

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DES FRERES MENTOURI CONSTANTINE

*Faculté des sciences et de la technologie*

*Département de Génie Civil*



N° d'ordre : .....

Série : .....

### **Thèse**

Présentée pour l'Obtention du Diplôme de Magister

en Génie Civil

Option : Structure

### **Thème**

## **Comportement vibratoire des structures ponts saines et altérées sous charges mobiles**

Présenté Par :

**SAHNOUN Ilhem**

### **Devant le jury composé de:**

Président: A.BELOUAR                      Professeur      Université des frères Mentouri Constantine

Rapporteur : R. LASSOUED                  Professeur      Université des frères Mentouri Constantine

Examineur: K.ROUABAH                  M.C Université des frères Mentouri Constantine

Examineur: A .BOULFOUL                  M.C Université des frères Mentouri Constantine

**Novembre 2015**

## Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier sincèrement mon directeur de thèse Mr R. LASSOUED professeur à l'université des frères Mentouri Constantine premièrement pour m'avoir proposé ce sujet d'étude puis pour m'avoir guidé pour l'élaboration de ce travail, je le remercie également pour sa disponibilité, ses conseils et ses encouragements tout au long de la préparation du mémoire.

Je remercie profondément Mr A. BELOUAR professeur à l'université des frères Mentouri Constantine pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de soutenance.

J'adresse également mes remerciements aux membres de jury Mr A. BOULFOUL maitre de conférences à l'université des frères Mentouri Constantine et Mr K. ROUABAH maitre de conférences à l'université des frères Mentouri Constantine pour avoir accepté d'examiner ce travail.

## **Dédicace**

Je dédie le présent travail.

A mes chers parents.

A mes frères et sœurs.

A mes amis.

## **Résumé :**

Dans cette étude nous avons considéré le comportement vibratoire des tabliers des ponts sous l'effet d'une source mobile. La structure du tablier a été modélisée en 3D sous le logiciel SAP 2000 et la simulation numérique est faite sous MATLAB. La source mobile sollicitant le tablier est simulé par BC. Trois types de structures pont à poutre ont été considérés la première ayant une portée de 20 m, pour la seconde nous avons augmenté de 06 m cette portée (26 m) et similairement pour la dernière portée (32 m). Une seule position de la charge mobile a été considéré « chargement centré ». Le tablier a été considéré sains dans un premier temps, leurs réponses sous différentes vitesses ont été comparées pour différentes longueurs sous l'effet de la charge mobile. Nous avons introduit des altérations dans la structure qui consiste en la localisation de fissures au milieu du pont. Le comportement des fissures selon la vibration peut être considéré comme fissures ouvertes ou fermées. Une analyse de la structure altérée est réalisée sous les mêmes paramètres. Les structures saines et altérées ont été comparées sous l'effet de différentes vitesses et différentes longueurs. On a analysé le facteur d'amplification dynamique(FAD) et son évolution en fonction de la portée du pont et de la vitesse de la source mobile.

**Mots clés :** pont, fissures, comportement vibratoire, facteur d'amplification dynamique.

:

هذا الهيكلية  
الاهتزازي تأثير ,  
SAP 2000 ,  
هذا  
MATLAB .  
BC .  
زيادة 06 ( 26 )  
وهو .  
بعين نوعين الهيكل  
حيث موقعها  
يمكن  
الاهتزاز  
تحليلية للهيكل  
تأثير  
المعطيات . الهياكل السليمة  
لتضخيم الديناميكي

: الاهتزاز، لتضخيم الديناميكي.

## **Abstract:**

In this study we considered the vibrational behavior of the bridge decks under the effect of a moving source. The structure of the deck was idealized in 3D under the 2000 SAP software and numerical simulation is done in MATLAB. Mobile source requesting apron is simulated by BC. Three types of structures girder bridge were considered the first with a range of 20 m, for the second we have increased the range 06 m (26 m) and similarly for the last range (32 m). One position of the moving charge we considered a .The apron centered loading was considered healthy in the first place; their responses under different speeds were compared for different lengths under the influence of mobile load. We introduced alterations in the structure which consists of the location of cracks in the middle of the bridge. The behavior of cracks according to the vibration can be considered as open or closed cracks. An analysis of the altered structure is formed under the same parameters. The healthy and altered structures were compared under different speeds effect and different lengths. It has been focused on the dynamic amplification factor (DAF) and the change depending on the scope of the bridge and the speed of the moving source.

**Key words:** bridge, cracks, vibration behavior, dynamic amplification factor.

# Table des matières

|   |     |
|---|-----|
| Remerciements .....   | i   |
| Dédicace .....  | ii  |
| Résumé.....   | iii |
| Résumé en arabe .....   | iv  |
| Abstract .....  | v   |
| Table des matières .....  | vi  |
| Liste des notations et abréviations.....                              | x   |
| Liste des figures.....  | xii |
| Liste des tableaux : .....  | xv  |
| Introduction générale :.....  | 1   |
| I. Etats des connaissances :.....                                     | 4   |
| I.1. Introduction.....  | 5   |
| I.2. Les ponts :.....   | 5   |
| I.2.1 Types de tablier selon la section transversale :.....           | 7   |
| I.2.2 Charges sur les ponts :.....                                    | 8   |
| I.3 Les Véhicules :.....  | 8   |
| I.3.1 Type de véhicule :.....   | 8   |
| I.4 Facteur d'amplification : .....                                   | 12  |
| I.4.1 Introduction :.....   | 12  |
| I.4.2 Définition :.....   | 13  |
| I.4.3 Le FAD selon les différents codes réglementaires :.....         | 14  |
| I.4.4 Conclusion: .....   | 18  |
| I.5 Modélisation de l'interaction pont-véhicule :.....                | 18  |
| I.5.1 Introduction :.....   | 18  |
| I.5.2 Modélisation des ponts :.....                                   | 18  |
| I.5.2.1 Modélisation du tablier par poutre simplement appuyée : ..... | 18  |
| I.5.2.2 Modélisation du tablier par une plaque :.....                 | 20  |
| I.5.2.3 Conclusion :.....   | 21  |
| I.5.3 Modèles de véhicule : .....                                     | 21  |
| I.5.3.1 Modèles bidimensionnelles : .....                             | 23  |

|           |  |    |
|-----------|--|----|
| I.5.3.2   | Modèle tridimensionnelle :   | 24 |
| I.5.3.3   | Conclusion :   | 25 |
| I.5.4     | Modélisation du profil de la chaussée :                                  | 26 |
| I.6       | Phénomène de vibration :   | 28 |
| I.6.1     | Introduction :   | 28 |
| I.6.2     | Principes généraux de la suspension :                                    | 29 |
| I.6.3     | Interaction des éléments contribuant au phénomène de vibration:          | 30 |
| I.6.3     | Conclusion:  | 31 |
| II.       | Caractérisation des fissures au niveau de la structure pont:             | 32 |
| II.1      | Introduction:  | 33 |
| II.2      | Modèle mathématique d'une poutre fissurée simplement appuyée:            | 33 |
| III.      | Méthode de résolution:   | 38 |
| III.1     | Introduction :   | 39 |
| III.2     | Présentation d'une démarche de résolution:                               | 39 |
| III.3     | Approche analytique:   | 39 |
| III.3.1   | Comportement des poutres sollicitées par des charges mobiles:            | 39 |
| III.3.1.1 | Cas de la force mobile:  | 40 |
| III.3.1.2 | Convoi de véhicule:  | 40 |
| III.3.1.3 | Cas de la masse mobile:  | 41 |
| III.3.2   | La résolution par la méthode de fonction de Green:                       | 41 |
| III.3.3   | Comportement du plaque orthotrope sous charge mobiles[25]:               | 43 |
| III.4     | Approche par éléments fini:  | 45 |
| III.4.1   | Démarche élément finis:  | 45 |
| III.4.2   | Problème des charges mobile:   | 47 |
| III.4.3   | Problème de la masse mobile:   | 48 |
| III.5     | Méthode numérique:   | 49 |
| III.5.1   | Méthode d'intégration de Newmark:  | 49 |
| III.6     | Conclusion:  | 51 |
| VI.       | Modélisation des structures ponts fissurées:                             | 52 |
| VI.1      | Introduction :   | 53 |
| VI.2      | Modèle de Hai-Ping Lin :   | 53 |
| VI.2.1    | Introduction :   | 53 |
| V.        | Evaluation la réponse dynamique des structures ponts saines et altérées: | 59 |
| V.1       | Introduction:  | 60 |



|  |    |
|--|----|
| V.2 Caractéristique général du pont altéré: .....  | 60 |
| V. 3 Analyse de la structure pont sous charge mobile: .....  | 61 |
| V.3.1 Analyse de la réponse dynamique de la structure pont saine : .....                                   | 61 |
| V.3.1.1 Analyse de la réponse dynamique de la structure pont saine en fonction de la vitesse : .....       | 61 |
| V.3.1.2 Analyse de la réponse dynamique de la structure pont saine en fonction des portées : .....         | 62 |
| V.3.1.3 Analyse du facteur d'amplification dynamique:.....   | 63 |
| V.3.2 Analyse de la réponse dynamique de la structure pont altérée :.....                                  | 67 |
| V.3.2.1 Analyse de la réponse dynamique de la structure pont altérée en fonction de la vitesse : .....     | 68 |
| V.3.2.2 Analyse de la réponse dynamique de la structure pont saine en fonction des portées : .....         | 68 |
| V.3.2.3 Analyse du facteur d'amplification dynamique :.....  | 70 |
| V.3.3 Comparaison entre la structure saine et altérée :.....   | 71 |
| V.3.3.1 Analyse de la réponse dynamique de la structure saine et altérée en fonction des portées : .....   | 71 |
| V.3.3.2 Analyse de la comparaison du facteur d'amplification de la structure pont saine et altérée : ..... | 71 |
| V.4 Conclusion :.....  | 72 |
| V.5 Méthodes des éléments finis :.....   | 72 |
| V.5.1 Introduction.....  | 72 |
| V.5.2 Application de la méthode des éléments finis :.....  | 73 |
| V.5.2.1 L'élément poutre horizontale:.....   | 73 |
| V.5.2.2 Vibration libre avec amortissement:.....   | 75 |
| V.5.2.3 Charge mobile:.....  | 76 |
| V.6 Les résultats obtenus par MATLAB.....  | 78 |
| V.6.1 Analyse de la réponse dynamique de la structure saine ne fonction des portés .....                   | 78 |
| V.6.2 Analyse de la réponse dynamique de la structure altérée en fonction des portés .....                 | 79 |
| V.7 Comparaison entre les réponses dynamiques obtenus par SAP 2000 et par MATLAB.....                      | 80 |
| V.7.1 Comparaison entre les réponses dynamiques de la structure saine ne fonction des portés .....         | 80 |
| V.7.2 Comparaison entre les réponses dynamiques de la structure saine ne fonction des portés .....         | 82 |

|                          |    |
|--------------------------|----|
| V.8 Conclusion.....      | 83 |
| Conclusion générale..... | 84 |
| Les références .....     | 86 |

# LISTES DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

---

## Liste des symboles :

$\mathbf{V}$  : vecteur

$m$  : la masse

$K$  : la rigidité

$C$  : amortissement

$P$  : indice désignant le pont

$\mathbf{F}_{pv}^{int}$  : Vecteur des forces d'interaction pont-véhicules

$w_i$  : déplacement vertical du pont au point de contact <<i >>

$\dot{w}$  : Vitesse du déplacement vertical du pont au point de contact <<i >>

$\ddot{w}$  : Accélération de déplacement vertical du pont au point de contact <<i >>

$D_X$  : la rigidité flexionnelle par apport x

$D_{xy}$  : la rigidité de torsion

$D_Y$  : la rigidité flexionnelle par apport Y

$w(s, t)$  : Le déplacement verticale au point de contact à l'instant t.

$h$  : La valeur de la profondeur de la chaussée au point de contact.

$F_g$  : La force associée à la force de gravité ( $-m_v g$ )

$\mathbf{F}_{pv}$  : Force d'interaction avec la chaussée

$m_v$  : masse du véhicule

$K_v$  : la rigidité de la roue

$C_v$  : l'amortissement de la roue

$m_i$  : représentent la masse des roues

$m_v$  : masse du véhicule

$C_v$  : l'amortissement

$K_v$  : la rigidité

$\mathbf{F}_v$  : le vecteur des forces d'interaction du véhicule avec la surface de la route.

