})] dV - \int_{S_f} \langle \delta u \rangle \{ f_s \} dS = 0 \quad (4.2)$$

où

$\{ \sigma \}$ représente les composantes cartésiennes du tenseur contraintes.

$\{ \varepsilon \}$: les composantes équivalentes du tenseur des déformations

$\{ f_v \}$: les forces de volume

ρ et c respectivement la masse volumique et l'amortissement visqueux

$\langle \delta u \rangle$ champs des déplacements virtuels.

$\{ f_s \} = \langle \sigma \rangle \{ n \}$ sur S_f proviennent des conditions mécaniques sur la frontière S_f (forces de surface) avec $\{ n \}$ le vecteur normal à la surface.

Les symboles $\{ \}$, $[]$ et $\langle \rangle$ désignent respectivement des vecteurs colonnes ou lignes.

Cette équation sera spécialisée par la suite pour tous les éléments structuraux du pont (tablier, poutres etc.) et pour les véhicules.

Le comportement dynamique d'une poutre avec différentes conditions aux limites sous l'effet d'une force ou d'une masse mobile simulant le véhicule se déplaçant sur la structure pont idéalisée par une poutre d'Euler est analysé. ([18] Ouchenane M. et al (2009)).

La réponse dynamique pour le cas de la force est résolue par la méthode de superposition modale et l'intégrale de convolution. Une évaluation exacte des fréquences, basée sur la détermination de la solution des équations différentielles de vibration est formulée. L'écriture des conditions aux limites permet d'aboutir à l'équation aux fréquences. Dans le cas où la masse de la structure pont est comparable à celle du véhicule, la source mobile sollicitant le pont est simulée par une masse. Cette sollicitation engendre un problème couplé.

Une simulation par le logiciel « Matlab » donne la réponse dynamique du pont sous l'effet d'un véhicule sous forme de force mobile qui donne : les fréquences, les modes propres de vibration, les déplacements ou la flèche le long de la poutre, et le facteur d'amplification dynamique FAD. Ensuite une comparaison est effectuée entre les différentes sollicitations générées.

([14] Jacquemoud J. (1980)) a centré son travail sur la détermination des sollicitations caractéristiques pour la fatigue et sur l'estimation de la durée de vie en fatigue des ponts-routes, en tenant compte des nouvelles connaissances concernant la fatigue, des charges réelles du trafic et du comportement réel des structures de ponts.

Pour conduire ses travaux, les charges réelles du trafic routier ont été mesurées sur quatre axes routiers suisses. Ces mesures ont permis de dresser un inventaire des données statistiques sur les poids, les types et les données géométriques des véhicules réels. Ces résultats ont servis à calculer les fluctuations des sollicitations dues au trafic sur les ponts et à établir un modèle de charges représentatif du trafic normal.

Les histoires des efforts intérieurs sous l'effet des charges actuelles réelles du trafic ont été calculées de façon déterministe. Une procédure de calcul a été vérifiée pour estimer rapidement les efforts caractéristiques pour la vérification à la fatigue. Ce calcul a été basé sur

un modèle de charges du trafic, en exploitant des propriétés particulières des nouvelles lois de résistance.

Les contraintes résultant des effets du trafic peuvent alors être déterminées à la condition préalable de connaître les caractéristiques des sections résistantes. Pour cela, il a d'abord estimé les moments de résistance w des ponts mixtes, en exprimant analytiquement une condition de dimensionnement statique. Les contraintes ainsi déterminées ont été vérifiées par comparaison avec des enregistrements effectués sur un pont en service (voir figure 4.1 ci-dessous).

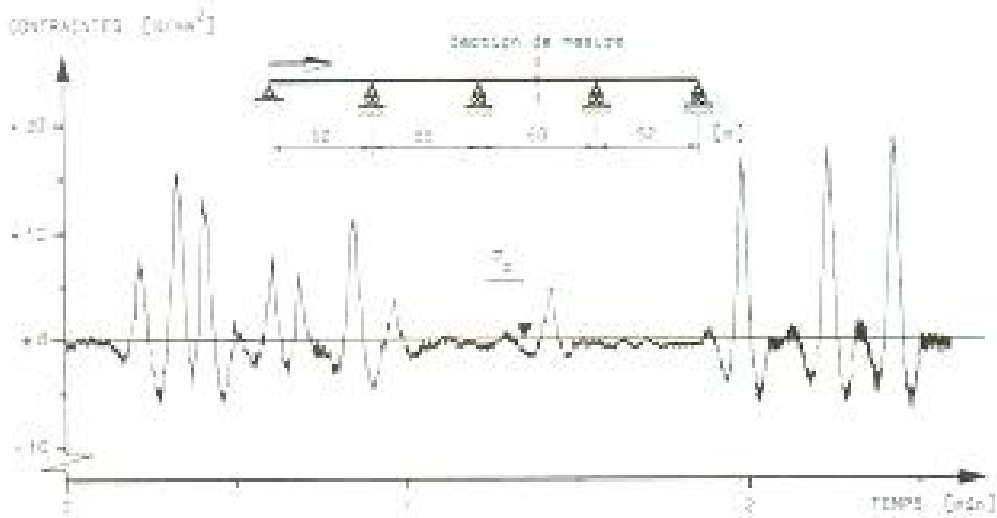


Figure 4.1 Pont de la Venoge et extrait des histoires de contraintes mesurées sous trafic réel.

Cette vérification a permis de définir l'influence des trois paramètres négligés jusque-là, soit la vérification de la position transversale des véhicules, les distances longitudinales entre véhicules et les effets dynamiques.

Les durées de vie ont alors été estimées en utilisant les données connues sur la résistance à la fatigue. L'influence d'un grand nombre de paramètres sur les durées de vie a été évaluée ; ceux-ci concernent :

- Les caractéristiques des charges du trafic en évolution,
- Les propriétés de la résistance à la fatigue,

Le comportement des structures observées.

Les résultats obtenus situent de façon précise le problème de fatigue dans les ponts-routes. Ils mettent en évidence les multiples paramètres pouvant influencer la durée de vie d'un pont, en montrant comment ils interviennent et combien est leur effet.

Un effort particulier a été fait tout au long de son travail pour proposer et vérifier une méthode simplifiée permettant une estimation rapide de la durée de vie. Cette tentative a été motivée par la nécessité de donner, sous une forme accessible et utilisable par le praticien, une procédure pour effectuer une vérification à la fatigue. La partie de la norme suisse ([22] SIA 160) ayant trait aux ponts-routes est issue des résultats préliminaires de cette étude.

Le travail de ([20] Perron J.P., et al (2002)) fait état de l'avancement d'un projet de recherche entrepris en 2002 au Département de génie civil de l'Université Laval, en étroite collaboration avec la Direction des structures du ministère des Transports du Québec. L'étude consiste, entre autres, à analyser les résultats d'essais de chargement statique et dynamique réalisés sur un pont en béton armé afin d'intégrer certaines informations supplémentaires à l'évaluation structurale de ce pont. Le but est évidemment d'en améliorer la précision et ainsi éviter les inconvénients socio-économiques engendrés par une restriction de charges ou une fermeture de l'ouvrage au trafic routier.

Le pont étudié est une structure simplement appuyée, possédant un fort biais, qui est constituée de deux poutres en T en béton armé (Figure 4.2). Il fut construit en 1944 et dimensionné pour un camion de 15 tonnes. La géométrie de cet ouvrage est représentative de 76 structures similaires sur le réseau routier québécois. L'inspection visuelle de ce pont a

révéla la présence de fissures de cisaillement près des extrémités des poutres, de fissures de flexion au centre des poutres ainsi qu'une large fissure longitudinale (≤ 2 mm) sous la dalle (à mi-chemin entre les poutres). De plus, des taches d'efflorescence et de la délamination sont présentes à l'extrémité des poutres ainsi que sur les diaphragmes.

L'évaluation de la capacité portante du pont par la méthode simplifiée de la norme canadienne (S6-88) montre que la structure est en mesure de reprendre qu'environ 30% de la surcharge légale autorisée sur cette route, en flexion comme en cisaillement. Il faut toutefois noter que la méthode d'analyse simplifiée a été utilisée pour évaluer la répartition transversale des charges malgré le fait que cette méthode ne soit pas rigoureusement valide pour la géométrie de ce pont (le biais étant supérieur à la limite permise). Par conséquent, une méthode d'analyse plus élaborée aurait été plus appropriée ici. De plus, les hypothèses utilisées dans les calculs d'évaluation semblent peu représentatives des conditions d'exploitation locales. En effet, les études de trafic pour ce pont ont démontré que le DJMA1 est de 630 véhicules. Les sollicitations « recommandées » par la norme apparaissent donc inappropriées et très conservatrices pour le site à l'étude.

Compte tenu de l'évaluation faible et de l'impossibilité pour le milieu d'accepter une restriction de charge sur le pont, les autorités ont décidé de remplacer, à moyen terme, la structure. Toutefois, dans le contexte où l'état du pont ne laisse pas prévoir une rupture imminente, un programme de télésurveillance a été mis en place afin de déterminer le rythme de progression de l'endommagement. Des essais de chargement ont aussi été réalisés afin de mieux connaître le comportement structural de l'ouvrage.

Dans le but d'en connaître davantage sur le comportement structural du pont, des essais de chargement statique et dynamique ont été réalisés à l'automne 2002. Les essais ont été effectués avec deux camions (camion benne de type « 10 roues ») à trois essieux remplis de sable et pesant respectivement 25.58 et 27.59 tonnes.

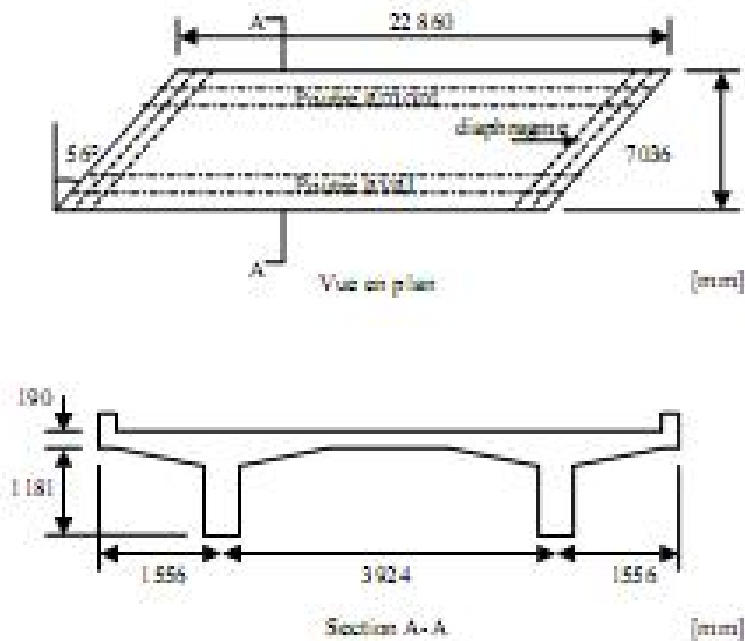


Figure 4.2 : géométrie du pont à l'étude

Lors des essais de chargement statique, quatre cheminements longitudinaux différents ont été empruntés par les véhicules avec neuf positions d'arrêt prédéterminées. La figure 4.3 présente les différents cheminements. À noter que la position d'arrêt est mesurée par rapport au premier essieu arrière du véhicule. Des essais ont aussi été réalisés en combinant les deux camions à différents cheminements et différentes positions d'arrêt. L'acquisition de données a été réalisée au rythme de 10 lectures par secondes. La déformation maximale de traction enregistrée durant les essais de chargement statique est de 10,8 mm à mi-portée de la poutre amont. Ce résultat indique que, pour ces chargements, les déformations demeurent dans le domaine élastique des matériaux. De plus, le déplacement vertical maximal mesuré sous le poids des deux camions est de 4.3 mm. Cette valeur est obtenue pour une combinaison de camions dans le cheminement C. La flèche maximale atteinte est encore loin de la limite théorique en service, soit une flèche maximale permise de 28 mm.

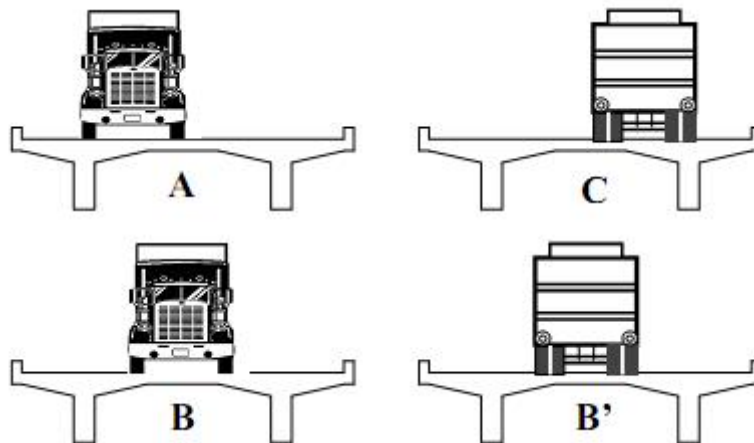


Figure 4.3 : Positions des camions lors des cheminement

Des essais dynamiques ont aussi été réalisés à différentes vitesses contrôlées (5, 30 et 50 km/h) suivant les voies de circulation normale sur le pont. Les mesures des amplitudes maximales de déplacements statiques et dynamiques ont permis de déterminer le facteur d'amplification dynamique (FAD) lors du passage du camion (figure 4.4). Toutefois, plusieurs facteurs influencent la réponse dynamique d'un pont comme, entre autres, les caractéristiques dynamiques des véhicules et du pont, les conditions initiales d'application des charges, le profil de la chaussée, etc.. Il faut également noter que plus la charge, sur la superstructure, est élevée, plus le FAD diminue. Pour cette raison, les valeurs de FAD obtenues expérimentalement doivent être interprétées avec discernement puisqu'elles sont spécifiques aux caractéristiques du camion utilisé pour l'essai de même qu'à l'ouvrage à l'étude.

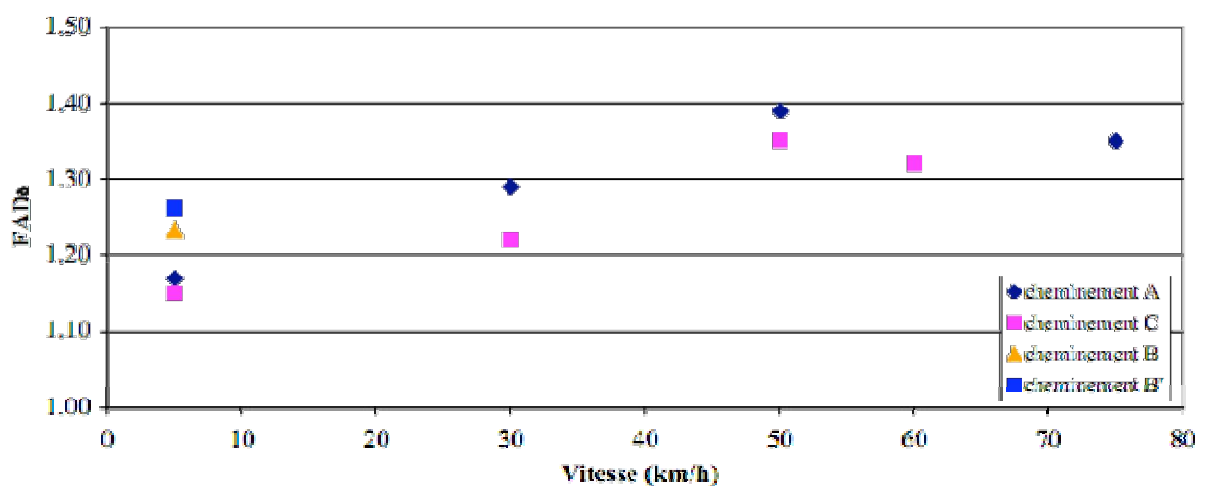


Figure 4.4 : Facteur d'amplification dynamique en fonction de la vitesse du camion

Ils ont pu conclure que les essais de chargement sont une approche permettant de recueillir de l'information pertinente afin d'améliorer les connaissances sur le comportement d'un ouvrage. L'étude de cas présentée démontre toutefois que l'analyse structurale peut s'avérer laborieuse lorsque différentes sources d'imprécision sont présentes au sein d'un même ouvrage. Malgré ces difficultés, les observations provenant de l'analyse semblent suggérer une plus grande capacité que celle prédite par la théorie. Plusieurs vérifications sont toutefois encore nécessaires avant de pouvoir affirmer avec certitude la présence de cette réserve de capacité, et surtout de la quantifier.

4.2 Modélisation Interaction Pont-Véhicule:

Beaucoup d'études basées sur une modélisation par éléments finis ont été menées, parmi elles nous citeront les travaux de [21] Savard M., et al. (1993). Intitulés « Étude par éléments finis du facteur d'amplification dynamique des charges dans les ponts sollicités par des véhicules routiers. »

La modélisation se fait soit en prenant chacun des éléments seul, le pont, d'un côté et les véhicules d'un autre soit en considérant les deux comme une seule et unique entité.

Au début des travaux, l'idée de recherche était dirigée vers une modélisation par éléments finis mais au fur et à mesure de l'avancement l'idée de s'orienter vers un créneau nouveau basé sur une modélisation par analyse modèle orientée vers une analyse fréquentielle a pris place. Nous détaillerons cette méthode plus loin.

4.2.1 Modèles de Véhicules :

La réponse en flexion d'une structure soumise à un chargement mobile est étudiée différemment selon la nature du problème. Si le chargement est représenté par une masse en mouvement, la réponse dynamique de la structure doit, à priori, être déterminée en prenant en compte tous les effets inertiels. Cependant, le problème peut être simplifié si l'on considère que le corps en mouvement exerce sur la structure une force constante égale à son poids. Il s'agit alors de déterminer la réponse de la structure à une force mobile constante.

Dans ce mémoire, le terme "structure" fait référence soit à une poutre, soit à une plaque. Si les dimensions de la structure sont finies, alors la réponse dynamique peut être recherchée, sous la forme d'une superposition de réponses modales. Si le chargement est

mobile, la sollicitation n'est pas appliquée simultanément en tous points de la structure, mais se déplace sur celle-ci avec une certaine vitesse. Ainsi, la réponse prend la forme d'ondes de fréquence et d'amplitude qui dépendent, à la fois, de la vitesse du chargement et de son intensité.

La connaissance de la réponse des structures (couplées ou non) à des chargements mobiles trouve des applications dans de nombreux domaines : génie civil (réponse dynamique des ponts...), transports (chemin de fer...), ... etc

Il est bien connu que les structures (mécanique) peuvent résonner, c'est à dire que les petites forces peuvent entraîner une déformation importante, et éventuellement, des dommages peuvent être induits dans la structure

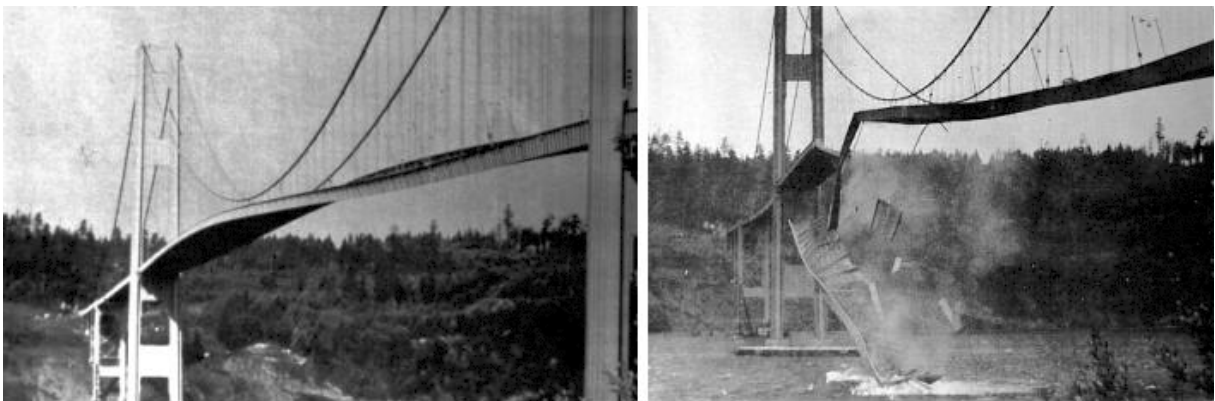


Figure 4.5: Tacoma Narrows Bridge Disaster

(La vitesse du vent n'était que de 67 km/h, tandis que le pont avait été dimensionné pour des vitesses beaucoup plus élevées, mais en ne tenant compte que des effets statiques)

Selon ([1] AFNOR E90.350), une vibration peut être définie par la « variation avec le temps de la valeur d'une grandeur caractéristique du mouvement ou de la position d'un système mécanique, lorsque la grandeur est alternativement plus grande ou plus petite qu'une certaine valeur moyenne ou de référence ».

La majorité des structures peuvent être amenées à résonner, c'est à dire à vibrer avec un mouvement oscillatoire excessif. La vibration de résonance est principalement causée par une interaction entre les propriétés d'inertie et élastique des matériaux au sein d'une structure

La résonance est souvent la cause de, au moins un facteur contribuant à beaucoup de vibrations, et les problèmes liés au bruit qui se produisent dans les structures et les machines d'exploitation.

Pour mieux comprendre un problème de vibrations structurales, les fréquences de résonance d'une structure doivent être identifiés et quantifiés. Aujourd'hui, l'analyse modale est devenue un moyen très répandu de trouver les modes de vibration d'une machine ou d'une structure.

Les modes sont des propriétés intrinsèques d'une structure, et sont déterminés par les propriétés de la matière (masse, amortissement et rigidité), et les conditions aux limites de la structure.

Chaque mode est défini par une fréquence naturelle (modale ou de résonance), l'amortissement modal, et une forme du mode (c-à-d les soi-disant «paramètres modaux»). Si l'une des propriétés de matériau ou les conditions aux limites d'un changement de structure, alors ses modes changeront.

Par exemple, si la masse est ajoutée à une structure, il se met à vibrer différemment. Pour comprendre cela, nous allons utiliser le concept des systèmes simples et multiples degrés de liberté (DDL).

L'analyse modale expérimentale (AME) permet de déterminer les déformations de la structure en fonction de la fréquence. La mesure de la déformée opérationnelle en fonctionnement permet de déterminer la déformée réelle de la structure en fonctionnement.

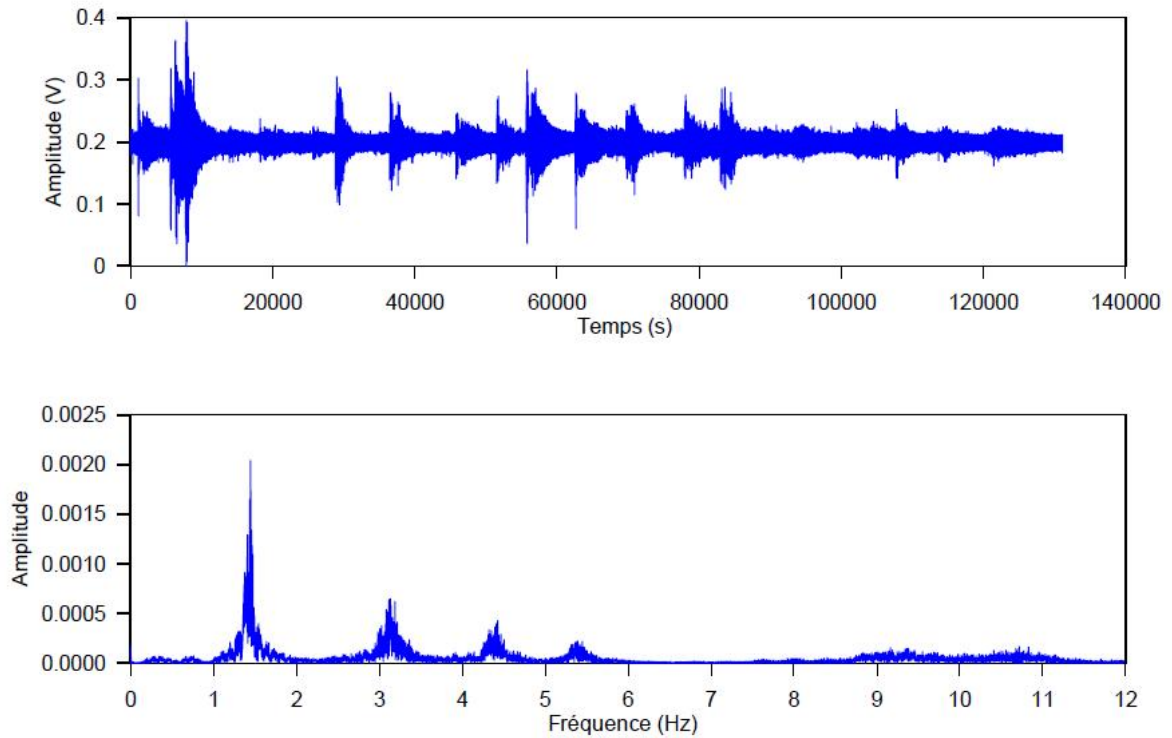


Figure 4.6: Amplitude mesurée et son spectre de puissance.
Les pics du spectre correspondent aux fréquences de modes.