$\mathbf{Z}$  : le vecteur répons du véhicule.

$\mathbf{R}(x)$  : est le profil de la chaussée

# LISTES DES NOTATIONS ET ABREVIATIONS

---

$\omega_{sk}$  : Le nombre d'ondes (cycle /m)

$\varphi_k$  : Un nombre aléatoire pris entre 0 et  $2\pi$

$S_r$  : La fonction spectrale

$A_r$  : Le coefficient de rugosité ( $m^3$  /cycle)

$\omega_s$  : La pulsation spatiale

$U_{dyn}$  : déplacement dynamique

$U_{stat}$  : déplacement statique

$G$  : charges

$Q$  : surcharges

$B_c$  : système de chargement

$\lambda$  : élancement

$h_{dalle}$  : Épaisseur de la dalle

$G$  : fonction de Green.

$C_{1...}, C_8$  : constante de fonction de Green.

$\Delta_t$  : pas de temps.

$F$  : force mobile.

$\delta$  : fonction de dirac.

$\Phi(x)$  : mode vibration.

$=L/$  : temps de passage de la force F.

## Liste des abréviations

**Fad** : facteur d'amplification dynamique

**DDL**: degré de liberté

**CMD** : coefficient de majoration dynamique

**CAN** : la norme canadienne

# LISTE DES FIGURES

---

## Liste des figures :

**Figure 1.1** : coupe transversale d'une structure pont.

**Figure 1.2** : Types de sections transversales des structures ponts.

**Figure 1.3** : espacement entre les essieux.

**Figure 1.4** : élément des véhicules poids lourd type 1.

**Figure 1.5** : modèle des véhicules poids lourd type 1.

**Figure 1.6** : élément des véhicules poids lourd type 2.

**Figure 1.7** : modèle des véhicules poids lourd type 2.

**Figure 1.8** : les éléments du véhicule.

**Figure 1.9** : différents modèles de véhicules utilisés dans la dynamique des ponts.

**Figure 1.10** : Réponse statique et dynamique.

**Figure 1.11** : graphe du FAD en fonction de la fréquence pour différents codes (paultre) [6].

**Figure 1.12** : Modélisation du tablier par poutre simplement appuyée.

**Figure 1.13** : Model pont sans profil de la rugosité de la chaussée.

**Figure 1.14** : Modèle pont avec profil de la rugosité de la chaussée.

**Figure 1.15** : Une plaque soumise à chargement transversale.

**Figure 1.16** : Modèles bidimensionnelles d'un véhicule à un et deux degrés de liberté sans amortissement.

**Figure 1.17** : modèle à 1 DDL.

**Figure 1.18** : modèle bidimensionnel à 2DDL.

**Figure 1.19** : Modèle tridimensionnel à 7 degrés de liberté.

**Figure 1.20** : Profil statique d'un pont.

**Figure 1.21** : variation de la densité spectrale de puissance du profil de la route en fonction de la pulsation spatiale  $\omega$  (Honda et al[7]).

**Figure 1.22** : véhicule idéalisé.

**Figure 2.1** : La poutre fissurée et son modèle.

## LISTE DES FIGURES

---

**Figure 3.1** : Milieu continu et discrétisation par éléments finis.

**Figure 3.2** : Présentation du vecteur des charges mobiles par éléments finis.

**Figure 3.1** : Une poutre simplement appuyée avec une fissure ouverte.

**Figure 3.2** : La géométrie d'une poutre simplement appuyée avec une fissure .

**Figure 5.1** : Coupe transversal du pont.

**Figure 5.2** : chargement  $B_c$ .

**Figure 5.3**: L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse  $L=32m$ .

**Figure 5.4**: L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse  $L=26m$ .

**Figure 5.5**: L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse  $L=20m$ .

**Figure 5.6** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur  $V=10m/s$ .

**Figure 5.7** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur  $V=30m/s$ .

**Figure 5.8** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur  $V=60m/s$ .

**Figure 5.9** : Une plaque soumise à chargement verticale.

**Figure 5.10**: poutre réelle.

**Figure 5.11** : poutre simplifiée.

**Figure 5.12** : modélisation du pont par une plaque orthotrope.

**Figure 5.13** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse et l'effet de la longueur.

**Figure 5.14** : Diagramme des FAD en fonction de la vitesse.

**Figure 5.15**: L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse  $L=32m$ .

**Figure 5.16**: L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse  $L=26m$ .

**Figure 5.17**: L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse  $L=20m$ .

**Figure 5.18** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur  $V=10m/s$ .

**Figure 5.19** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur  $V=30m/s$ .

**Figure 5.20** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur  $V=60m/s$ .

## LISTE DES FIGURES

---

**Figure 5.21** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse et l'effet de la longueur.

**Figure 5.22** : Diagramme des FAD en fonction de la vitesse.

**Figure 5.23** : Comparaison entre les différentes longueurs de  $V=60$  m/s.

**Figure 5.24** : Comparaison entre les différentes longueurs de  $V=30$  m/s.

**Figure 5.25** : Comparaison entre les différentes longueurs de  $V=10$  m/s.

**Figure 5.26** : Comparaison des diagrammes des FAD en fonction de la vitesse.

**Figure 5.27** : Élément poutre d'EULER BERNOULLI.

**Figure 5.28** : Parcours de la force mobile sur la structure.

**Figure 5.30** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur 60m/s.

**Figure 5.31** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur 30m/s.

**Figure 5.32** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur 10m/s.

**Figure 5.33** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur 60m/s.

**Figure 5.34** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur 30m/s.

**Figure 5.35** : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur 10m/s.

**Figure 5.36** : Comparaison entre les résultats établie par sap et Matlab d'une structure saine sous l'effet de la longueur 10m/s.

**Figure 5.37** : Comparaison entre les résultats établie par sap et Matlab d'une structure saine sous l'effet de la longueur 10m/s.

**Figure 5.38** : Comparaison entre les résultats établie par sap et Matlab d'une structure saine sous l'effet de la longueur 10m/s.

**Figure 5.39** : Comparaison entre les résultats établie par sap et Matlab d'une structure altérée sous l'effet de la longueur 60m/s.

**Figure 5.40** : Comparaison entre les résultats établie par sap et Matlab d'une structure altérée sous l'effet de la longueur 30m/s.

**Figure 5.41** : Comparaison entre les résultats établie par sap et Matlab d'une structure altérée sous l'effet de la longueur 10m/s .

# LISTE DES TABLEAUX

---

## Liste des tableaux :

**Tableau 1.1** : Facteur d'Amplification dynamique

**Tableau 2** : coefficients de majoration dynamique recommandés dans la norme

CAN/CSA-S6-00.

**Tableau 3.1** : Schéma d'intégration de Newmark .

**Tableau 5.1** : Les rapports de la réponse dynamique en fonction de la vitesse de la structure pont saine .

**Tableau 5.2** : Les rapports de la réponse dynamique en fonction de la vitesse de la structure pont altérées.



## **Introduction générale :**

Lors de la conception d'un produit industriel(les ponts), il est essentiel de prendre en compte les différentes dégradations que le produit est susceptible de subir tout au long de son cycle de vie, aussi bien lors de son fonctionnement "normal" que de manière accidentelle (suite à une surcharge, un choc...).

Les seules approches permettant de prévoir ces dégradations ont été, pendant longtemps, expérimentales ; nombre d'entre elles demandaient de réaliser des essais destructifs sur un ou plusieurs prototypes, ce qui allonge les délais de développement et entraîne des coûts importants.

Pour cette raison, de nombreux travaux de recherche ont été menés dans la perspective de simuler numériquement les dégradations, ce qui a débouché sur la mise au point de théories, de modèles et de code de calcul.

## **Problématique :**

De ce qui précède, on peut se poser la question fondamentale suivante :

Est-ce que on peut diagnostiquer le comportement vibratoire par deux possibilités :

Soit que la structure est instrumentalisée pour déterminer d'une manière expérimentale la réponse de la structure

Soit un code de calcul incluant tous les paramètres influant sur la structure pour déterminer la réponse.

## **Objectifs :**

L'objectif de ce travail de recherche est de simuler la structure pont saine et altérée ainsi que la source mobile par des différents modèles mathématiques qui peuvent refléter d'une manière précise le comportement dynamique du pont sous l'influence des charges mobiles

# INTRODUCTION GENERALE

---

- Les différents modèles numériques de la structure pont sont confrontés vis-à-vis des modèles analytiques dans l'optique de valider ces derniers.
- Les différentes portées de la structure pont sont analysés dans l'optique de tenir compte l'effet de ce dernier sur la réponse.
- -des différentes vitesses sont analysés dans l'optique de tenir compte l'effet de ce dernier sur la réponse.
- Une analyse paramétrique est réalisée sur le facteur d'amplification fonction de la vitesse du véhicule et la portée de la structure pont.

Tous ces paramètres permettront de caractériser la structure pont saine et altérer sous charge mobile.

## **Buts :**

Cette recherche comportait deux buts principaux :

- De proposer un modèle de référence fiable qui puisse être appliquée à des portées des ponts importants et des vitesses des sources mobiles croissantes.
- D'évaluer l'influence importante des paramètres.

## **Structure de la thèse :**

Le travail est organisé en cinq chapitres, une introduction générale ainsi qu'une conclusion .Par une introduction générale qui constitue les objectifs et la problématique de cette recherche ainsi que la structure de la thèse adoptée.

Le premier chapitre constitue une analyse bibliographique sur la modélisation du pont ,modélisation du profil de chaussée ,modélisation des véhicules et la notion de facteur d'amplification dynamique est exposée .

Dans le deuxième chapitre, nous présentons les différentes méthodes de résolution de l'équation dynamique. Notre étude a été consacrée à une analyse dynamique d'une seule travée et d'une plaque orthotrope sollicitée par une force ponctuelle .La résolution est faite par la méthode modale (méthode analytique) ou une approche numérique de type méthode des éléments finis dont la résolution est basée sur le schéma d'intégration de Newmark.la méthode de fonction de Green est aussi présenté.

## INTRODUCTION GENERALE

---

Le troisième chapitre présente quelque modèle de la caractérisation de la fissure.

Le quatrième chapitre, la fissuration générée soit par la sollicitation, soit par une agression de corrosion, est discutée au sein de ce chapitre, nous caractérisons ce facteur qui sera ensuite introduit dans les équations qui régissent le comportement.

Le phénomène de vibration est aussi discuté au niveau du ce chapitre dans l'optique d'expliquer la physique du problème.

Le cinquième chapitre présente l'ensemble des résultats numérique obtenus avec la simulation numérique par la méthode des éléments finis sous MATLAB de pont à poutre. La structure de pont représenté par un modèle d'éléments finis, ainsi que les résultats de la structure pont en 3D SAP 2000.

Une analyse paramétrique est réalisé sur plusieurs paramètres dans l'optique de caractériser la structure pont.

# **Chapitre I:**

## **ETAT DES CONNAISSANCES**

## 1.1 Introduction

Plusieurs études théoriques et numériques ont été menées pour une meilleure compréhension du comportement dynamique de la structure pont. Ce comportement a pour origine principale l'interaction pont-véhicule.

Plusieurs investigations dans ce domaine ont été initiées par des chercheurs proposant ainsi plusieurs modèles pour la structure pont et pour la source mobile soit les différents véhicules en se basant sur différentes approches ou hypothèses.

Les principaux paramètres qui engendrent le comportement dynamique sont :

- Pont.
- Véhicules.
- Profil de la chaussée.

## 1.2 Les ponts

La géométrie et le système statique font de chaque pont un ouvrage particulier avec un comportement statique et dynamique spécifique. Les principales caractéristiques qui dictent le comportement de l'ouvrage sont la masse, la rigidité et l'amortissement (figure 1.1).

- La masse de la superstructure comporte la masse de la structure porteuse, du revêtement, des parapets, des trottoirs et de tous les équipements du pont. La masse est un facteur dominant pour les fréquences de vibration du pont.
- La rigidité d'un pont est déterminée principalement par le matériau, par les dimensions et par le type de section. Les ponts dont la section est formée d'un caisson, assurent une plus grande rigidité vis-à-vis de la flexion transversale et de la torsion que les ponts composés de poutres indépendantes. Ce dernier type est très influencé par les entretoises ou les diaphragmes qui lient transversalement les poutres entre elles. Les éléments secondaires tels que le revêtement, les trottoirs et les parapets accroissent la rigidité globale de la structure.