Des calculs par modélisation de la structure (par exemple par éléments finis pour des structures complexes ou de grandes dimensions) permettent d'évaluer les modes propres de la structure. Une fois les modes propres de la structure identifiés, il s'agit soit :

- de décaler la fréquence d'excitation, en modifiant la source de vibration ;
- de décaler les modes propres de la structure par ajout de masse ou de raideur.

La modélisation permet alors de dimensionner précisément l'ajout de masse ou de raideur sur la structure et ainsi permettre de calculer la vibration maximum admissible sur la structure afin d'éviter un risque de ruine par fatigue vibratoire par :

- utiliser un absorbeur de vibration dynamique
- isoler la structure de la source de vibration.

4.2.1.1 Systèmes mécaniques :

La réponse en flexion d'une structure soumise à un chargement mobile est étudiée différemment selon la nature du problème.

Si le chargement est représenté par une masse en mouvement, la réponse dynamique de la structure doit, à priori, être déterminée en prenant en compte tous les effets inertiels. Cependant, le problème peut être simplifié si l'on considère que le corps en mouvement exerce sur la structure une force constante égale à son poids. Il s'agit alors de déterminer la réponse de la structure à une force mobile constante.

La résolution devient plus difficile lorsque le problème impose de prendre en compte le poids du mobile et que sa masse et celle de la structure sont du même ordre de grandeur. La réponse de la structure dépend de l'effort créé par le mobile qui dépend de la réponse de la structure. Ces différents problèmes ont été discutés par [10] Frýba L. (1972).

Dès à présent, on note que l'on s'intéressera, par la suite, uniquement aux cas des chargements sans masse propre et indépendants de la réponse de la structure.

Dans ce mémoire, le terme "structure" fait référence soit à une poutre, soit à une plaque. Tout d'abord examinons les travaux concernant les poutres et les plaques non couplées, sans fondation.

Si les dimensions de la structure sont finies, alors la réponse dynamique est recherchée, par certains auteurs, sous la forme d'une superposition modale.

Le déplacement hors plan, u la rotation des sections θ ainsi que les grandeurs dérivées (moment fléchissant et effort tranchant) sont construits à partir de la somme des n premiers modes propres, n tendant vers l'infini. Cette méthode présente l'avantage d'être d'un usage aisé. Mais les solutions sont nécessairement approchées puisque construites à partir d'une somme tronquée (n étant nécessairement grand mais pas infini). De plus, les solutions obtenues dépendent de la vitesse v du chargement. Lorsque celle-ci est élevée, la convergence pour le calcul des moments et des efforts (obtenus après dérivation de w) est lente ([10] Frýba L. (1972)). C'est pourquoi cette méthode est réservée aux problèmes de basses fréquences, pour lesquels la vitesse du chargement est faible ([15] KunowBauhmer A. (1984a), [17] Olsson M. (1991)).

Si les dimensions de la poutre ou la plaque sont élevées (pouvant être considérées comme infinies), les travaux antérieurs ont porté sur la recherche des solutions stationnaires.

La réponse stationnaire apparaît figée si l'on se place dans un repère relatif lié au chargement. Les solutions obtenues par les méthodes de transformées (Laplace et Fourier), sont exactes si l'on sait déterminer analytiquement les transformées. Ceci n'est pas toujours possible car il faut parfois avoir recours à des intégrations numériques pour obtenir les transformées inverses.

L'utilisation d'une poutre Euler - Bernoulli est adéquate pour des poutres élancées où les dimensions de la section sont très inférieures par rapport à la longueur. Dans le cas des poutres courtes la poutre multifibre Timoshenko est la seule capable à prendre en compte les déformations dues au cisaillement.

C'est le premier d'entre eux (Euler-Bernoulli) que nous avons retenu et dont il sera question dans tout cette étude.

Ce choix est motivé par un souci de simplicité. En effet le modèle d'Euler-Bernoulli ne comporte qu'un seul degré de liberté contrairement au modèle de Timoshenko. Ainsi, une seule forme de densité d'énergie cinétique et de densité d'énergie potentielle sont nécessaires pour décrire le système. Dans le modèle de Timoshenko, deux formes d'énergie cinétique associées au déplacement transversal et à la rotation des sections ainsi que deux formes d'énergie potentielle sont nécessaires.

Les hypothèses utiles à l'établissement des équations énergétiques sont les suivantes

- régime harmonique forcé et établi,
- énergie potentielle d'origine élastique,
- poutre linéaire, homogène et à géométrie constante,
- l'excitation est confinée aux frontières du système.

Naturellement, à ces hypothèses nous ajoutons celles qui concernent la validité du modèle d'Euler-Bernoulli :

L'étude des vibrations de la poutre d'Euler-Bernoulli ne concerne que les petites déformations transversales. Considérons une poutre soumise à des vibrations de flexion et excitée en régime harmonique établi de pulsation conformément à la figure 4.7 :

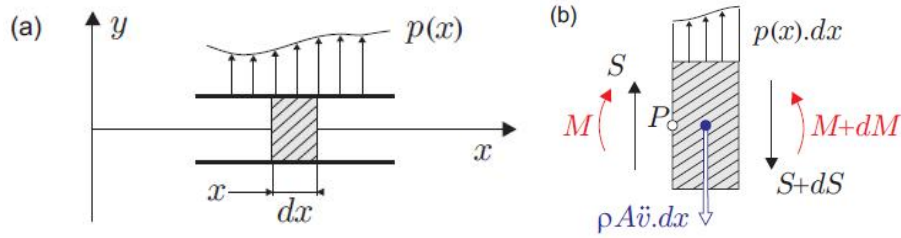


Figure 4.7 :

L'état du système au point d'abscisse x est défini par la déflexion $u(x)$ ($v(x)$) dans figure 4.7) et la rotation $\theta(x)$ de chaque section. Les déformations associées à ces deux degrés de liberté sont $\varepsilon_u = du/dx$ et $\varepsilon_\theta = d\theta/dx$. Nous introduisons un module d'Young complexe:

$$E = E_0(1 + j\eta),$$

où E_0 est réel et η est le coefficient d'amortissement hystérétique. La loi de Hooke est énoncée sur les moments seulement $M(x) = EI\varepsilon_\theta$. L'équilibre dynamique d'un tronçon de poutre de longueur dx , en l'absence de densité de force extérieure, (fig.4.7) s'exprime à l'aide de deux relations:

i/ bilan des moments par rapport à O :

$$\frac{dM}{dx} + T(x) = -\rho I \omega^2 \theta(x) \quad (4.3)$$

ii/ bilan des forces :

$$\frac{dT}{dx} = -\rho S \omega^2 u(x) \quad (4.4)$$

Deux hypothèses complètent ces deux relations.

1/ Les sections droites restent planes et orthogonales à la ligne moyenne:

$$\theta(x) = du/dx \quad (4.5)$$

de sorte qu'il ne subsiste plus qu'un seul degré de liberté. En d'autres termes, on néglige la densité d'énergie potentielle de l'effort tranchant devant celle du moment de flexion.

La densité d'énergie potentielle d'origine élastique prend alors la forme:

$$E_p = \frac{1}{4} R_\varepsilon \{ M \varepsilon_\theta^* \} = \frac{1}{4} E_0 I \frac{d^2 u}{dx^2} \frac{d^2 u^*}{dx^2}. \quad (4.6)$$

On néglige l'inertie en rotation des sections dans l'équation précédente d'équilibre des moments qui devient alors:

$$T(x) = -\frac{dM}{dx}(x). \quad (4.7)$$

En d'autres termes, la densité d'énergie cinétique de rotation est négligeable devant celle de translation. Compte tenu de ces deux simplifications, l'équation d'équilibre des forces s'écrit:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 u}{dx^2}(x) \right) - \rho S \omega^2 u(x) = 0. \quad (4.8)$$

Introduisons le nombre d'onde complexe $k \stackrel{\text{def}}{=} \sqrt[4]{\frac{\rho S \omega^2}{EI}}$. Comme la poutre est supposée homogène et à géométrie constante, il vient :

$$\frac{d^4 u}{dx^4}(x) - k^4 u(x) = 0. \quad (4.9)$$

C'est l'équation différentielle qui régit les petits déplacements de chaque section.

Avant de poursuivre dans la théorie des vibrations mécaniques linéaires, il nous faut maintenant définir ce qu'est un système mécanique : c'est un ensemble composé d'éléments ayant des propriétés de masse, de raideur et d'amortissement, les trois paramètres déterminant le comportement dynamique.

Un système mécanique peut être discret ou à constantes localisées, lorsque les éléments constitutifs sont isolés et supposés ponctuels. Dans ce cas, le mouvement est décrit par des équations différentielles ordinaires et un nombre fini de paramètres permet de résoudre le problème. Si le système est continu ou à constantes réparties, il y a une infinité de paramètres possibles. Dans ce cas, le mouvement est fonction du temps et de l'espace. Il est régi par des équations aux dérivées partielles.

Souvent, la structure est simplifiée : on la divise en un nombre de masses ponctuelles reliées par des éléments élastiques et des éléments dissipatifs d'énergie. Pour cela, il faut choisir un certain nombre de points (nœuds) auxquels on affecte une masse et une raideur.

En général, le système le plus simple (un point matériel) possède 3 degrés de liberté dans l'espace. Un solide en a 6, selon sa complexité et les liaisons auxquelles il est assujéti. Un système déformable possède théoriquement un nombre infini de degrés de liberté.

4.2.1.2 Vibrations linéaires:

Pour un système linéaire, en l'absence de force excitatrice extérieure, la position est déterminée à partir d'un système d'équations différentielles linéaires à coefficients constants sans second membre. C'est le cas habituel dans l'hypothèse de faibles déplacements.

Un modèle élémentaire permettant de définir les principaux caractères des phénomènes vibratoires est le système solide-ressort-amortisseur (appelé aussi modèle de VOIGT). Il est présenté sur la figure 4.8. Le problème consiste à déterminer la position x du solide en fonction du temps.

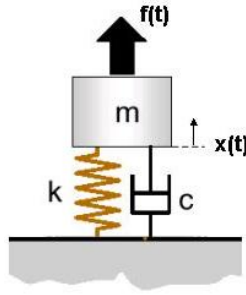


Figure 4.8: Système masse ressort amortisseur à un degré de liberté (modèle de VOIGT)

Dans ce modèle, on ne regarde que les déplacements verticaux : le système est à un seul degré de liberté. L'équation du mouvement est obtenue en appliquant la première loi du principe fondamental de la dynamique :

$$\Sigma F_{\text{ext}} = m.a = F_{\text{inertie}} \quad (4.10)$$

Le bilan des forces extérieures appliquées sur la masse se dresse comme suit : force excitatrice, force de rappel du ressort, force d'amortissement. La forme scalaire de l'équation est ainsi déduite :

$$m\ddot{x} + c.\dot{x} + k.x = F(t) \quad (4.11)$$

On reconnaît la forme générale d'une équation du mouvement d'un système vibrant à un degré de liberté. Lorsque l'excitation est exprimée sous une forme analytique convenable, la résolution peut s'effectuer de façon explicite. Sinon, on a recours à des techniques numériques. On utilise habituellement les propriétés de la transformée de Fourier ou de Laplace. Les systèmes considérés ici sont linéaires, faiblement dissipatifs et réciproques. Ainsi, les matrices $[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont constantes, réelles, symétriques et semi-définies positives.