Une rigidité élevée contribue à augmenter les fréquences de vibration du pont.

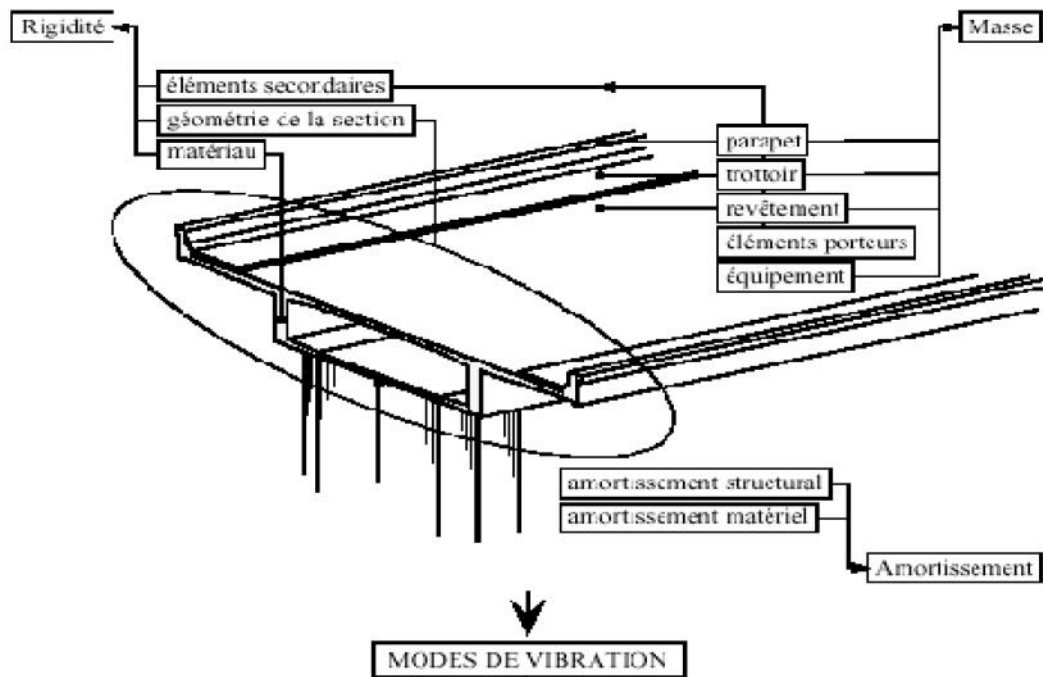
- L'amortissement caractérise la dissipation d'énergie lors des vibrations de la structure. Par définition, l'amortissement est un phénomène thermodynamique, car il implique un transfert d'énergie mécanique vers une autre forme d'énergie qui est soit thermique soit de radiation.

Une distinction existe entre l'amortissement matériel et l'amortissement structural.

La différence dépend essentiellement de la manière dont les limites sont fixées entre chacun.

## CHAPITRE I : ETAT DES CONNAISSANCES

L'amortissement matériel correspond aux pertes d'énergie au niveau moléculaire dans le matériau. Cet amortissement dépend de la fréquence, de la température, du type de déformation, de l'amplitude et de la géométrie de la structure. L'amortissement structural est de nature principalement frictionnel et correspond à l'énergie dissipée aux interfaces entre les parties distinctes d'une structure, telles que les joints, les appuis, les liaisons (connexion acier - béton des ponts mixtes). En principe, plus les vibrations de la superstructure sont importantes, plus l'infrastructure participe au mouvement d'ensemble et, par conséquent, l'amortissement structural devient important par rapport à l'amortissement total.



**Figure 1.1 :** coupe transversale d'une structure pont.

Plusieurs méthodes existent pour quantifier l'amortissement (half-power band-width method, resonant amplification method, resonance energy loss per cycle), mais la plus utilisée dans le domaine des ponts est, sans doute, celle de la diminution des vibrations libres (free-vibration decay method) qui permet d'évaluer le décrément logarithmique. Même si l'amortissement structural est de type frictionnel, cette approche admet que l'amortissement global est essentiellement de type visqueux, c'est-à-dire que l'amplitude du mouvement décroît de façon exponentielle avec le nombre de cycles. La valeur du décrément logarithmique est pratique, bien que le rapport d'amortissement exprimé en pour-cent fournit une meilleure image de l'amortissement. L'amortissement tend à réduire les oscillations de hautes fréquences plus rapidement que celles de basses fréquences et atténue ainsi la contribution des modes supérieures de la structure.

- ***défauts existant dans une structure pont***

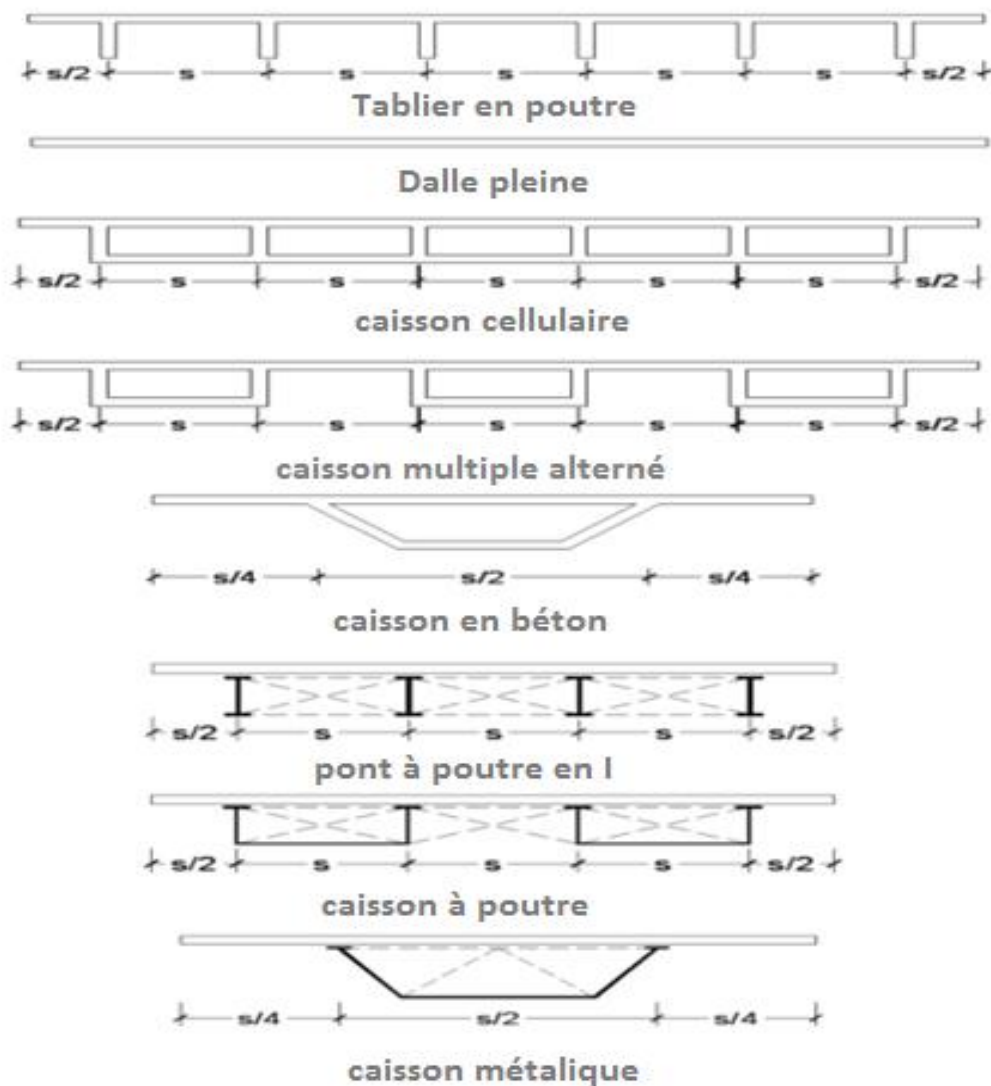
Plusieurs défauts peuvent exister au niveau d'un pont nous pouvons citer :

# CHAPITRE I : ETAT DES CONNAISSANCES

- Dénivellation « saut ».
- Défaut d'alignement (discontinuité).
- Rugosité du revêtement.
- Déformée due au fluage.
- Contre-flèche non compensée.
- Tassement d'appui.
- Fissures.

## 1.2.1 Types de tablier selon la section transversale

Le type de la section transversale dépendant de la portée des ponts. Les ponts de courtes portées tels que pont cadre de portée inférieure à 25m est caractérisé par la section pleine. Les ponts en caisson à hauteur constante bien adaptés pour les travées entre 30 et 50. Les différents types de section transversale sont présentés au-dessous (figure 1.2):



**Figure 1.2** : Types de sections transversales des structures ponts.

## 1.2.2 Charges sur les ponts

En plus de poids propre de la structure porteuse associé à celui des éléments non porteurs, tels que le poids du revêtement, des bordures, des parapets et des divers équipements du pont (glissières, gaines techniques, évacuation des eaux, etc.), le pont doit supporter les Charges roulantes, Le poids des piétons lorsqu'il existe, L'effet du vent et neige dans les zones sujettes à ces phénomènes, Effet sismique. Parmi toutes ces charges nous allons nous intéresser au cas des charges roulantes qui peuvent être des véhicules légers ou lourds circulant sur des ponts.

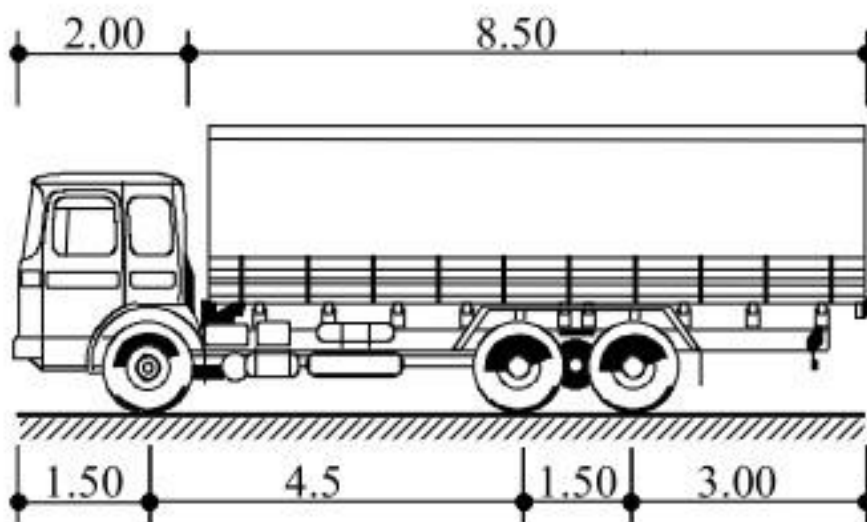
## 1.3 Les véhicules

Le véhicule est la source mobile qui génère la réponse dynamique, on s'est intéressé à cette sollicitation puisque le tonnage par essieu croît avec l'augmentation des vitesses de ces derniers.

### 1.3.1 Type de véhicule

Dans le cadre d'une étude sur le comportement dynamique des ponts, les poids lourds, à cause de leur masse élevée, sont les véhicules qui retiennent le plus l'attention. La connaissance de leur comportement dynamique est donc essentielle.

La géométrie des poids lourds définit le nombre et l'espacement des essieux et influence la répartition des masses. Ces paramètres déterminent l'intensité et la position des charges Statiques appliquées sur l'ouvrage (figure 1.3).