Dans toute la discussion qui suit, on suppose que l'amortissement est modéré, de sorte que la réponse libre est oscillatoire; elle est régie par l'équation homogène:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + k.x = 0 \quad (4.12)$$

Transformer l'équation pour le domaine de Laplace (en supposant conditions initiales nulles), on obtient:

$$Z(s)X(s) = F(s) \quad (4.13)$$

où $Z(s)$ est la matrice de rigidité dynamique

$$Z(s) = ms^2 + cs + k \quad (4.14)$$

La fonction de transfert $H(s)$ entre le déplacement et la force, $X(s) = H(s)F(s)$, est égale à l'inverse de la raideur dynamique:

$$H(s) = 1/[ms^2 + cs + k] \quad (4.15)$$

Les racines du dénominateur de la fonction de transfert, à savoir $d(s) = ms^2 + cs + k$ ($= Z(s)$), sont les pôles du système. Dans les structures mécaniques, le coefficient d'amortissement c est généralement très faible entraînant une paire de pôles de conjugué complexe, $\lambda = -\sigma \pm i\omega_d$ ce qui conduit à des oscillations amorties

avec : $f_d = \omega_d/2\pi$ la fréquence propre (naturelle) amortie

$f_n = \omega_n/2\pi$ la fréquence propre où $\omega_n = \sqrt{k/m} = \lambda$

$\zeta = \sigma/\lambda$ le taux d'amortissement

La fonction de réponse fréquentielle est obtenue en remplaçant la variable de Laplace s par $i\omega$ dans $H(s)$ résultant en :

$$H(\omega) = \frac{1}{-m\omega^2 + ic\omega + k} = \frac{1}{(k - m\omega^2) + ic\omega} \quad (4.16)$$

Pour $c = 0$, $H(\omega) \rightarrow \infty$ quand $\omega \rightarrow \omega_n$ et c'est la résonance (*la résonance* est la capacité d'un système mécanique à emmagasiner de plus en plus d'énergie, lorsque celle-ci est appliquée sous forme périodique et proche d'une fréquence dite « fréquence de résonance » ou « fréquence naturelle » ou fréquence propre.), $|H(\omega)|$ dans la figure suivante :

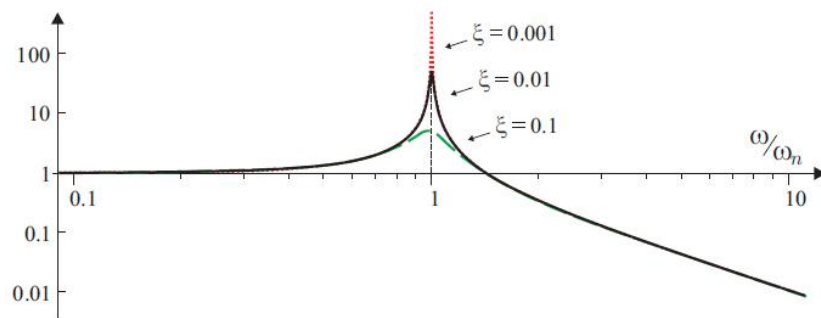


Figure 4.9: $|H(\omega)|$ en échelle log-log

Bien que très peu de structures concrètes pourraient raisonnablement être modélisé par un système à un seul degré de liberté (SDOF), les propriétés d'un tel système sont importants parce que ceux d'un système à plusieurs degrés de liberté plus complexe (MDOF) peuvent toujours être représentées comme la superposition linéaire d'un nombre de caractéristiques (SDOF lorsque le système est invariant dans le temps linéaire).

4.2.1.3 Degrés de liberté multiple (Mddl):

La démarche concernant un système à plusieurs degrés de liberté est identique : on considère maintenant un système discret à n degrés de liberté, à chacun étant associé une vibration. Ces systèmes sont décrits par l'équation suivante :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{f}(t) \quad (4.17)$$

Les différentes matrices M, C et K pour un système à 2 DDL sont décrites par :

$$\begin{aligned} \mathbf{M} &= \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} & \mathbf{f}(t) &= \begin{Bmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \end{Bmatrix} \\ \mathbf{K} &= \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} & \mathbf{x}(t) &= \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} \\ \mathbf{C} &= \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (4.18)$$

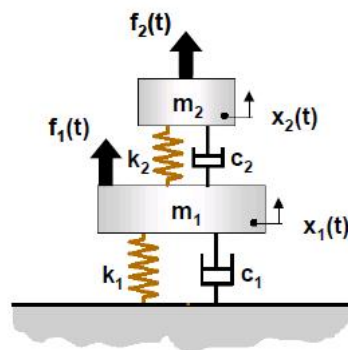


Figure 4.10 : Système à 2DDL

La fonction de transfert entre le déplacement et le vecteur de forces est $X(s) = H(s)F(s)$ d'où

$$\mathbf{H}(s) = [\mathbf{M}s^2 + \mathbf{C}s + \mathbf{K}]^{-1} = \frac{\mathbf{N}(s)}{d(s)} \quad (4.19)$$

avec $\mathbf{N}(s)$ la matrice polynomiale numérateur donnée par :

$$\mathbf{N}(s) = \mathbf{adj}(\mathbf{M}s^2 + \mathbf{C}s + \mathbf{K}) \quad (4.20)$$

Et le polynôme dénominateur $d(s)$ appelé polynôme caractéristique :

$$d(s) = \det(\mathbf{M}s^2 + \mathbf{C}s + \mathbf{K}) \quad (4.20)$$

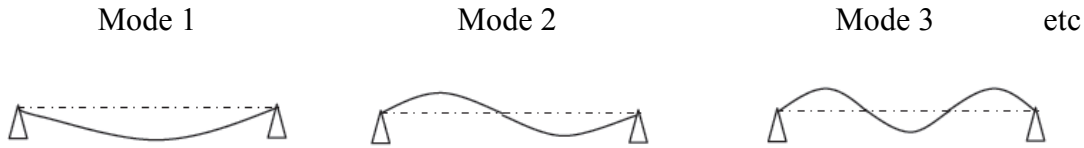
4.2.1.4 Modes propres :

Dans le cas d'un système à n degrés de liberté, les équations sont en général couplées. Les matrices caractéristiques ne sont pas diagonales et elles compliquent la résolution de l'équation matricielle du mouvement. Une manière élégante de contourner le problème est de diagonaliser les matrices. Cette opération permet d'établir une nouvelle base de vecteurs propres.

Ce faisant, la résolution des équations découplées permet de trouver des fréquences propres auxquelles correspondent des déformées caractéristiques du système : ce sont les modes propres. Par la suite, toute vibration pourra se décomposer sur la base de ces modes propres.

De façon générale, il y a autant de modes propres que de degrés de liberté. Le premier mode correspond à la fréquence la plus basse ou fondamentale. Leur représentation graphique donne la déformée modale de chaque élément de la structure alors que la fréquence modale indique le nombre d'alternances par seconde. Un exemple de mode de flexion d'un arbre sur deux appuis est donné sur la figure.

Expérimentalement, il est possible d'en déterminer les fréquences à partir de la réponse impulsionnelle à un choc à condition de ne pas mesurer sur un nœud (= zéro de la déformation modale).



Lorsque l'amortissement est faible, les racines du polynôme caractéristique $d(s)$ sont une paire de pôles complexes conjugués, λ_m et λ_m^* $m = 1, \dots, N_m$, avec N_m le nombre de modes du système. La fonction de transfert peut être réécrite sous une forme pôle de résidus, à savoir le modèle dit «modal» (en supposant que tous les pôles ont une multiplicité simple):

$$\mathbf{H}(s) = \sum_{m=1}^{N_m} \frac{\mathbf{R}_m}{s - \lambda_m} + \frac{\mathbf{R}_m^*}{s - \lambda_m^*} \quad (4.21)$$

Les matrices résidus \mathbf{R}_m , $m = 1, \dots, N_m$, sont définies par :

$$\mathbf{R}_m = \lim_{s \rightarrow \lambda_m} \mathbf{H}(s)(s - \lambda_m) \quad (4.22)$$

On peut montrer que la matrice \mathbf{R}_m peut être décomposée en $\mathbf{R}_m = \phi_m \phi_m^T$ où ϕ_m est le vecteur représentant la 'forme modale' (shape mode) du mode m . Le nombre de modes est égal au nombre de fréquences propres (naturelles) ω_i et ainsi au nombre de DDL. Chaque ω_i est solution de :

$$(K - \omega_i^2 M) \phi_i = 0 \quad (4.23)$$

Ceci conduit à l'orthogonalité des formes modales ϕ_i par rapport aux matrices de rigidité K et de masse M :

$$\begin{aligned} \phi_i^T M \phi_j &= \mu_i \delta_{ij} \\ \phi_i^T K \phi_j &= \mu_i \omega_i^2 \delta_{ij} \end{aligned} \quad (4.24)$$

où δ_{ij} est le symbole de Kronecker et μ_i est la masse modale (appelée aussi masse généralisée). A cause de ces conditions d'orthogonalité, les formes modes sont appelées modes normaux.

4.2.1.5 Décomposition modale :

La solution générale de l'équation de déplacement (eq 4.12) est la suivante :

$$\mathbf{x} = \sum_{i=1}^n (A_i \cos \omega_i t + B_i \sin \omega_i t) \phi_i \quad (4.25)$$

Le calcul de la fréquence et de temps des réponses des systèmes dynamiques est grandement facilité par l'utilisation de décompositions spectrales. Pour les structures simples,

l'amortissement si souvent négligé dans un premier temps. Pour une bonne raison (il est souvent de petite taille) et une mauvaise (on a rarement assez de connaissance des paramètres physiques qui conduisent de dissipation).

La capacité de penser sur les systèmes vibrant en termes de propriétés modales est une technique très puissante qui sert bien à la fois l'analyse et la compréhension des données de test.

La clé de l'analyse en mode normal est de développer des outils qui permettent de reconstruire la réponse globale du système comme une superposition des réponses des différents modes du système.

.Dans l'analyse, la méthode modale permet de remplacer les équations différentielles couplées à n équations avec non couplés, où chaque équation non couplée représente le mouvement du système à 1 DDL pour ce mode de vibrations.

Si les fréquences naturelles et les modes sont disponibles pour le système, alors il est facile de visualiser le mouvement du système dans chaque mode, qui est la première étape d'être en mesure de comprendre comment modifier le système pour modifier ses caractéristiques.

Résumant la méthode d'analyse modale de l'analyse des systèmes mécaniques linéaires et les avantages qui en découlent:

1) Résoudre le problème aux valeurs propres non amorti, qui identifie les fréquences de résonance et les formes de mode (valeurs et vecteurs propres), utiles en elles-mêmes pour comprendre mouvements de base du système.

2) Utilisez les vecteurs propres de découpler ou diagonaliser l'ensemble original d'équations couplées, permettant la solution des problèmes 1 DDL non couplées au lieu de résoudre un ensemble d'équations couplées.

3) Calcul de la contribution de chaque mode de la réponse globale. Cela permet également de réduire la taille du problème en éliminant les modes qui ne peuvent être excités et / ou des modes qui n'ont pas de sorties au choix de DDL. En outre, les modes à haute fréquence qui ont peu de contribution au système à des fréquences plus basses peuvent être éliminés ou à peu près en compte, outre la réduction de la taille du système à analyser

Les modes propres $\{\phi_i\}$ qui vérifient alors les relations d'orthogonalité vont permettre de construire la matrice modale Φ normée par rapport à la matrice de masse, soit $\mu_i = 1, \forall i$. La décomposition du mouvement sur la base des modes propres, c'est-à-dire le changement des coordonnées physiques vers les coordonnées modales, s'exprime alors :

$$x = \Phi z \quad (4.26)$$

où z est le vecteur des amplitudes modales. La relation fondamentale de la dynamique (eq. 4.10) projetée sur la base des modes propres de vibrations, sous les hypothèses considérées, s'écrit :

$$M\Phi\ddot{z} + C\Phi\dot{z} + K\Phi z = f \quad (4.26)$$

En multipliant à gauche par Φ^T et en utilisant les relations d'orthogonalité on obtient :

$$diag(\mu_i)\ddot{z} + \Phi^T C\Phi \dot{z} + diag(\mu_i\omega_i^2)z = \Phi^T f \quad (4.27)$$

avec

$$\Phi^T C\Phi = diag(2\xi_i\mu_i\omega_i) \quad (4.28)$$

Ainsi les équations modales sont découplées et peuvent réécrites :

$$\ddot{\mathbf{z}} + 2\xi \Omega \dot{\mathbf{z}} + \Omega^2 \mathbf{z} = \mu^{-1} \Phi^T \mathbf{f} \quad (4.29)$$

avec les notations :

$$\begin{aligned} \xi &= \text{diag}(\xi_i) \\ \Omega &= \text{diag}(\omega_i) \\ \mu &= \text{diag}(\mu_i) \end{aligned} \quad (4.30)$$

C'est l'ensemble d'équations décrivant la réponse des modes normaux. Le mode i suit :

$$\ddot{z}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{z}_i + \omega_i^2 z_i = \frac{1}{\mu_i} \phi_i^T \mathbf{f} \quad (4.31)$$

c'est l'équation d'un système de 1 DDL de masse μ_i , de pulsation ω_i et d'amortissement ξ_i ; la force généralisée $\phi_i^T \mathbf{f}$ est la force externe agissant sur le mode i .

Ainsi les paramètres A_i et B_i de la solution générale (eq.4.25) peuvent être déterminés à partir des conditions initiales $\mathbf{x}(0)$ et $\dot{\mathbf{x}}(0)$. Les conditions d'orthogonalité permettent de déterminer ces paramètres de manière indépendante pour chaque mode. Ceci donne finalement :

$$\mathbf{x} = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\phi_i^T M \mathbf{x}(0)}{\mu_i} \cos \omega_i t + \frac{\phi_i^T M \dot{\mathbf{x}}(0)}{\mu_i \omega_i} \sin \omega_i t \right] \phi_i \quad (4.32)$$

4.2.1.6 L'amortissement :

La matrice d'amortissement C représente les divers mécanismes de dissipation d'énergie de la structure, qui sont généralement mal connus. Pour compenser ce manque de connaissances, il est de coutume de faire des hypothèses sur sa forme. Une des hypothèses les plus populaires est l'amortissement de Rayleigh:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.33)$$

Les coefficients α et β sont sélectionnés pour s'adapter à la structure considérée. On peut facilement vérifier que l'amortissement de Rayleigh est conforme à l'équation 4.28 et que les ratios d'amortissement modal correspondants sont les suivants:

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \quad (4.34)$$

Les deux paramètres libres α et β peuvent être sélectionnés pour correspondre à l'amortissement modal de deux modes. L'amortissement de Rayleigh a tendance à surestimer l'amortissement des modes de haute fréquence. Il s'avère que l'hypothèse d'amortissement modal, l'équation 4.28 est en très bon accord avec les expériences lorsque l'amortissement est faible, et que les ratios d'amortissement modal ξ_i sont beaucoup plus facile à déterminer, à partir des expériences que la pleine matrice d'amortissement C.

4.2.1.7 Matrice de flexibilité dynamique:

Examiner l'état de réponse harmonique régulier de equ. (4.32) à une excitation de vecteur $f = F.e^{j\omega t}$ la réponse est également harmonique avec la même fréquence, $x = X.e^{j\omega t}$, et les amplitudes de F et X sont liées par:

$$X = [-\omega^2 M + j\omega C + K]^{-1} F = G(\omega).F \quad (4.35)$$

La matrice $G(\omega)$ est appelée matrice de flexibilité dynamique, il s'agit d'une généralisation de la matrice dynamique de flexibilité statique, $G(0) = K^{-1}$. L'expansion modale de $G(\omega)$ peut être obtenu en se transformant en coordonnées modal $x = \Phi z$ comme nous le faisons auparavant. La réponse modale est aussi harmonique, $z = Z.e^{j\omega t}$ et on trouve facilement que:

$$Z = \text{diag} \left\{ \frac{1}{\mu_i(\omega_i^2 + 2j\xi_i\omega_i\omega - \omega^2)} \right\} \Phi^T F \quad (4.36)$$

conduisant à:

$$X = \Phi Z = \Phi \text{diag} \left\{ \frac{1}{\mu_i(\omega_i^2 + 2j\xi_i\omega_i\omega - \omega^2)} \right\} \Phi^T F \quad (4.37)$$

On retrouve l'expansion modale de la matrice de flexibilité dynamique:

$$G(\omega) = [-\omega^2 M + j\omega C + K]^{-1} = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \phi_i^T}{\mu_i (\omega_i^2 + 2j\xi_i \omega_i \omega - \omega^2)} \quad (4.38)$$

où la somme s'étend à tous les modes. $G_{lk}(\omega)$ exprime l'amplitude complexe de la réponse de la structure de DDL l quand un signal harmonique $e^{j\omega t}$ de force est appliquée à DDL k. $G(\omega)$ peut être réécrite:

$$G(\omega) = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \phi_i^T}{\mu_i \omega_i^2} D_i(\omega) \quad (4.39)$$

où:

$$D_i(\omega) = \frac{1}{1 - \omega^2/\omega_i^2 + 2j\xi_i \omega/\omega_i} \quad (4.40)$$

est le facteur d'amplification dynamique du mode i. $D_i(\omega)$ est égal à 1 à $\omega = 0$, il présente de grandes valeurs dans les environs de ω_i , $|D_i(\omega_i)| = (2\xi_i)^{-1}$ (est souvent appelé le facteur de qualité du mode i), puis diminue au-delà de ω_i .

Si m est choisi de telle manière que ω_m est légèrement plus grand que ω_b (l'excitation a une largeur de bande limitée $\omega < \omega_b$), l'expansion modale peut être fractionnée en fonction de:

$$G(\omega) \simeq \sum_{i=1}^m \frac{\phi_i \phi_i^T}{\mu_i \omega_i^2} D_i(\omega) + \sum_{i=m+1}^n \frac{\phi_i \phi_i^T}{\mu_i \omega_i^2} \quad (4.41)$$

Pour le modèle du véhicule quatre degrés de libertés sont présentés. L'équation découlant de Lagrange donne :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_{v1} & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_{v2} \end{bmatrix} \ddot{\mathbf{Y}} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{v11} & \mathbf{C}_{v12} \\ \mathbf{C}_{v21} & \mathbf{C}_{v22} \end{bmatrix} \dot{\mathbf{Y}} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{v11} & \mathbf{K}_{v12} \\ \mathbf{K}_{v21} & \mathbf{K}_{v22} \end{bmatrix} \mathbf{Y} = - \begin{Bmatrix} 0 \\ \mathbf{P}(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \mathbf{P}_0 \end{Bmatrix} \quad (4.41)$$

Où

$Y = \{y_v, \theta_v, y_1, y_2\}^T$ est le vecteur réponse du véhicule

$P(t) = \{p_1(t), p_2(t)\}^T$: Vecteur représentant la force de l'interaction Véhicule-Pont

Et $P_o = \{(m_1 + a_2 m_v)g, (m_2 + a_1 m_v)g\}^T$: Action de la Charge statique du véhicule sur le pont

M_{v1}, M_{v2} : Matrice masse du véhicule

$C_{v11}, C_{v12}, C_{v21}, C_{v22}$: Matrices d'amortissement

$K_{v11}, K_{v12}, K_{v21}, K_{v22}$: matrices de rigidité du véhicule

Elles sont données à l'annexe A.

4.2.2 Modèle du pont :

Le système pont-véhicule est modélisé par une poutre uniforme continue soumise à un système de forces en déplacement $P_l(t)$ ($l = 1, 2, \dots, N_p$), comme indiqué dans la Fig. 12. Les forces sont supposées se déplacer groupées à une vitesse $v(t)$, le long de la direction axiale de la poutre de la gauche vers droite. La poutre est supposée être une poutre d'Euler Bernoulli avec appuis simples. L'équation du mouvement s'écrit alors:

$$\rho A \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} + C \frac{\partial w(x,t)}{\partial t} + \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[EI(x) \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial x^2} \right] = \sum_{l=1}^{N_p} P_l(t) \delta(x - \hat{x}_l(t)) \quad (4.42)$$

où A est la surface de section transversale, ρ et C sont respectivement la masse par unité de longueur, l'amortissement et $w(x, t)$ la fonction de déplacement de la poutre ; \hat{x}_l est le lieu de déplacement de la force $P_l(t)$ en fonction du temps t ; $\delta(t)$ est la fonction delta de Dirac et N_p est le nombre de forces; $EI(x)$ est la rigidité en flexion de la poutre. Si on exprime le déplacement transversal $w(x, t)$ en coordonnées modales :

$$w(x,t) = \sum_{i=1}^n \phi_i(x) q_i(t) \quad (4.43)$$

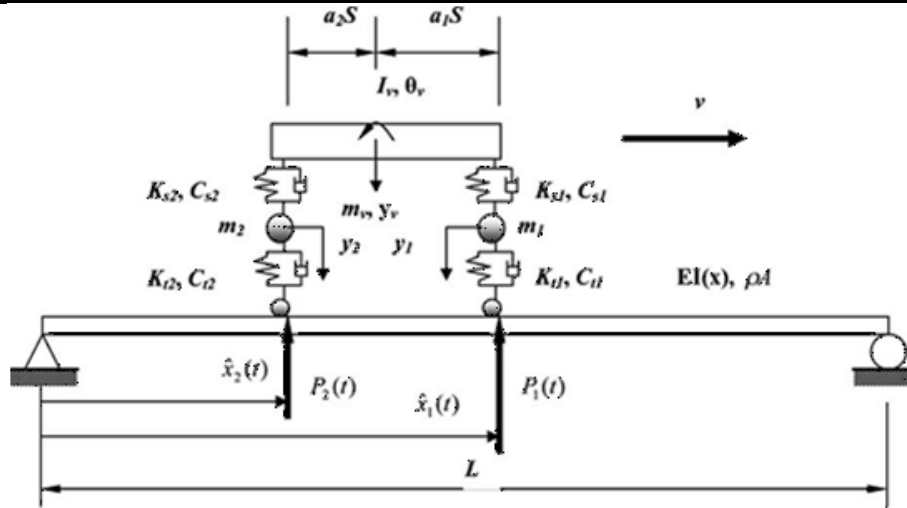


Figure 4.12 : Le système Pont-Véhicule

où $\phi_i(x)$ est la fonction de forme du ième mode, qui est déterminée à partir de l'analyse des valeurs propres et des fonctions propres, $q_i(t)$ est la ième amplitude modale. En remplaçant (3) dans l'équation (2), et en multipliant par $\phi_i(x)$, en intégrant par rapport à x compris entre 0 et L , et l'application des conditions d'orthogonalité (des modes), on obtient :

$$M_b \ddot{Q} + C_b \dot{Q} + K_b Q = \Phi P(t) \quad (4.44)$$

Où :

$$\Phi = \begin{bmatrix} \phi_1(\hat{x}_1(t))/M_1 & \phi_1(\hat{x}_2(t))/M_1 & \dots & \phi_1(\hat{x}_{N_p}(t))/M_1 \\ \phi_2(\hat{x}_1(t))/M_2 & \phi_2(\hat{x}_2(t))/M_2 & \dots & \phi_2(\hat{x}_{N_p}(t))/M_2 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_N(\hat{x}_1(t))/M_n & \phi_N(\hat{x}_2(t))/M_n & \dots & \phi_N(\hat{x}_{N_p}(t))/M_n \end{bmatrix} \quad (4.45)$$

M_b , C_b , K_b sont respectivement des matrices de masse, d'amortissement et de rigidité de la structure de poutre. n est le nombre de modes. ω_i , N_i et M_i sont la fréquence modale, le facteur d'amortissement et la masse modale du ième mode, et

$$M_i = \int_0^L \rho A \phi_i^2(x) dx \quad (4.46)$$

4.2.3 Modélisation du profil de la chaussée

Étant donné la grande variété des phénomènes qui interviennent dans le façonnement du profil d'une chaussée, il convient d'assimiler ce profil à un processus aléatoire stationnaire gaussien de moyenne nulle ([12] Honda H. et al, (1982)). Ce processus aléatoire, $r(x)$, peut être généré en faisant la sommation de n fonctions cosinus d'amplitude α_n , de fréquence angulaire ω et de phase θ . On a :

$$r(x) = \sum_{n=1}^N [\alpha_n \cos(\omega_n x - \theta_n)] \quad (4.47)$$

L'amplitude α_n est le paramètre principal qui conditionne l'importance des irrégularités de la chaussée. En admettant que l'angle de phase θ_n est une variable aléatoire indépendante ayant une densité de probabilité uniforme dans l'intervalle de 0 à 2π , on peut démontrer que l'amplitude des fonctions cosinus est donnée par l'équation suivante :

$$\alpha_n = \sqrt{4 S(\omega_n) \Delta\omega} \quad (4.48)$$

où $S(\omega)$ est la fonction densité spectrale de puissance représentative des irrégularités. La fonction exponentielle décrivant la densité spectrale de puissance suivante a été proposée par Honda et al, (1982) :

$$S(\omega) = A \omega^{-t} \quad (4.49)$$

avec A le coefficient de rugosité de la chaussée et t pris égal à 2. L'expression décrivant le profil de la chaussée devient :

$$r(x) = \sum_{n=1}^N [\sqrt{4 S(\omega_n) \Delta\omega} \cos(\omega_n x - \theta_n)] \quad (4.50)$$

La figure 4.13 permet d'établir la correspondance entre le coefficient de rugosité de la chaussée A et l'indice international de rugosité (IRI). Cet indice exprime la sommation des déplacements verticaux subis par un véhicule de référence parcourant une distance d'un kilomètre ([3] Bergeron G. (2002)). Des relevés de profilométrie inertielle effectués en 1997 ont permis de mesurer l'indice IRI de plusieurs structures du réseau routier supérieur du Québec. Ainsi, 66 % des structures (incluant les approches) qui ont fait l'objet d'un tel

mesurage se sont vu attribuer un indice IRI inférieur à 3. Dans le cadre de cette étude, un IRI de 2,5 a été admis pour le tablier et les approches du pont étudié. On peut, à l'aide de la figure 4.13, déterminer le coefficient de rugosité de la chaussée correspondant à une valeur de IRI de 2,5 et poser A égal à $4,90 \times 10^{-6}$ m³/cycle. À titre indicatif, on montre à la figure 7 l'indice IRI à attribuer à un profil de chaussée selon la description subjective qui lui convient le mieux.