**Figure 1.3** : espacement entre les essieux.

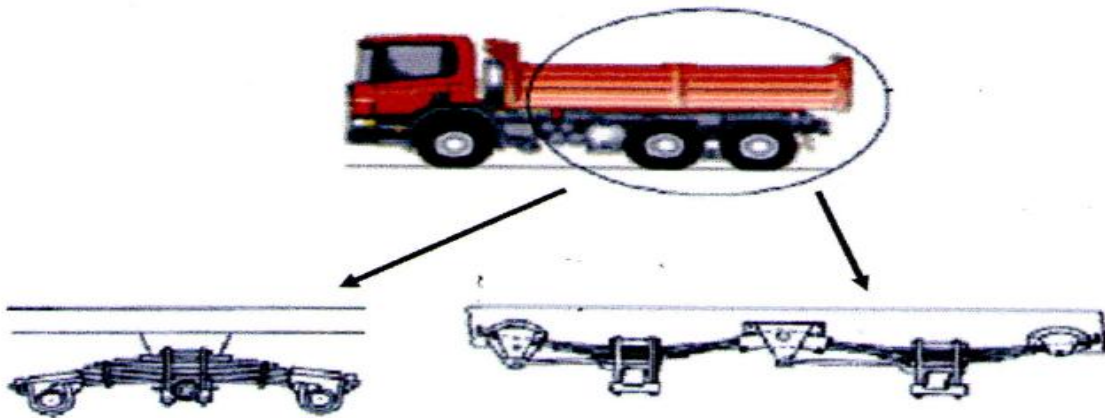


## CHAPITRE I : ETAT DES CONNAISSANCES

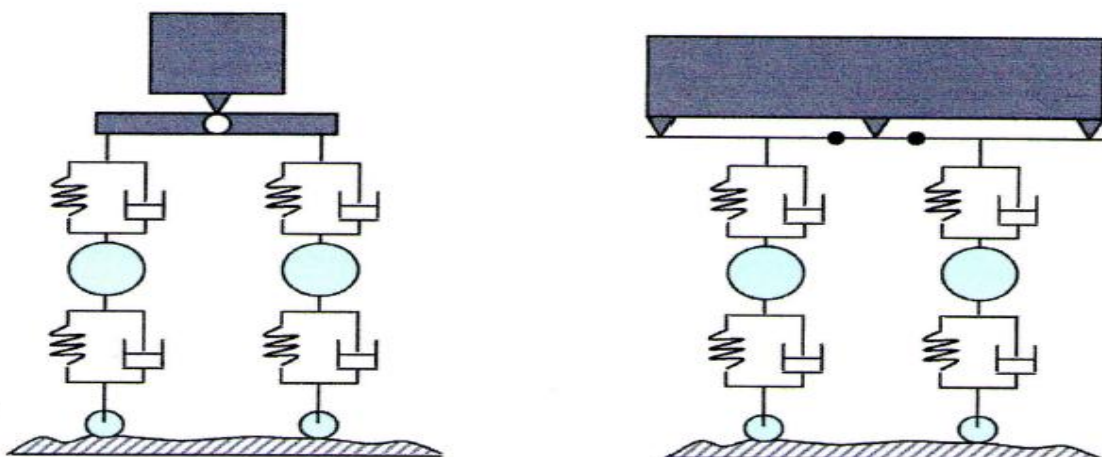
Les **systèmes de suspensions** des camions sont classés dans deux catégories principales qui sont d'une part, les systèmes composés de lames d'acier (type 1)(figure 1.4-1.5) et d'autre part, les systèmes pneumatiques (type 2)(figure 1.6-1.7).

Les suspensions à lames d'acier sont les plus répandues, mais la tendance actuelle est plutôt favorable aux systèmes pneumatiques. La suspension est caractérisée par sa rigidité et son amortissement.

Le frottement qui se développe entre les lames des suspensions en acier cause un fort amortissement et rend les suspensions efficaces uniquement au-delà d'un seuil minimum, contrairement aux suspensions pneumatiques qui sont opérationnelles pour toutes intensités de l'amplitude des vibrations.



**Figure 1.4** : élément des véhicules poids lourd type 1



**Figure 1.5** : modèle des véhicules poids lourd type 1.

Les  **pneus** influencent également les mouvements vibratoires des véhicules routiers. Pour tenir compte des vibrations causées par la flexibilité des pneus, le système de

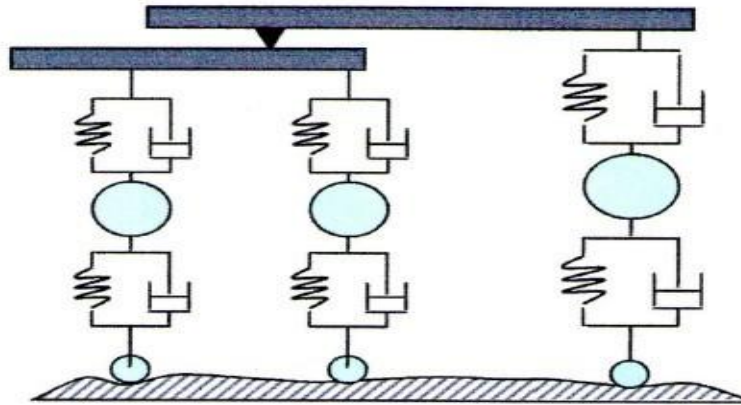
## CHAPITRE I : ETAT DES CONNAISSANCES

---

suspension et le pneu doivent être dissociés. La structure du pneu caractérisée par le nombre et la disposition des bandes de caoutchouc qui la constitue ainsi que la pression d'air de gonflage influencent la rigidité du pneu et son amortissement.



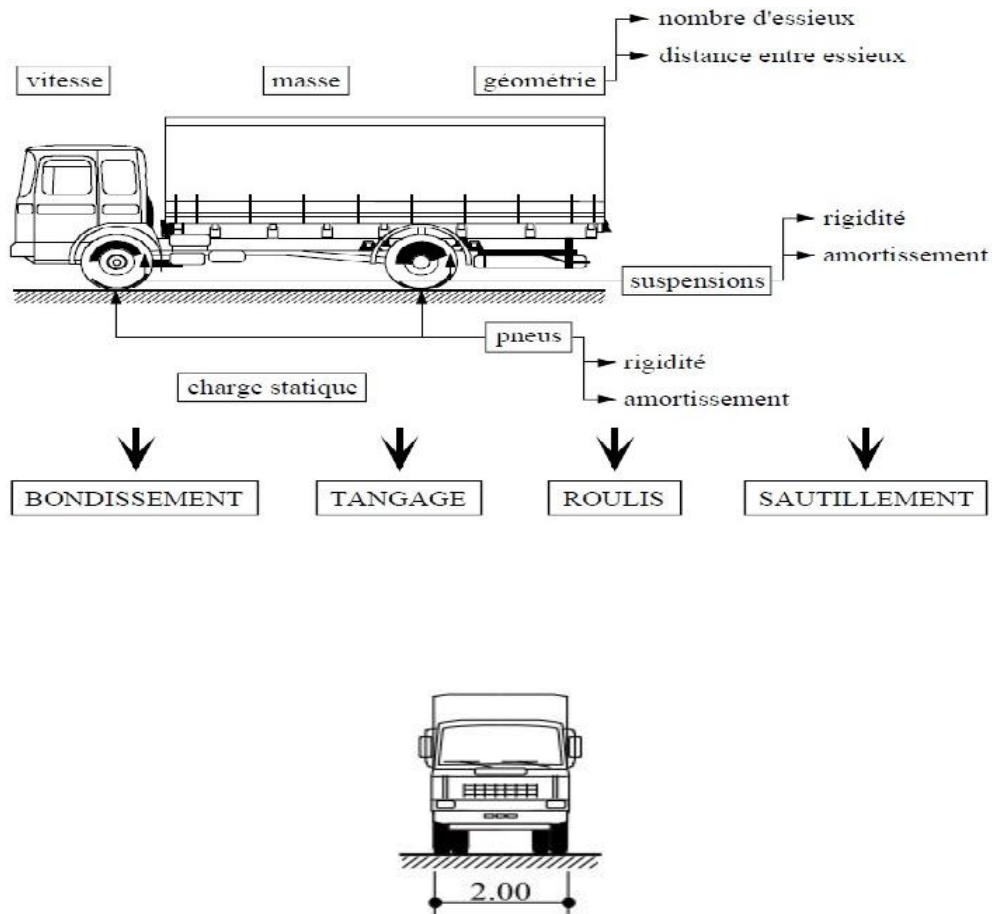
**Figure 1.6** : élément des véhicules poids lourd type 2.



**Figure 1.7** : modèle des véhicules poids lourd type 2.

L'ensemble des paramètres cités (Figure 1.8) déterminent les propriétés modales du véhicule, à savoir les modes et les fréquences associées qui composent les mouvements vibratoires du camion lorsque ce dernier roule sur une chaussée. Quatre types d'oscillations caractérisent le mouvement d'un véhicule:

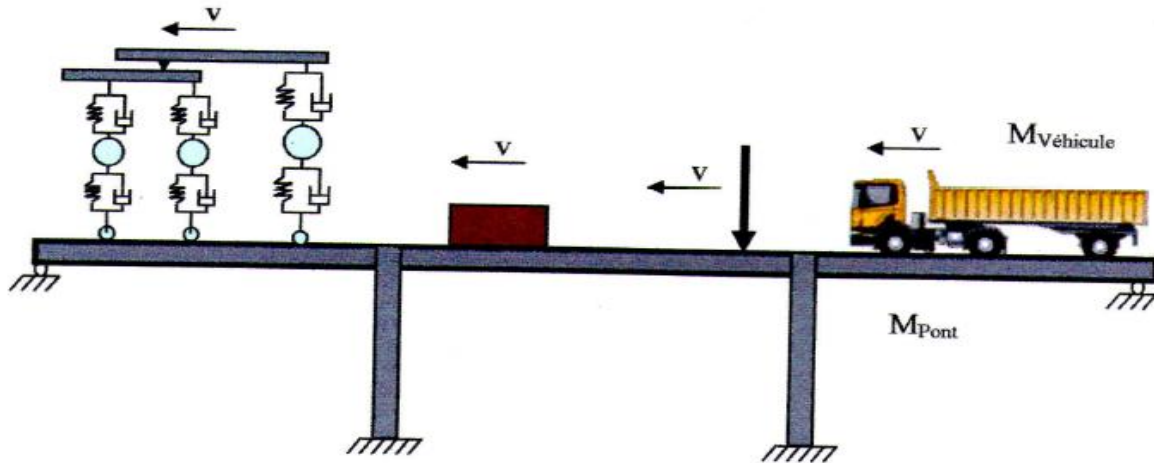
# CHAPITRE I : ETAT DES CONNAISSANCES



**Figure 1.8** : les éléments du véhicule.

Quatre types d'oscillation caractérisent le mouvement d'un véhicule :

- Le bondissement correspond au mouvement vertical de la masse du véhicule.
- Le tangage est le mouvement du véhicule autour d'un axe perpendiculaire à son axe longitudinal et ses effets sont couplés à ceux des oscillations verticales (bondissement).
- Le roulis représente le balancement de la masse du véhicule autour de son axe longitudinal et provient de l'effet de roulement.
- Le sautellement caractérise le mouvement vertical des essieux.



**Figure 1.9** : différents modèles de véhicules utilisés dans la dynamique des ponts.

Il faut également mentionner comme éléments importants, le **nombre** et la **vitesse** des véhicules circulant sur le pont. Le nombre de véhicules qui chargent simultanément l'ouvrage modifie le comportement vibratoire de ce dernier. La vitesse détermine la durée du régime de vibrations forcées auquel l'ouvrage est soumis.

## 1.4 Facteur d'amplification

### 1.4.1 Introduction

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. Le lecteur pourra consulter les travaux de Paultre et al (1991,1992) [1] pour une revue assez détaillée de la littérature 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 Biggs et al (1957) [2] 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 (Wang et Huang 1992 a et b ; Wang et al 1992 a et b, 1993 ; Huang et al '1992 ; Savard et al 1993 ; Fafard et al, 1993 ; Chatterjee et al 1994; Chang et Lee 1994 ; Henchi 1995). Une revue assez détaillée de la

littérature sur l'approche numérique pour l'étude dynamique de l'interaction pont-véhicule a été présenté par Laflamme et al (1995)[3].