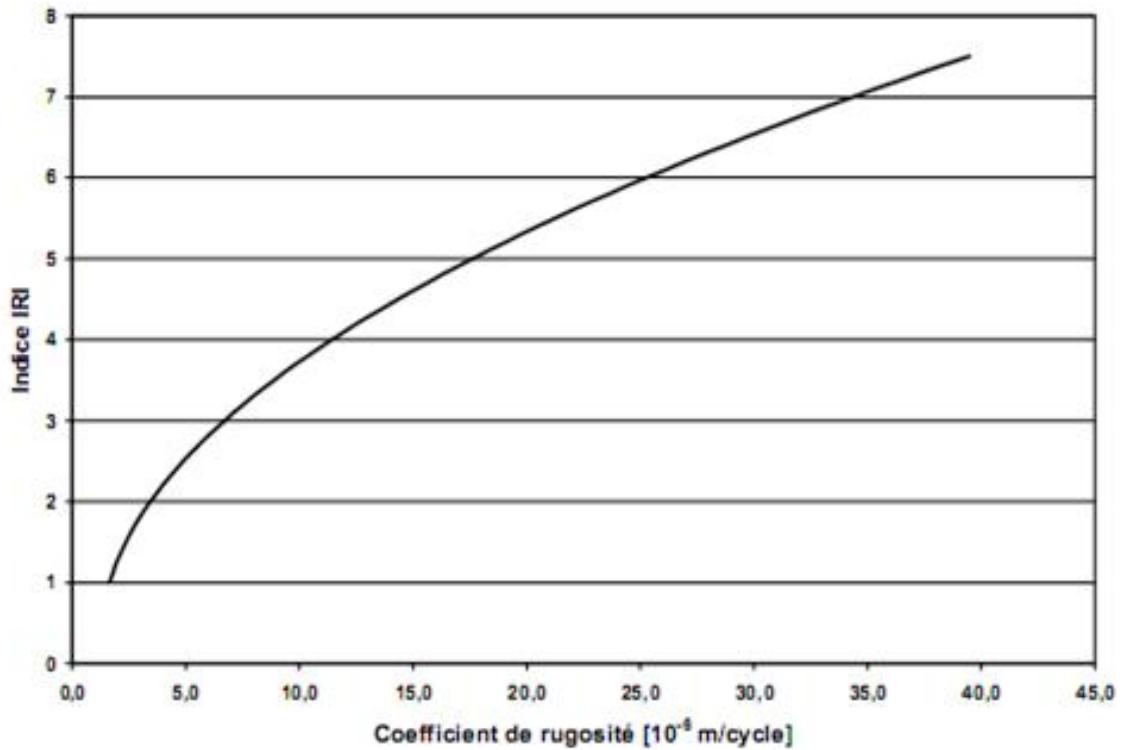


Figure 4.13 : Coefficient de rugosité de la chaussée en fonction de l'indice IRI

4.2.4 Interaction Pont-Véhicule :

Les forces d'interaction entre le pont et le véhicule sont données par :

$$\begin{cases} P_1(t) = k_{t1}(y_1 - z_1) + c_{t1}(\dot{y}_1 - \dot{z}_1) + (m_1 + a_2 m_v)g \\ P_2(t) = k_{t2}(y_2 - z_2) + c_{t2}(\dot{y}_2 - \dot{z}_2) + (m_2 + a_1 m_v)g \end{cases} \quad (4.51)$$

où k_{t1} , k_{t2} , c_{t1} , c_{t2} sont la raideur et l'amortissement des deux pneumatiques. Les déplacements sous les pneus z_1 et z_2 sont donnés par

$$\begin{cases} z_1 = w(\hat{x}_1(t), t) + r(\hat{x}_1(t)) \\ z_2 = w(\hat{x}_2(t), t) + r(\hat{x}_2(t)) \end{cases} \quad (4.52)$$

$$\begin{cases} \dot{z}_1 = \dot{w}(\hat{x}_1(t), t) + w'(\hat{x}_1(t), t)\dot{\hat{x}}_1(t) + r'(\hat{x}_1(t))\dot{\hat{x}}_1(t) \\ \dot{z}_2 = \dot{w}(\hat{x}_2(t), t) + w'(\hat{x}_2(t), t)\dot{\hat{x}}_2(t) + r'(\hat{x}_2(t))\dot{\hat{x}}_2(t) \end{cases} \quad (4.53)$$

$$\begin{aligned} \dot{w}(\hat{x}_l(t), t) &= \sum_{i=1}^N \phi_i(\hat{x}_l(t)) \dot{q}_i(t); \\ w'(\hat{x}_l(t), t) &= \sum_{i=1}^N \frac{\partial \phi_i(x)}{\partial x} q_i(t) \Big|_{x=\hat{x}_l(t)}; \\ r'(\hat{x}_l(t)) &= \frac{dr(x)}{dx} \Big|_{x=\hat{x}_l(t)}; \quad \dot{\hat{x}}_l(t) = \frac{d\hat{x}_l(t)}{dt}, \quad (l = 1, 2) \end{aligned} \quad (4.54)$$

où $w(x, t)$ est le déplacement du pont à une distance x du support gauche et à l'instant t , et $r(\hat{x}(t))$ est la rugosité de surface de la route à l'emplacement du pneu. En substituant Eq. (7) dans les équations eq(1) et eq(4), l'équation combinée du système véhicule-pont peut être, obtenue.:

$$\mathbf{M}(t)\ddot{\mathbf{D}} + \mathbf{C}(t)\dot{\mathbf{D}} + \mathbf{K}(t)\mathbf{D} = \mathbf{F}(t) \quad (4.55)$$

$$\mathbf{D} = \begin{Bmatrix} \mathbf{Q} \\ \mathbf{Y} \end{Bmatrix}; \quad \mathbf{M}(t), \mathbf{C}(t), \mathbf{K}(t) \quad (4.56)$$

Où : $\mathbf{M}(t)$, $\mathbf{C}(t)$ et $\mathbf{K}(t)$ sont des matrices variables du système pont-véhicule et $\mathbf{F}(t)$ la force d'action variable.

Les matrices du système véhicule-pont sont variables dans le temps, $\mathbf{F}(t)$ est la force qui agit sur le système. Les détails de ces matrices sont présentés à l'annexe A. Eq. (11) peut être résolu, étape par étape selon la méthode de différence centrale [8], et les réponses dynamiques du pont sous le véhicule en mouvement peuvent être obtenus à partir de l'équation. (3).

4.3 Analyse modale :

Le concepteur souhaite déduire les modes de vibrations des caractéristiques de la structure, qu'elle présente un amortissement ou non, puis calculer les niveaux de réponse dans

la gamme de fréquences explorées. Pour les structures complexes, cette démarche est impossible sans simplifications drastiques, et il doit se questionner sur la validité de sa modélisation. Il sera donc amené naturellement à confronter la réponse de son modèle avec la réalité, en mesurant la réponse de la structure. S'il est déçu par cette comparaison, il pourrait balayer les différents paramètres de son modèle, voire changer le type de celui-ci (non linéarité, amortissement...), en espérant trouver celui qui "colle" le plus à ses résultats expérimentaux. Cette démarche fastidieuse risque fort de ne pas aboutir.

A l'inverse, à partir des réponses expérimentales de la structure, on peut se demander, comment extraire les modes de vibration, et quel est le modèle structurel le plus simple qui permettrait de simuler ce comportement.

Ces deux démarches déductives complémentaires seront étudiées dans ce (chapitre). Il faudra tenir compte des degrés d'incertitudes sur le modèle ou sur certains résultats, afin de ne se concentrer que sur les zones de comportements les plus significatifs.

Une excitation vibratoire trop importante peut être entraînée par une excitation des modes propres (fréquences de résonance) de la structure. Une ou plusieurs sources génèrent des vibrations sur un mode propre de vibration de la structure, l'amplitude de la vibration de la structure est alors très supérieure à l'amplitude de l'excitation et peut donc en provoquer la ruine par fatigue. L'expertise consiste ici à identifier les modes de vibrations de la structure.

4.4 Le facteur d'amplification Dynamique :

La plupart des codes et méthodes de calculs utilisés actuellement pour la conception et l'évaluation des ponts routiers tiennent compte de la nature dynamique des sollicitations en majorant les résultats des analyses statiques. Cette approche revient à considérer les effets dynamiques comme des charges statiques supplémentaires pour lesquelles le principe de superposition des effets s'applique. Cette idéalisation statique de l'application des charges et

du comportement du pont est privilégiée dans le but de conserver l'aspect statique et simplifié de l'analyse. Cependant, ni la charge ni le pont n'ont les caractéristiques d'un système statique. Le véhicule se rapproche davantage d'un train de charges mobiles d'intensité variable et le pont possède des caractéristiques vibratoires lui conférant une susceptibilité aux effets du trafic routier. Ainsi, dans le but de valider l'approche statique du problème, tel que

souhaitée dans les spécifications actuelles, il est essentiel d'estimer un coefficient de majoration dynamique (CMD) applicable aux effets induits par le chargement normalisé qui soit représentatif de la susceptibilité de la structure étudiée.

Le facteur par lequel on multiplie la réponse statique induite par les surcharges s'appelle le facteur d'amplification dynamique (FAD). Le FAD est défini comme le rapport de la différence entre l'intensité de la réponse dynamique maximale et l'intensité de la réponse statique correspondante sur la réponse statique maximale. Généralement, les réponses considérées sont des mesures des déflexions ou des déformations développées aux sections critiques, et plus rarement des mesures des réactions d'appuis. Théoriquement, le FAD demeure valide tant et aussi longtemps que la structure manifeste un comportement linéaire.

On retrouve dans la littérature sur ce sujet les résultats de nombreuses études expérimentales et numériques. Plusieurs centaines de ponts ont été testés expérimentalement à travers le monde et les résultats de ces tests sont à la base des réglementations de plusieurs pays. Bien que les mesures effectuées soient représentatives du comportement réel de la structure étudiée, les paramètres pouvant faire l'objet d'un certain contrôle sont très limités. Cette réalité rend difficile la réalisation d'études paramétriques permettant d'identifier les paramètres dominants.

Par ailleurs, on reconnaît que les vibrations induites par les irrégularités de la chaussée occasionnent l'oscillation des masses des véhicules et causent une variation de l'intensité des charges sous chacune des roues. Ces variations amplifient la réponse de la structure (efforts, déformations et flèches) par rapport au cas où les charges seraient appliquées statiquement. Les vibrations du tablier influencent à leur tour la réponse dynamique du véhicule et un phénomène d'interaction se crée entre les mouvements verticaux des charges des véhicules et ceux du tablier de la structure.

Ce phénomène de quasi-résonance a été observé expérimentalement pour les ponts ayant des fréquences de vibration avoisinant les fréquences de vibration des véhicules commerciaux ([5] Billing J.R., (1984)). Cette constatation est à la base des exigences de la norme [6] CAN/CSA-S6-88 qui recommandait un CMD en fonction de la fréquence fondamentale de vibration de la structure étudiée.

Dans les nombreuses études théoriques rapportées, les ponts sont assimilés à une poutre. De cette façon, on admet que tous les points de la section transversale du pont subissent un même déplacement vertical. Cette hypothèse exclut de l'analyse la contribution des modes de torsion. De plus, lorsqu'un élément de poutre est choisi pour modéliser le comportement du tablier, on suppose que la section transversale dispose d'une rigidité suffisante pour empêcher les déformations dans son plan. Enfin, cette approche surestime les amplifications dynamiques réelles occasionnées dans les composantes de la section.

Des études numériques récentes ont démontré la contribution significative des modes de torsion dans la réponse de nombreux ponts. De manière à inclure correctement ces modes, et pour simuler les déformations de la section dans son plan, seul un modèle numérique tridimensionnel peut être utilisé. La souplesse et la versatilité de la méthode des éléments finis rendent celle-ci particulièrement attrayante pour l'étude du comportement dynamique des ponts.

Un bon modèle numérique doit simuler convenablement l'interaction qui existe entre le pont et les véhicules qui le sollicitent. Tout au long du parcours du véhicule, un processus d'ajustements successifs de la position des masses en vibration du véhicule et de la déformée de la structure se produit. De plus, d'autres sources d'excitation peuvent affecter la vibration du véhicule et, par le fait même, l'intensité des charges appliquées. On note les forces associées au freinage, l'action du vent, les irrégularités de la chaussée, la présence d'autres véhicules simultanément sur le pont et les conditions initiales de vibration des véhicules (conditionnées par l'état de la chaussée des approches du pont). Au fur et à mesure que le véhicule progresse sur le pont, ces facteurs perturbent le mouvement vibratoire du véhicule, amenant la structure à se déformer sous l'effet de charges d'intensité aléatoire. La déformée instantanée du pont est donc, elle aussi, fonction de ces paramètres, en plus de subir l'influence des mouvements des fondations. Dans ce contexte, le véhicule et le pont sont considérés comme deux systèmes vibratoires intimement couplés.

Les autres facteurs ayant une influence sur la réponse d'une structure soumise aux effets du trafic routier sont les suivants :

- Le type et la géométrie du pont;
- Les caractéristiques d'amortissement des divers éléments du pont;
- La rugosité de la surface de roulement;
- L'amplitude d'un cahot à l'entrée du pont (souvent au joint de dilatation);
- Les caractéristiques dynamiques des divers types de véhicules;
- L'espacement entre les essieux des véhicules;
- La position longitudinale et transversale des véhicules sur le tablier et l'espacement relatif entre ceux-ci;
- La vitesse des véhicules,
- etc.