## 1.4.2 Définition

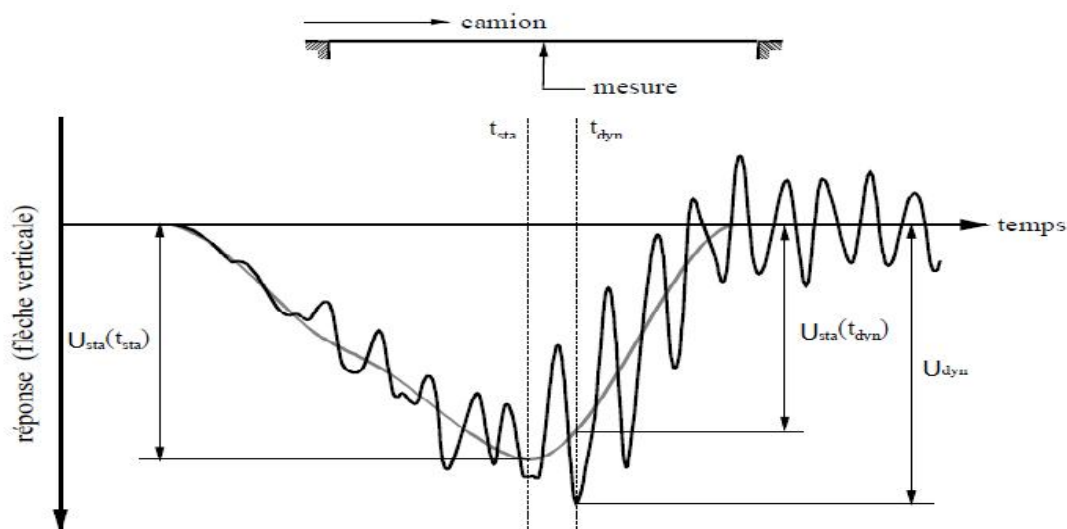
Le facteur d'amplification dynamique est une valeur qui majore les effets statiques d'un pont causés par la charge statique d'un véhicule mobile, pour tenir compte des effets dynamiques provoqués par le passage de ce véhicule. Cette approche revient à considérer les effets dynamiques comme des effets statiques supplémentaires pour lesquels le principe de superposition s'applique pour autant que le comportement de la structure reste linéaire.

Le FAD est défini de la manière suivante :

$$FAD = \frac{U_{\max}^D}{U_{\max}^S} \quad (1.1)$$

Où  $U_{\max}^D$  et  $U_{\max}^S$  désignent respectivement les réponses dynamiques et statiques maximales des ponts qui peuvent être des déflexions ou des déformations qui se produisent aux sections critiques ou encore des réactions d'appuis (figure 1.10). Ce sont les valeurs statiques et dynamiques maximales choisies parmi les résultats obtenus des différents cas de chargement et différentes vitesses considérées. Ces valeurs doivent être de même signe que celles dues uniquement au poids propre du pont. Le profil de la chaussée compte essentiellement deux composantes :

- le profil statique, qui est une propriété géométrique du pont représentant les irrégularités de la chaussée.
- le profil dynamique, qui représente les déformées engendrées par les charges sollicitant le pont. Dans ce qui suit, le profil de la chaussée désignera simplement le profil statique.



**Figure 1.10 :** Réponse statique et dynamique.

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

- Les caractéristiques d'amortissement des divers éléments du pont.
- 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.

### 1.4.3 Le FAD selon les différents codes réglementaires

Dans la plupart des normes, dans l'optique du dimensionnement des ponts, les charges dynamiques des véhicules sont prises en compte en multipliant les charges statiques modélisant le trafic par un facteur d'amplification dynamique. Les facteurs d'amplification dynamique mentionnés dans les normes de dimensionnement sont des valeurs maximales qui doivent couvrir les situations extrêmes pouvant survenir sur un ouvrage. Le facteur d'amplification dynamique est basé sur les résultats de campagnes d'essais dynamiques effectués sur des ouvrages existants. Ces facteurs étaient généralement donnés en fonction soit de la portée, soit de la fréquence fondamentale de vibration (premier mode de flexion longitudinale) du pont.

La philosophie de cette approche découle du fait que les effets dynamiques les plus importants sont rencontrés lorsqu'une fréquence de vibration du pont est approximativement égale à une des fréquences de vibration des poids lourds. En général, la vibration suivant le premier mode de flexion longitudinale domine la réponse globale de la structure à une fréquence qui correspond souvent à la bande de fréquences dans laquelle se situent les oscillations verticales des véhicules. La plupart des codes recommandaient l'application d'un facteur d'amplification dynamique décroissant pour une augmentation de la portée du pont.

Plus récemment, le facteur d'amplification dynamique a été défini par une valeur unique dans la norme de dimensionnement suisse [4], américaine [5] et canadienne. Le choix d'un facteur d'amplification dynamique indépendant de la fréquence fondamentale ou de la portée permet de simplifier le calcul des charges de trafic lors de la conception de l'ouvrage

## CHAPITRE I : ETAT DES CONNAISSANCES

alors que tous les paramètres nécessaires pour déterminer les caractéristiques dynamiques ne sont pas encore connus.

Les relations ou les valeurs préconisées pour le facteur d'amplification dynamique ne prennent pas en compte tous les paramètres liés au pont (type de pont, amortissement, profil de la chaussée) et les paramètres liés au véhicule (vitesse, masse, type de suspension, type de véhicule). Les facteurs d'amplification dynamique fournis par les normes masquent en fait la réalité de l'interaction complexe entre le mouvement de l'ouvrage et celui du ou des véhicules qui le traversent.

Les facteurs d'amplification dynamique tirés de quelques normes de dimensionnement des ponts routiers sont brièvement résumés au (tableau1.1) :

| Code  | Facteur d'amplification dynamique<br>L longueur de la travée en (m) | Type de charge appliquée         |
|---|---|----------------------------------|
| Japan road association,<br>Specification for highway<br>Bridges                         | Pont en acier<br>$FAD = 1 + \frac{20}{50 + L}$                      | Charges concentrées et réparties |
|   | Pont en béton armé<br>$FAD = 1 + \frac{20}{50 + L}$                 | Charges concentrées              |
|   | Pont en béton armé<br>$FAD = 1 + \frac{7}{20 + L}$                  | Charges réparties                |
|   | Pont en béton précontraint<br>$FAD = 1 + \frac{20}{50 + L}$         | Charges concentrées              |
|   | Pont en béton précontraint<br>$FAD = 1 + \frac{10}{25 + L}$         | Charges réparties                |
| Code AASHTO<br>American Association of<br>State Highway and<br>Transportation Officials | $FAD = 1 + \frac{15,24}{L + 38,1}$                                  | Charges concentrées et réparties |

## CHAPITRE I : ETAT DES CONNAISSANCES

|  |  |                                  |
|--|--|----------------------------------|
| Bulletin officiel du ministère Français de l'Équipement, | Ponts de routes  | Charges concentrées et réparties |
|  | $FAD = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$ <p>S surcharges maximales et G charge permanente</p> |                                  |
|  | Ponts rails  |                                  |
|  | $FAD = 0,82 + \frac{1,44}{\sqrt{L} - 0,2}$   |                                  |
| Code swiss « SIA 160 » (Suisse)                          | $\varphi(\%) = 5 \cdot \frac{100 + L}{10 + L}$   | Charges concentrées et réparties |

**Tableau 1.1** : Facteur d'Amplification dynamique.

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 CAN/CSA-S6-00, le 'CMD' s'applique uniquement 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 (tableau 1.2).

| CMD        | CIRCONSTANCES   |
|------------|---|
| 0,5        | Joint de tablier  |
| 0,4        | Un seul essieu du CL-W                                    |
| 0,3        | Deux essieux consécutifs ou les essieux 1, 2 et 3 du CL-W |
| 0,25       | Trois essieux ou plus du CL-W, sauf les essieux 1, 2 et 3 |
| 0,4 OU 0,5 | Essieu 4 seul   |
| 0,3        | Essieux 1 à 3 avec possibilité de relever les essieux     |
| 0,25       | Essieux 1 à 5 avec possibilité de relever les essieux     |

**Tableau 1.2** : coefficients de majoration dynamique recommandés dans

La norme CAN/CSA-S6-00.

**Le tableau 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



## CHAPITRE I : ETAT DES CONNAISSANCES

serait inversement proportionnelle à la masse du camion qui la génère. L'utilisation d'une valeur du CMD qui est en fonction du nombre d'essieux exige la prise en compte de plusieurs configurations d'essieux.

**Le tableau 2 :** spécifie les valeurs du coefficient de majoration dynamique (CMD) dans différentes circonstances.

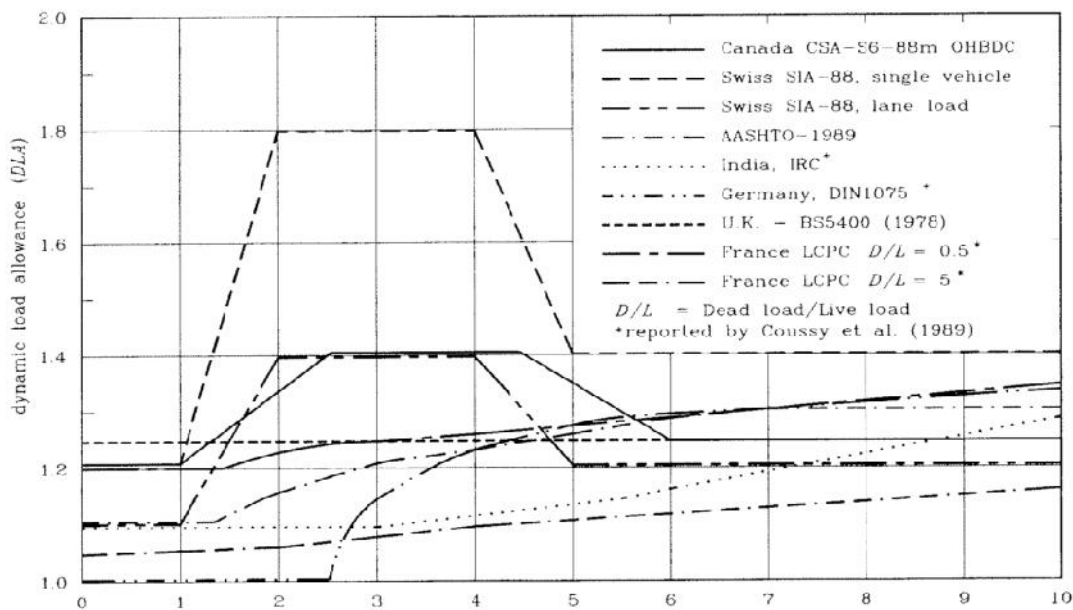
Quant à elle, la norme canadienne adoptée en 1988 estimait le CMD à partir de la fréquence du premier mode de vibration de la structure étudiée. Les valeurs du CMD variaient de 0,2 à 0,4.

- Dans la norme américaine (AASHTO, 1994), le coefficient de majoration dynamique dépend uniquement de la longueur de la travée.

Cette norme propose l'équation suivante pour le calcul du CMD :

$$CMD = \frac{15}{38+L} \quad (1.2)$$

Où L est la longueur de la travée exprimée en mètres. Plus tard, en 1998, une nouvelle norme est entrée en vigueur dans laquelle le coefficient de majoration dynamique est constant, sans égard à la longueur ou à quelque paramètre que ce soit. Dans ce contexte, il apparaît pertinent de déterminer quelle stratégie de calcul du FAD estime de la façon la plus appropriée l'amplification dynamique requise du chargement normalisé. Pour ce faire, des études paramétriques exhaustives doivent être réalisées pour différents types de pont de différentes géométries. La présente étude s'insère dans cette démarche.



**Figure 1.11 :** graphe du FAD en fonction de la fréquence pour différents codes (poutre) [6].

## 1.4.4 Conclusion

On remarque que plusieurs paramètres peuvent amplifier la réponse dynamique, ces derniers sont omis dans les différentes propositions réglementaires pour la détermination du FAD.

Le FAD est surtout déterminé en fonction de la portée du pont. On peut citer quelques paramètres qui font croître le FAD.

- Vitesse.
- Le rapport entre la masse du véhicule et la masse du pont.
- Irrégularité du profil.

## 1.5 Modélisation de l'interaction pont-véhicule

### 1.5.1 Introduction

Le modèle d'interaction pont-véhicules requiert la prise en compte de trois aspects lors de la simulation :

- La structure pont.
- Le véhicule comme une source d'excitation.
- La rugosité de la surface de la route, comme une interface entre le véhicule et le pont.