Pour quantifier les effets dynamiques, les normes ont proposé différentes stratégies de calcul tentant de s'approcher le plus possible des conditions réelles tout en conservant la simplicité de l'analyse.

Dans la norme canadienne [6] CAN/CSA-S6-88, le CMD ne s'applique qu'à la surcharge de camion et varie entre 0,25 et 0,40 selon le nombre d'essieux du camion de calcul produisant les sollicitations maximales. La figure 1 définit les paramètres décrivant la surcharge de camion adoptée dans cette norme actuellement en vigueur. Le nombre d'essieux est le seul paramètre retenu et sous-tend essentiellement le poids du véhicule. En effet, plus le nombre d'essieux est élevé, plus la masse totale du véhicule est élevée. Or, les résultats d'essais sur des structures réelles indiquent que l'amplification dynamique serait inversement proportionnelle à la masse du camion qui la génère.

L'utilisation d'une valeur du CMD qui est fonction du nombre d'essieux exige la prise en compte de plusieurs configurations d'essieux. Le tableau 1 rassemble les valeurs à prendre pour le CMD dans différentes circonstances.

Le facteur d'amplification dynamique est une valeur qui majore les effets statiques d'un pont causés par la charge statique d'un véhicule mobile, pour tenir compte des effets dynamiques provoqués par le passage de ce véhicule. Cette approche revient à considérer les effets dynamiques comme des effets statiques supplémentaires pour lesquels le principe de superposition s'applique pour autant que le comportement de la structure reste linéaire. Suivant les auteurs et suivant les pays, la désignation et la définition du facteur d'amplification dynamique est peu différente, bien que l'objectif commun soit de fournir une

valeur qui permette de considérer les effets dynamiques liés au trafic pour conserver le caractère statique de l'analyse des ponts. Le terme de facteur d'amplification dynamique est le plus répandu et est défini de la manière suivante:

$$\text{Amplification Dynamique (AD) } F.A.D = \frac{R_{dyn} - R_{sta}}{R_{sta}} \quad (4.57)$$

où R_{dyn} = réponse dynamique maximum,

et R_{sta} = réponse statique maximum,

$$R_{dyn} = R_{sta} (1 + AD) \quad (4.58)$$

Facteur d'Amplification Dynamique $F.A.D = (1 + AD)$

Une autre définition est utilisée, le rapport entre les réponses (Le terme "réponse" correspond à la réponse de divers effets dans le pont (déplacement, déformation, efforts et réactions d'appuis)) dynamique et statique qui représente le facteur d'amplification dynamique, est très souvent utilisé:

$$F.A.D = \frac{R_{dyn}}{R_{sta}} \quad (4.59)$$

Si on considère la poutre non amortie sur appuis simples soumise à la sollicitation d'une force constante ponctuelle mobile, le facteur d'amplification dynamique est donné par :

$$F.A.D = \frac{\text{flèche dynamique maximale}}{\text{flèche statique maximale}}, \text{ Flèche statique maximale : } w_{st \max} = \frac{FL^3}{48EI} \quad (4.60)$$

Cette étude a conduit à des résultats qui montrent que plus le rapport α_m diminue pour la même vitesse de passage du véhicule sur le pont, plus la valeur des fréquences propres de vibrations augmente. La réponse dynamique sous forme de facteur d'amplification dynamique diminue.

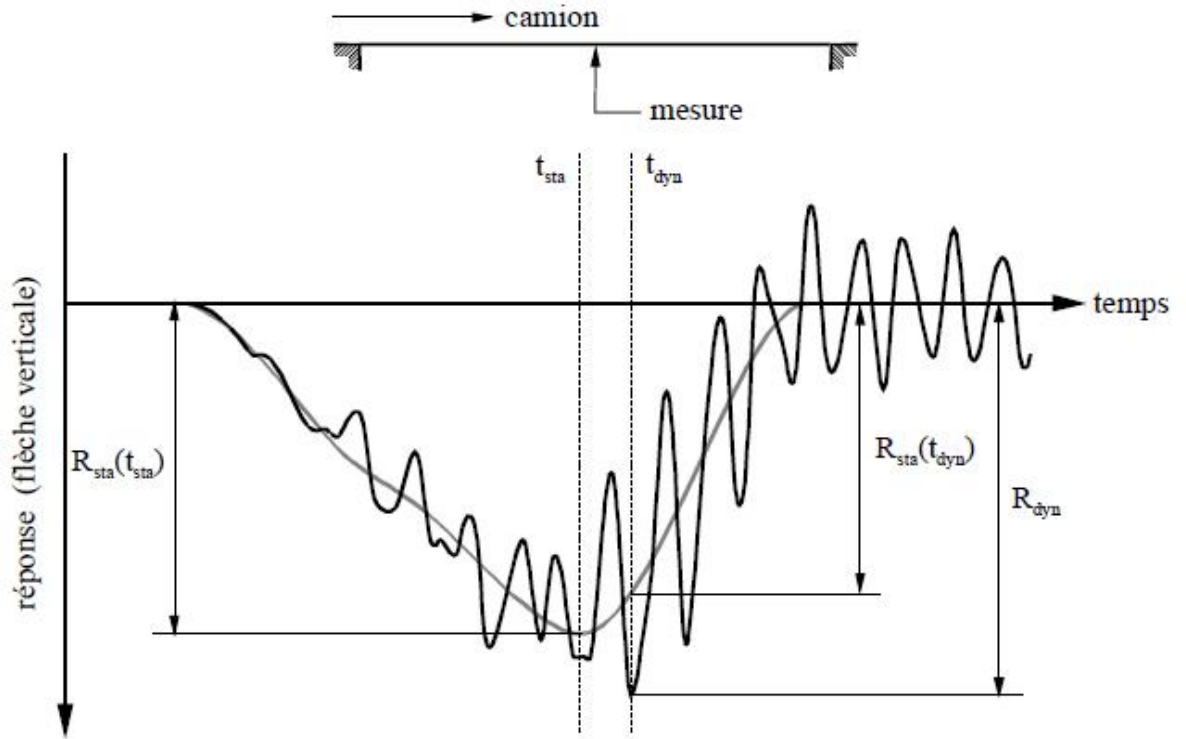


Figure 14 : R_{sat} et R_{dyn}

Chapitre 5 : Simulations

5.1 Poids des essieux :

Les histogrammes des poids des essieux ont été développés à partir des histogrammes des poids totaux de chaque classe de poids lourds. La part du poids total transmis sur l'essieu le plus chargé est définie dans [Eurocode 1, 1997], part 3, la liste des camions fréquents. Les histogrammes des poids d'essieux ont été modélisés par des distributions de type bêta bimodale (exemple † la figure 2.4). Une telle distribution permet

d'avoir les deux pics correspondant respectivement aux véhicules chargés et non chargés. Elle permet également de respecter les bornes inférieure et supérieure des poids. La figure 5.1 illustre cette approximation pour le cas de l'essieu tandem arrière du véhicule articulé de type 113a.

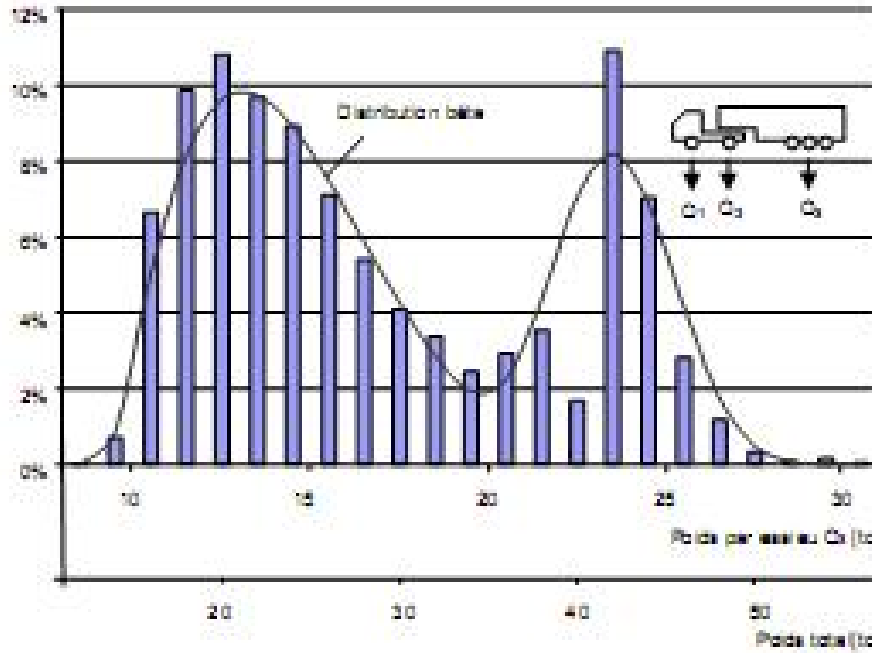


Figure 5.1 : exemple d'un histogramme et de sa modélisation à l'aide d'une distribution bêta bimodale du poids des essieux d'un camion de type 113a

Concernant le poids des autres essieux, nous avons tenu compte de la corrélation entre le poids des différents essieux d'un même véhicule. La figure 2.5 illustre une telle corrélation entre le poids du deuxième essieu Q2 et de l'essieu tridem Q3 d'un véhicule articulé du type 113a.

Une corrélation linéaire a été admise pour exprimer la moyenne et l'écart-type de la densité de probabilité du poids d'un essieu en fonction du poids de l'essieu le plus chargé. Comme exemple, la modélisation des poids des essieux des poids lourds de classe 113a est la suivante :

- la densité de probabilité du poids de l'essieu le plus chargé, Q3, est modélisée par une distribution bêta bimodale (figure 2.4) sur la base du poids total,
- le poids du deuxième essieu, Q2, est modélisé avec une distribution normale. La moyenne et l'écart-type de cette distribution sont des fonctions linéaires de Q3, ensuite

- le poids du premier essieu, Q_1 , est aussi modélisé avec une distribution normale. La moyenne et l'écart-type de cette distribution sont des fonctions linéaires de (Q_2+Q_3) .

Un simulation de contrôle a montré que la somme des poids des essieux est bien le poids total admis au départ.

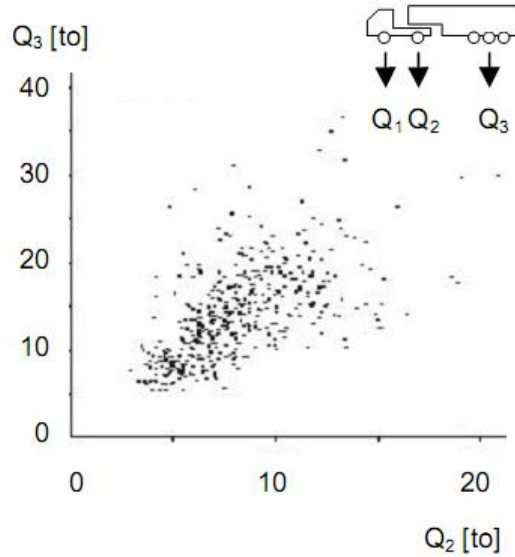


Figure 5.2 – Corrélation entre le poids du deuxième essieu Q_2 et de l'essieu tridem Q_3 d'un camion de type 113a

5.2 Profil de la chaussée :

Un profil de la chaussée simulé

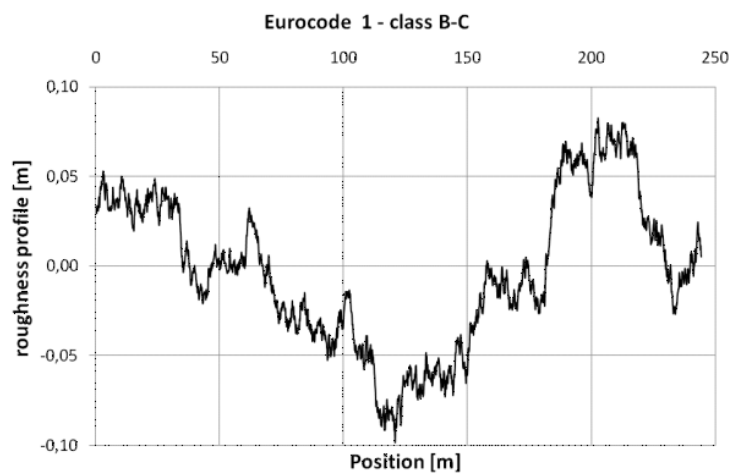


Figure 5.3

Un autre profil moins rugueux (filtré)

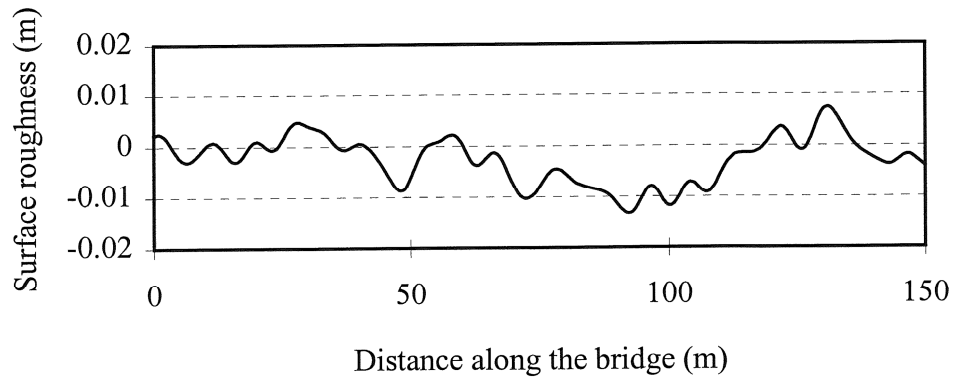
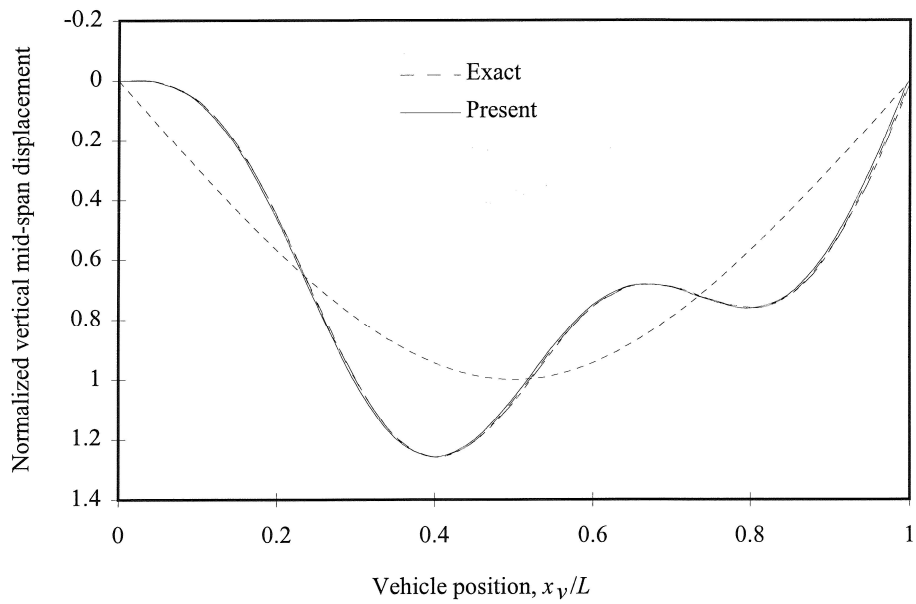


Figure 5.4

5.3 Flexion du pont :



5.4 Modes d'un système à 3DDL :

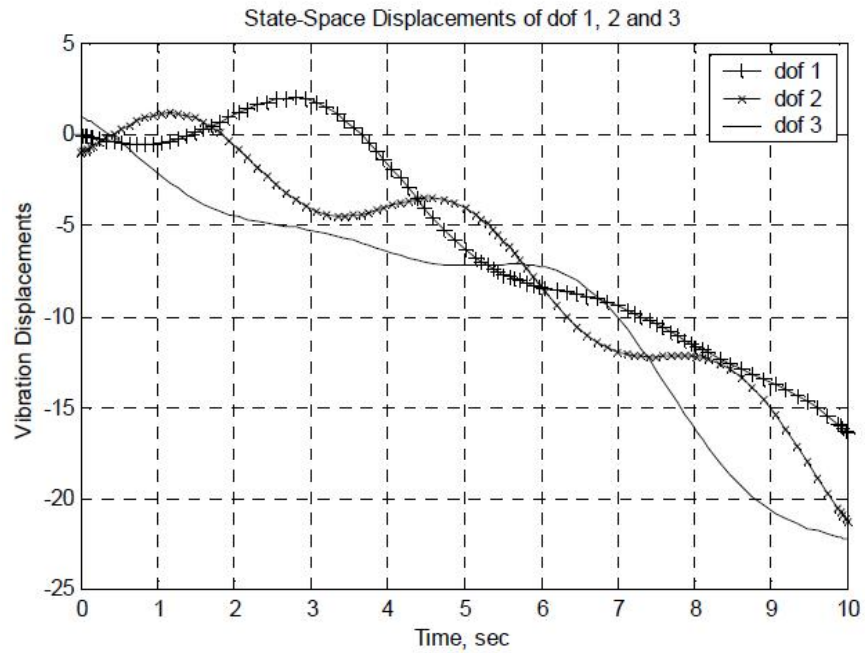
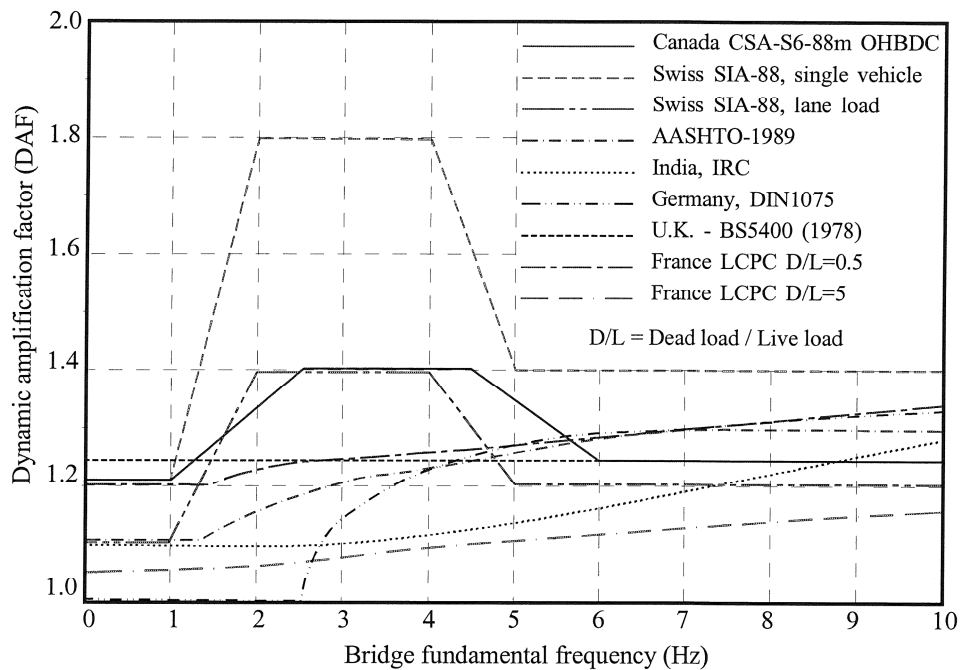


Figure 5.6: ODE45 (matlab) simulation d'un modèle à 3DDL.

5.5 Facteur d'amplification dynamique :



Conclusion et perspectives

Le trafic des véhicules lourds devient de plus en plus important aussi bien en nombre qu'en tonnage pouvant entraîner une fatigue des ponts et causer leur ruine si des mesures ne sont pas prises.

Différentes études et recherches pour mesurer et prévoir la fatigue des ouvrages d'art ont été et sont menées à travers le monde. La plus part d'entre-elles sont basées sur une modélisation par éléments finis. La plus part mais pas toutes, en effet, des études axées sur l'analyse modales sont effectuées.

L'analyse modale entraîne une approche comportementale. La mesure, des modes propres et la détection des variations dans le temps des valeurs de ces modes, permet de détecter très tôt la fatigue. Cette détection prématurée permet quant à elle de prendre des décisions adéquates afin d'éviter la ruine des ouvrages dans les cas extrêmes et/ou des dommages structuraux qui nécessiteront des moyens coûteux en argent et en temps pour la réparation et réhabilitations des ouvrages.

La détection très tôt de la fatigue permet de prendre différentes solutions pour prolonger la durée de vie des ouvrages, les différentes solutions qui s'offrent :

- Limitation de la vitesse des poids lourds qui traversent les ouvrages
- Limitation du nombre des poids lourds qui traverseront l'ouvrage simultanément.
- Prévision de voies de contournement des ouvrages et dans la mesure du possible, interdiction aux poids lourds ou certains d'entre eux de traverser l'ouvrage.
- L'analyse modale pourrait facilement trouver toute sa place dans le suivi des ouvrages ferroviaires et vu leurs coût permettre une meilleure connaissance de leur comportement dans le temps ce qui donnera les solutions technico-économiques optimales.

Cette étude constitue un début, l'approche diffère de celle habituelle par éléments finis, il est recommandé, à l'avenir, de faire une étude comparative entre les deux approches (analyse modale – éléments finis).

Références bibliographiques

- [1] Afnor : E90-350-12 Juillet 1994 Méthodes pour l'étalonnage de capteurs de vibrations et de chocs - Partie 12 : essai de sensibilité aux chocs transversaux.
- [2] Akoussah E., Fafard M., Talbot M., Beaulieu D., Étude paramétrique du facteur d'amplification dynamique des charges pour des ponts à travée simple en béton armé, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 24, pp313-322, Québec, 1997
- [3] Bergeron G. 2003. application de la profilométrie inertielle pour l'évaluation du confort au roulement à proximité des joints de tablier. 9ième colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, université Laval, mai.
- [4] Biggs J.M., Suer, H.S., et Louw, J.M. 1957. The vibration of simple span bridges. ASCE Journal of the Structural Division, 83(2) : 1186—1232.
- [5] Billing J.R., Dynamic loading and testing of bridges in Ontario, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 11, pp 833-843, Downsview, 1984
- [6] Association canadienne de normalisation, Calcul des ponts-routes, CAN/CSA-S6-88, Willowdale, Ontario
- [7] Chang D., Lee H., Impact factors for simple-span highway girder bridges, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No 3, pp 705-715, Séoul, 1994
- [8] Chatterjee P.K., Datta T.K., Surana C.S., Vibration of suspension bridges under vehicular movement, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No 3, pp 681-703, New Delhi, 1994
- [9] Fafard M., Laflamme M., Savard M., Bennur M., Dynamic analysis of existing continuous bridge, Journal of Bridge Engineering, Vol. 3, No 1, pp 28-37, February, 1998

- [10] Fryba L., Vibration of solids and structures under moving loads, Noordhoff, International Publishing, Groningen, The Netherlands, 1972 International Publishing, Groningen, The Netherlands, 1972
- [11] Henchi K. 1995 Ph.D. Thesis. Department of Applied Mechanics. Compiègne University of Technology. France. Dynamics Analysis of bridges under moving vehicles by a finite elements method.
- [12] Honda H., Kajikawa Y., Kobori T., Spectra of road roughness on bridges, Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 108, ST9, pp 1956-1966, Kanazawa, 1982
- [13] Huang D., Wang T.-L., Shahawy M., Impact analysis of continuous multigirder bridges due to moving vehicles, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No 8, pp 3427-3443, Miami, 1992
- [14] Jacquemoud J. 1980 Thèse de Doctorat Sciences. Ecole polytechnique de lausanne Suisse. Analyse du comportement à la fatigue des ponts routes
- [15] KunowBauhmer A. (1984a) The response of a beam to a transient pressure wave load, Journal of Sound and Vibration, 92(4), 491-506.
- [16] Laflamme M., Fafard M., Mallikarjuna, Boudjelal M.T., Détermination du facteur d'amplification dynamique des ponts par une approche numérique et expérimentale, Rapport GCS-95-04, Département de génie civil, Université Laval, Québec, 1995
- [17] Olsson M. (1991) On the fundamental moving load problem, Journal of Sound and Vibration, 145(2), 299-307
- [18] comportement dynamique d'une structure pont sous l'influence de charges mobiles : force et masse;2009

- [19] Paultre P., Chaallal O., Proulx J., Bridge dynamics and dynamic amplification factors -A review of analytical and experimental findings, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 19, pp 260-278, Sherbrooke, 1992
- [20] Perron J.P., Jolin M. et Bastien J. Département de génie civil, Université Laval, Québec Essais de chargement et évaluation d'un pont en béton armé 2002
- [21] Savard M., Fafard M., Beaulieu D., Étude par éléments finis du facteur d'amplification dynamique des charges dans les ponts sollicités par des véhicules routiers, Rapport GCT-93-07, GIREF, Université Laval, Québec, 1993
- [22] Société suisse des ingénieurs et des architectes, Norme concernant les charges, la mise en service et la surveillance des constructions, Partie "Charges prescrites pour les calculs", Norme SIA 160, 1970
- [23] Wang T.-L., Huang D., Shahawy M., Dynamic response of multigirder bridges, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No 8, pp 2222-2238, Miami, 1992
- [24] Wang T.-L., Huang D., Cable-stayed bridge vibration due to road surface roughness, Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No 8, pp 1354-1375, Miami, 1992