### 1.5.2 Modélisation des ponts

Traditionnellement, les tabliers des ponts ont été modélisés comme des poutres avec ou sans degrés de liberté à la torsion et comme des plaques orthotropes pour résoudre les problèmes dynamiques. Pour les ponts à moyenne et longue portée, la modélisation en poutre est efficace pour représenter le comportement global. Dans les autres situations et pour l'étude des effets dynamiques locaux, un modèle avec des plaques orthotropes représente la flexibilité transversale de manière plus réaliste. Le choix entre des modèles de type "poutre" ou "plaque" est dicté par le modèle de véhicule disponible, en particulier si ce dernier permet ou non de représenter l'effet de roulis.

#### 1.5.2.1 Modélisation du tablier par poutre simplement appuyée:

# CHAPITRE I : ETAT DES CONNAISSANCES

La structure du pont est représentée par une poutre continue avec des appuis simples (figure 1.12).

Le déplacement horizontal de la poutre est supposé faible pour que le comportement dynamique soit étudié par la théorie d'Euler-Bernoulli.



**Figure 1.12** : Modélisation du tablier par poutre simplement appuyée.

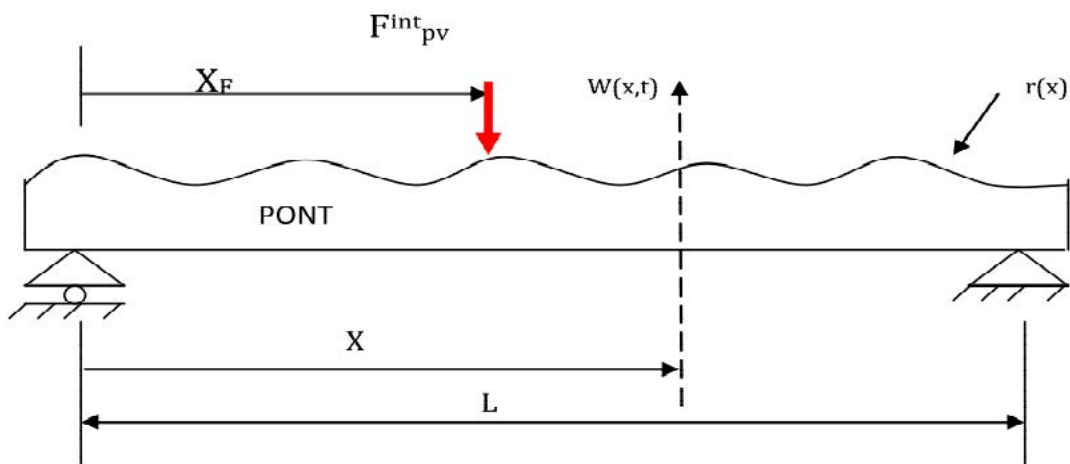


**Figure 1.13** : Model pont sans profil de la rugosité de la chaussée.

De manière générale, un système dynamique est décrit par un système d'équations différentielles donné sous une forme matricielle:

$$M\ddot{V}(t) + C\dot{V}(t) + KV(t) = f(t) \quad (1.3)$$

Ou  $M, C, K$  représentent respectivement les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité du système globale et  $F$  représente le vecteur des forces appliquées.



**Figure 1.14** : Modèle pont avec profil de la rugosité de la chaussée.

L'équation d'équilibre d'une structure soumise aux sollicitations des véhicules mobiles dans l'espace réel est donnée par (figure 1.14):

$$M_p \ddot{w} + C_p \dot{w} + K_p w = F_{pv}^{int} \quad (1.4)$$

P : indice désignant le pont

$F_{pv}^{int}$  : représente le vecteur des forces d'interaction pont-véhicules.

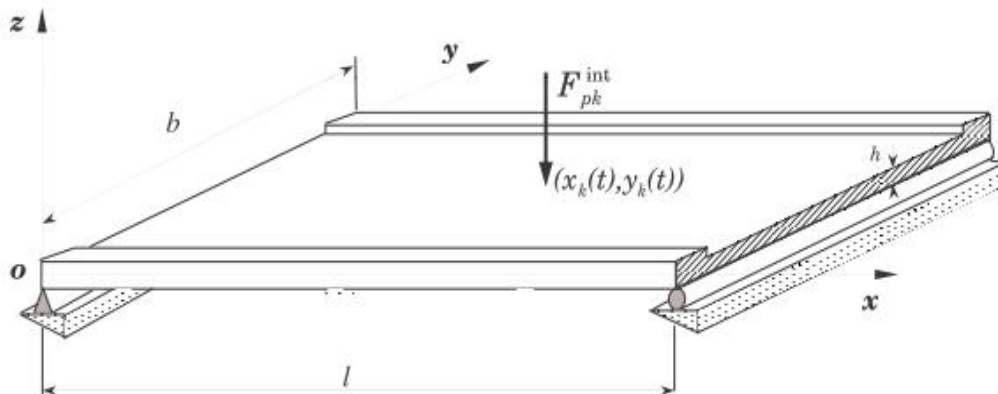
$w_i$  : déplacement vertical du pont au point de contact << i >>.

$\dot{w}$  : Vitesse du déplacement vertical du pont au point de contact << i >>.

$\ddot{w}$  : Accélération de déplacement vertical du pont au point de contact << i >>.

### 1.5.2.2 Modélisation du tablier par une plaque

La structure du pont est représentée par une plaque orthotrope simplement appuyée sur deux cotés parallèles et libre sur les deux autres.



**Figure 1.15 :** Une plaque soumise à chargement verticale.

L'analyse du comportement dynamique de la plaque sous l'effet d'un convoi de charges selon des trajectoires réelles, est réalisée par la méthode de superposition modale et l'intégrale de convolution. En considérant une séparation des variables spatiales et temporelles.

L'équation différentielle régissant le mouvement est :

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2D_{xy} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + C \frac{\partial w}{\partial t} + \rho h \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = F(x, y, t) \quad (1.5)$$

Ou :

$$D_x = \frac{E_x h^3}{12(1 - \nu_{xy} \nu_{yx})}, \quad D_y = \frac{E_y h^3}{12(1 - \nu_{xy} \nu_{yx})}, \quad D_{xy} = (D_{xy} + 2D_k), \quad D_k = \frac{G_{xy} h^3}{12}$$

**Avec :**

$D_x$  : la rigidité dans le sens x ;

$D_y$  : la rigidité dans le sens y ;

$D_{xy}$  : la rigidité couplée ;

### **1.5.2.3 Conclusion :**

Nous constatons que les ouvrages ponts ont des géométries assez complexes et spécifiques puisque aucun ouvrage à travers le monde ne peut être similaire à un autre. On s'est surtout intéressé dans ce chapitre à l'aspect transversal que peut avoir une section d'un pont. Le choix de la section peut influencer sur la réponse dynamique ainsi que le modèle mathématique choisi. Le profil de la chaussée peut aussi amplifier la réponse.

### **1.5.3 Modèles de véhicule**

Les modèles de véhicule se distinguent principalement par le type d'analyse (2 ou 3 dimensions), par le nombre de degrés de liberté, par la disposition des masses et par les lois de comportement des suspensions et des pneus. Les modèles sont décrits en considérant un ordre croissant des degrés de liberté.

- **Modélisation du véhicule en tant que force mobile**

Si la masse du véhicule par rapport à la masse du pont est très petite dont le cas où la force d'inertie est complètement absente le véhicule a été modélisé par une seule force mobile constante et concentrée [7].

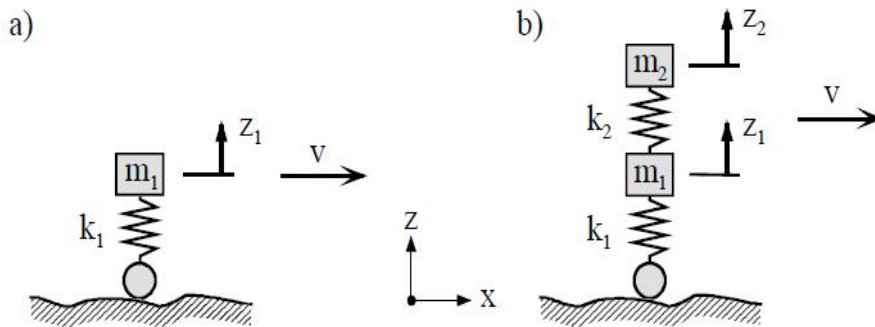
- **Modélisation du véhicule en tant que masse mobile**

Friba.1972, Ting.1974, biggs et suer.1957 ont utilisé le modèle de masse mobile. Dont la masse du véhicule par rapport à la masse du pont n'est pas petit donc la considération de la masse mobile est prise en compte.

Les modèles de véhicule peuvent être en deux ou trois dimensions et se distinguent principalement par le nombre de degrés de liberté, par la disposition des masses et par les lois de comportement des suspensions et des pneus.

- **Modélisation du véhicule en tant que système mécanique (modèle en 2 et 3 dimensions)**

Une autre modélisation peut être faite pour mieux représenter le mouvement du véhicule (masse-ressort) de système mécanique à un ou deux degrés de liberté tient compte des caractéristiques de la suspension du véhicule qui est représenté par le ressort (figure 1.16).



**Figure 1.16** : Modèles d'un véhicule à un et deux degrés de liberté sans amortissement.

Cette considération ne permet pas de prendre l'effet de l'amortissement ceci qui incitent les auteurs à la modélisation par un autre modèle, c'est le modèle de masse montée sur un oscillateur (ressort + amortisseur), [8]. D'autres auteurs ont amélioré ce modèle en suspendant un corps rigide sur des essieux dont les masses sont indépendantes du corps rigide où les suspensions et les pneus sont représentés.

(Huang1960, Veletsos et Huang1970, Hwang et Nowak1991) ont modélisé le véhicule par 2 et 4 D.D.L.

Henchi.K [9] a utilisé ce modèle à 1 jusqu'à 7 degrés de liberté, Les hypothèses pour la mise en équation du mouvement vibratoire du véhicule sont :

1. les déformations au niveau des variables du véhicule sont purement verticales.
2. Les pneus de véhicule restent en contact permanent avec la chaussée, et le point de contact s'exprime par:

$$w'_i = \bar{w}(s_i, t) + r(s_i) \tag{1.6}$$

Où  $w(s_i, t)$  est le déplacement verticale au point de contact à l'instant t.

$r(s_i)$  est la valeur de la profondeur de la chaussée au point de contact.

3. La rotation du bloc rigide est petite.
4. Le comportement des amortisseurs du véhicule est linéaire.

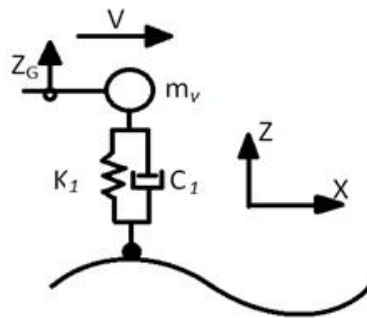
Pour décrire le modèle mathématique d'un véhicule constitué de plusieurs composantes on peut utiliser :

- Le principe des équations de Lagrange.
- La loi d'équilibre des forces
- Le principe de travail virtuel sous forme discrète.

### 1.5.3.1 Modèles bidimensionnelles :

#### Modèle à 1 DDL :

C'est le système dynamique le plus simple à un seul degré de liberté (figure 1.17). La loi d'équilibre des forces est la meilleure approche pour mieux comprendre la physique et la distribution des efforts, l'utilisation de cette approche permet d'introduire l'équation suivante :



**Figure 1.17** : modèle à 1 DDL.

Le nœud de masse qui est en contact avec la chaussée est nulle et le nœud supérieur représente le bloc rigide de masse, l'équation d'équilibre du système :

$$\begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & m_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\Delta}_1 \\ \ddot{z}_1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c & -c \\ -c & c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\Delta}_1 \\ \dot{z}_1 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_1 \\ z_1 \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} \bar{F}_1^{int} \\ F_1 \end{Bmatrix} = 0 \quad (1.7)$$

La force  $F_1$  est associée à la force de gravité ( $-m_v g$ ) et  $\bar{F}_1^{int}$  force d'interaction avec la chaussée :

$$\bar{F}_1^{int} = c(\dot{\Delta}_1 - \dot{z}_1) + (\Delta_1 - z_1) \quad (1.8)$$

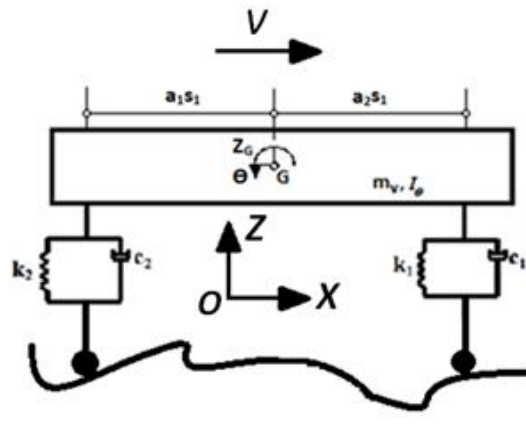
L'équation d'équilibre dynamique du véhicule de masse  $m_v$ , est comme suit :

$$m_v \ddot{z} + c_v \dot{z} + k_v z = F_g + F^{int} \quad (1.9)$$

$K_v$  et  $C_v$  Représentent respectivement la rigidité et l'amortissement de la roue

(i) en contact avec la structure.

**Modèle à 2 DDL :**



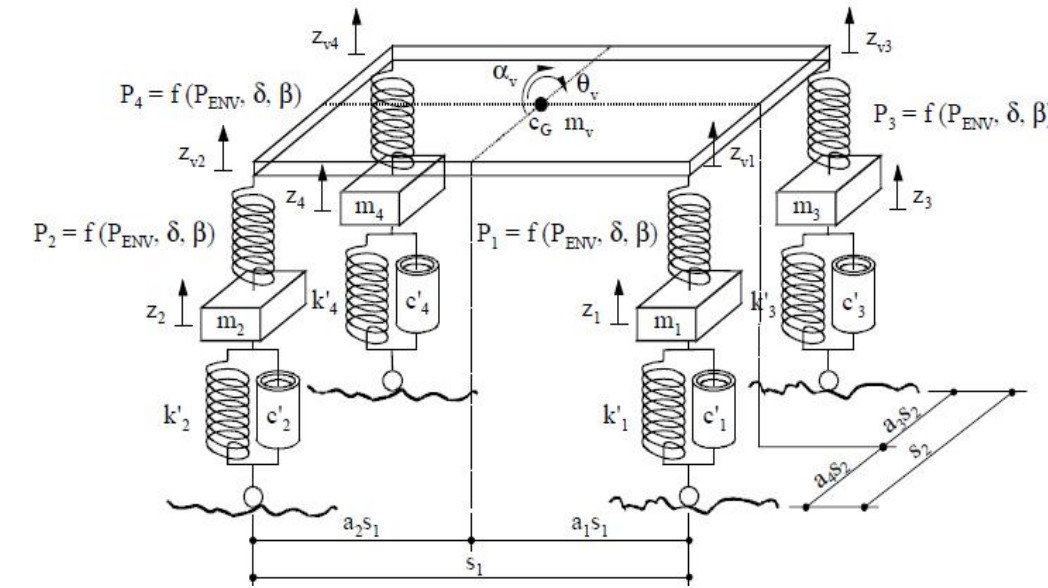
**Figure 1.18** : modèle bidimensionnel à 2DDL.

Le mouvement du bloc rigide supérieur introduit une distribution de masse et d'effort sur les nœuds de part et d'autre du point G de centre de gravité du bloc rigide ce système tourne d'une manière rigide, les nœuds 1, 2, sous un mouvement verticale suivant z les essieux sont séparés par une distance  $s_1$ , avec le point G situé à une hauteur h de la chaussée. Après la déformation le point G se déplace en  $\bar{G}$ .

**1.5.3.2 Modèle tridimensionnelle :**

Comme un exemple de model 3D on prend un modèle représenté par Claude.B[11] en trois dimensions avec un système à 7 degrés de liberté (**figure1.19**). Le châssis du véhicule est considéré comme un corps infiniment rigide de masse  $m_v$  posé sur des suspensions caractérisées par un comportement non linéaire dissipatif Les masses inférieures  $m_i$  représentent la masse des roues, des essieux, de la transmission et du mécanisme de direction du véhicule. Les pneus sont modélisés par une combinaison en parallèle d'un ressort et d'un amortisseur visqueux. D'autres auteurs ont introduit un autre modèle afin de tenir compte de l'effet de la surface de contact (rugosité).





**Figure 1.19** : Modèle tridimensionnel à 7 degrés de liberté.

Les déplacements verticaux du corps du véhicule sont décrits par trois des quatre variables  $z_{vi}$  (hypothèse de corps rigide). Le déplacement vertical de chaque masse  $m_i$  est exprimé par les variables  $z_i$  où  $i = 1$  à 4.

L'équation générale des modèles précédent est donnée par :

$$M_v \ddot{Z} + C_v \dot{Z} + K_v Z = F_v^{int} \quad (1.10)$$

$M_v$ ,  $C_v$ ,  $K_v$  : sont respectivement la matrice de masse d'amortissement et de rigidité

$F_v$  : le vecteur des forces d'interaction du véhicule avec la surface de la route.

$Z$  : le vecteur répons du véhicule.

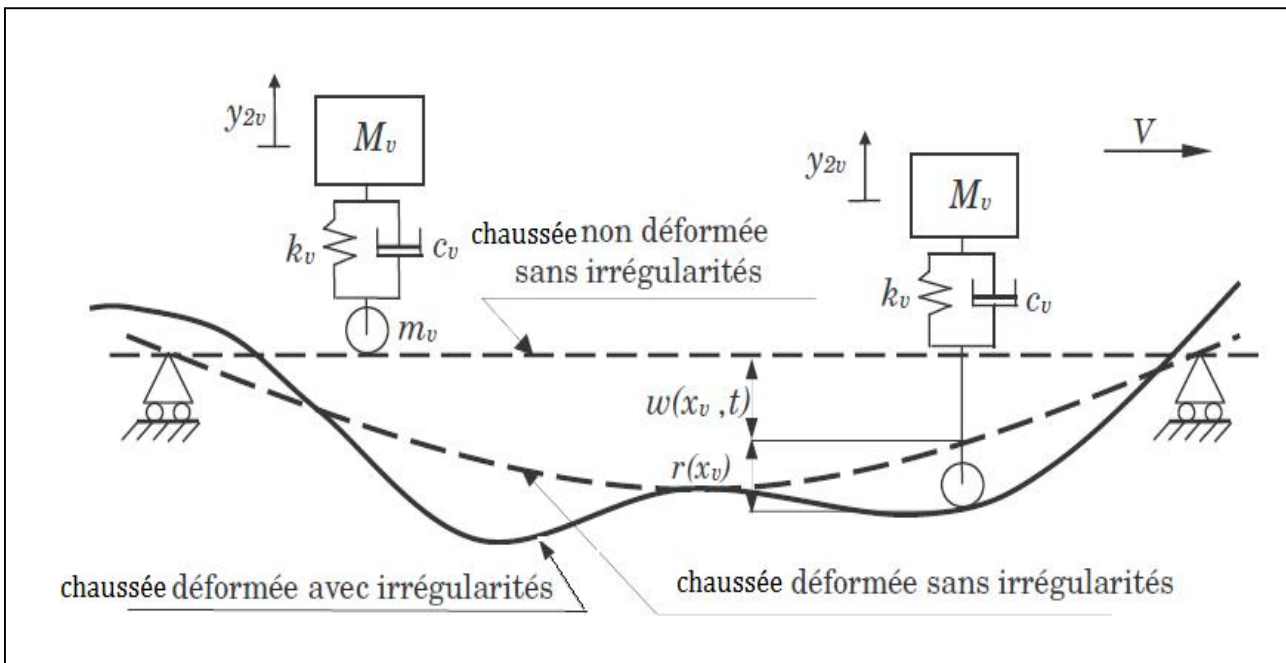
Au cours du passage d'un véhicule sur un pont, l'intensité des charges dynamiques appliquées ne dépend pas seulement de la masse totale du véhicule, mais aussi de sa position longitudinale et transversale sur le tablier, de sa vitesse, de son accélération, de la distribution de la charge utile, du nombre d'essieux, de l'espacement entre ceux-ci et des caractéristiques du système de suspension du véhicule.

### 1.5.3.3 Conclusion

La caractérisation des différents types de modélisation de la source mobile est réalisée tout en spécifiant les hypothèses de calcul. On note que le model peut être simple (1 DDL) ou complexe à plusieurs DDL. Le choix peut être pris par le concepteur selon l'importance de l'analyse.

## 1.5.4 Modélisation du profil de la chaussée

Le profil de la chaussée est un élément d'un grand intérêt pour l'étude du comportement dynamique d'un pont. Le profil dynamique correspond aux déflexions causées par les charges appliquées sur le pont, les contre-flèches, les flèches dues aux effets différés et la rugosité du revêtement. Le profil statique représente les irrégularités de la chaussée en fonction de la position et ce déterminé par le profil en long de la route auquel sont superposées les dénivellations aux appuis, les tassements différentiels des fondations ou les défauts d'alignement des travées (figure 1.20).



**Figure 1.20** : Profil statique d'un pont .

Les irrégularités du profil statique de la chaussée ont pour effet d'induire et d'entretenir les oscillations de la charge sur le système de suspension du véhicule. Ces irrégularités sont une source importante d'excitation dynamique du pont lors du passage de véhicules. Elles peuvent être périodiques, isolées ou encore aléatoires.

Le profil a été traité en considérant soit des irrégularités locales, soit la rugosité répartie sur la surface complète de la chaussée. Les défauts d'alignement et les sauts aux joints de dilatation des ponts, de même que les irrégularités locales (nids de poules, ...) ont été simulés afin d'évaluer l'influence de telles discontinuités sur les effets dynamiques provoqués par des véhicules en mouvement sur un pont.

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 (Honda et al, 1982)[10]. Ce processus

## CHAPITRE I : ETAT DES CONNAISSANCES

---

aléatoire,  $r(x)$ , peut être généré en faisant la sommation de  $n$  fonctions cosinus d'amplitude  $\alpha_n$ , de fréquence angulaire  $\omega_n$  et de phase  $\theta_n$ . On a :

$$r(x) = \sum_{n=1}^N [\alpha_n \cos(\omega_n x - \theta_n)] \quad (1.11)$$

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

$$\alpha_n = \sqrt{4S(\omega_n)\Delta\omega} \quad (1.12)$$

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) :

$$S(\omega) = A\omega^{-t} \quad (2.9)$$

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

$$r(x) = \sum_{n=1}^N [\sqrt{4S(\omega_n)\Delta\omega} \cos(\omega_n x - \Theta_n)] \quad (1.13)$$

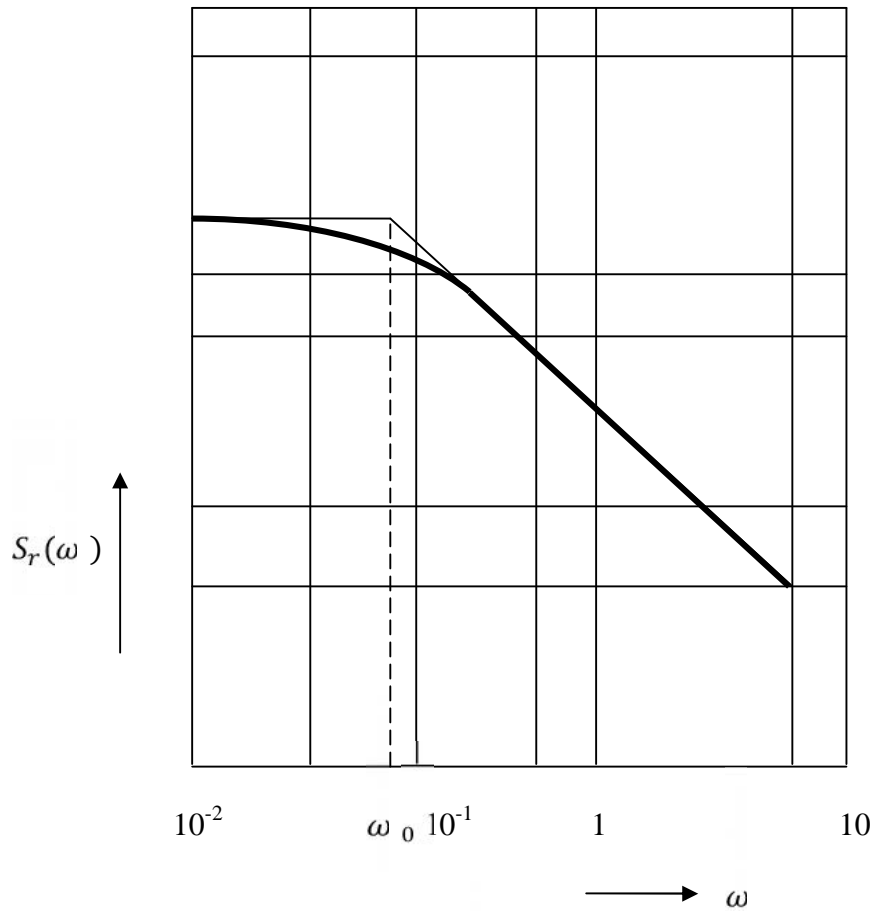
où  $S(\omega_n)$  est la fonction de densité de puissance spectrale,  $\omega_n$  est la fréquence circulaire et  $\Theta_n$  est l'angle de phase distribué uniformément de 0 à  $2\pi$ .

La fonction spectrale  $S_r$  (en fonction de la fréquence spatiale  $f_s = \omega_s / 2\pi$ ) (figure 11.21) est donnée par :

$$S_r(\omega) = A_r \left(\frac{\omega_s}{\omega_{s0}}\right)^{-\alpha}$$

Où :

$A_r$  : est le coefficient de rugosité ( $m^3$  / cycle).



**Figure 1.21** : variation de la densité spectrale de puissance du profil de la route en fonction de la pulsation spatiale  $\omega$  (Honda et al[7]).

## 1.6 Phénomène de vibration

### 1.6.1 Introduction

Considérons un véhicule qui circule à vitesse constante  $V$  sur une chaussée horizontale parfaitement lisse d'un pont. À l'approche du pont, le véhicule exerce sous ces pneus une force constante qui correspond à ça charge statique. Dès l'entrée du véhicule sur le pont et à chaque instant  $t$ , le véhicule se trouve à la position  $x = v.t$  le long du pont ce qui provoque la déformation du pont et la modification du profil de la chaussée.

## CHAPITRE I :ETAT DES CONNAISSANCES

---

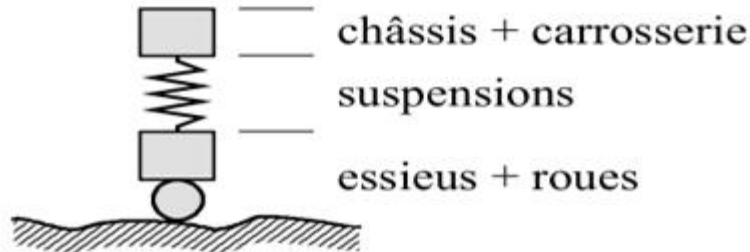
En prenant l'hypothèse que le véhicule reste en contact permanent avec le pont, les déplacements relatifs des extrémités des ressorts, qui modélisent la suspension du véhicule, changent et par conséquent les amplitudes des forces d'interactions sous les pneus changent aussi. En plus des forces élastiques, le pont est sollicité en vibration par les forces d'inerties et d'amortissement de ce dernier. Le mouvement vertical du pont et le profil de la chaussée influent sur le mouvement du véhicule à cause des suspensions qui subissent à nouveau des déplacements relatifs de leurs extrémités. La configuration d'équilibre du véhicule amène une variation de l'intensité des charges appliquées, perturbant à nouveau l'équilibre du pont. Ce phénomène d'interaction dynamique se poursuit tout au long du parcours du véhicule jusqu'à sa sortie complète du pont. Après le passage du véhicule, le pont retrouve peu à peu sa position de repos à cause des forces d'amortissement.

### 1.6.2 Principes généraux de la suspension :

- La suspension comprend les éléments suivants:
  - Un mécanisme (généralement appelé essieu) permettant le mouvement de la roue pour suivre les irrégularités de la route
- Corps rigides reliés par des joints cinématiques
  - Des éléments élastiques et dissipatifs interposés entre le châssis.
  - Ressorts à lames ou hélicoïdaux, masses élastiques, gaz ou fluide comprimé.
  - Amortisseurs hydrauliques ou à gaz, passifs, actifs ou semi actifs.
  - Joints flexibles (bushing).

Pour des raisons de sécurité et de confort, les véhicules routiers sont conçus de manière à minimiser les accélérations verticales au niveau du châssis. Dans ce but, la structure du véhicule est posée sur les essieux par l'intermédiaire de la suspension. Afin de simplifier, un véhicule peut être idéalisé par un système constitué de deux masses, l'une représentant le

châssis et la carrosserie et l'autre les essieux et les roues. Ces masses sont liées entre elles par un ressort matérialisé par la suspension (Figure 2.1).



**Figure 1.22 :** véhicule idéalisé.

### 1.6.3 Interaction des éléments contribuant au phénomène de vibration:

La variation du rapport entre la masse du véhicule et celle du pont fait varier les fréquences de vibration du pont, car la distribution des masses du véhicule sur le pont varie en fonction du temps. Ce rapport des masses dépend aussi du rapport de fréquences entre les fréquences du véhicule et la fréquence fondamentale du pont.

Lorsqu'une force harmonique sollicite un système, on observe de grandes amplitudes de vibrations en cas de résonance. Dans le cas d'un pont, on parle du phénomène de quasi-résonance, car les vibrations forcées ne durent pas suffisamment pour que la résonance se développe.

L'influence de la vitesse de roulement du véhicule est indissociable de l'espacement entre les essieux du véhicule et du profil de la chaussée. La vitesse et l'espacement entre les essieux déterminent les fréquences de passage du véhicule. Le mouvement vertical du véhicule est beaucoup plus influencé par la vitesse et l'état de la chaussée.

La situation réelle est similaire à celle décrite ci-dessus avec, en plus, d'autres sources d'excitation pouvant affecter la vibration du véhicule. Les irrégularités dans le profil statique de la chaussée, les conditions initiales de vibration des véhicules conditionnées par l'état de la chaussée à l'approche du pont, la présence d'autres véhicules simultanément sur le pont

et les forces causées par l'accélération, le freinage ou l'action du vent sont des facteurs qui génèrent une variation de l'intensité des charges appliquées sur le pont (figure 2.2). Lors du franchissement du pont, ces facteurs influencent le mouvement du véhicule et conduisent la structure à se déformer sous l'action de charges d'intensités sans cesse actualisées. Dans ce contexte, le véhicule et le pont sont considérés comme deux systèmes vibratoires intimement couplés.

### **I.6.3 Conclusion**

On a présenté les différents phénomènes existant lors d'une excitation de la structure pont par une source mobile. L'introduction du profil de la chaussée permet d'analyser l'interaction entre la sollicitation et le pont sain et fissuré.

## **Chapitre II:**

# **CARACTERISATION DES FISSURES AU NIVEAU DE LA STRUCTURE PONT**



## CHAPITRE II : CARACTERISATION DES FISSURES AU NIVEAU DE LA STRUCTURE PONT

---

### 2.1 Introduction

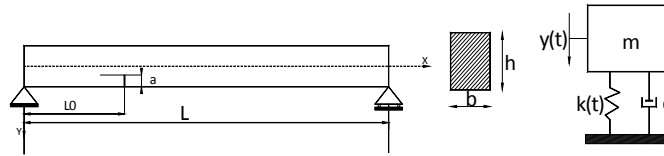
La réponse dynamique d'une structure, les fréquences naturelles et les formes des modes naturels des vibrations, dépendent de la manière dont on répartit les masses, les rigidités et les amortissements le long de la structure. La présence d'une fissure, qui peut se produire suite à une sollicitation à la fatigue, conduisant à l'apparition des vibrations non-linéaires dans le comportement dynamique de la structure. Pendant le mouvement de vibration, la rigidité de la zone de la fissure se modifie en permanence au fil du temps, le niveau de non linéarité est sensible aux changements des paramètres de la fissure, l'emplacement et la profondeur. Dans la littérature de spécialité, le problème du comportement dynamique d'une poutre fissurée a été résolu tant par sa simplification et le traitement dans le domaine linéaire [11-14], que par une approche non-linéaire [15]. Il y eu des solutions moyennes, dans lesquelles, à l'aide de la méthode des éléments finis, on a mis en place une matrice de rigidité supplémentaire dans la zone de la fissure, qui modélisait les deux positions extrêmes de celle-ci: complètement ouverte ou complètement fermée, son influence se produisant à chaque moitié de la période du mouvement de vibration [16]. Une bonne modélisation détaillée de la zone fissurée a été faite par Dimarogonas [17, 18]. Les idées présentées dans son travail, ont contribué à la réalisation du modèle proposé, un modèle dynamique avec un seul degré de liberté, dont la rigidité varie harmoniquement dans le temps.

### 2.2 Modèle mathématique d'une poutre fissurée simplement appuyée

La poutre simplement appuyée de la (figure 2.1) , avec la longueur  $L$  et la section  $b \times h$ , présente une fissure, avec la profondeur  $a$  à la distance  $L_0$ . Notant avec  $U$  l'énergie spécifique de déformation et tenant compte du théorème de Castigliano, ainsi que du fait que la rotation  $\varphi$  de la section, dans la zone de la fissure, est directement proportionnelle avec le moment de flexion, il en résulte:

## CHAPITRE II : CARACTERISATION DES FISSURES AU NIVEAU DE LA STRUCTURE PONT

---



**Figure 2. 1** : La poutre fissurée et son modèle.

$$\varphi = \frac{\partial U}{\partial M} \quad (2.1)$$

L'énergie spécifique de déformation causée par la fissure, a la forme [11]:

$$U = \int_0^a \frac{\partial U}{\partial a} da = b \int_0^a J dh \quad (2.2)$$

Où  $J$  représente l'énergie spécifique de déformation répartie à la hauteur de la fissure et elle est obtenue par la formule suivante:

$$J = \frac{1-\nu^2}{E} K^2 \quad (2.3)$$

Où  $E$  et  $\nu$  sont le module de Young et le coefficient de Poisson. Compte tenant de l'état plane des contraintes, le facteur  $K$  est donné par la relation [8]:

$$K = \sigma \cdot F(\alpha) \cdot \pi a \quad (2.4)$$

Où la contrainte  $\sigma$  est:

$$\sigma = \frac{6M}{Bh^2} \quad (2.5)$$

Et  $F(\alpha)$  est une fonction sans dimension [11], exprimée en fonction du rapport

$$\alpha = a/h:$$

## CHAPITRE II : CARACTERISATION DES FISSURES AU NIVEAU DE LA STRUCTURE PONT

---

$$F(\alpha) = 1.12. -1.4\alpha + 7.33\alpha^2 - 13.1\alpha^3 + 14\alpha^4 \quad (2.6)$$

En remplaçant l'équation (3) dans l'équation (2) et en intégrant de 0 à  $\alpha$ , nous obtenons :

$$U = \frac{36\pi(1-\nu^2)}{E} \frac{M^2}{bh^2} g(\alpha) \quad (2.7)$$

Ou :

$$g(\alpha) = 0.6272\alpha^2 - 1.04533\alpha^3 + 4.5948\alpha^4 - 9.9737\alpha^5 + 20.2948\alpha^6 - 33.0351\alpha^7 + 47.1063\alpha^8 - 40.7556\alpha^9 + 19.6\alpha^{10} \quad (2.8)$$

et  $\alpha = a/h$

En revanche, la variation de l'élasticité de la poutre simplement appuyée, à la raison de l'existence de la fissure, peut être obtenue de l'équation de Dimarogonas et Paipatis [12] :

$$C_{ii} = \frac{18\pi L_0^2(1-\nu^2)}{Ebh^2} g(\alpha) \quad (2.9)$$

La flexibilité de la poutre avec la fissure ouverte est donnée par [12]

$$C_{ouverte} = C_{ii} + C_{sain} \quad (2.10)$$

La rigidité avec fissure ouverte est alors:

$$k_0 = 1/C_{ouverte} \quad (2.11)$$

La rigidité saine est alors :

$$k_c = 1/C_{sain} \quad (2.12)$$

En utilisant les équations précédentes nous pouvons déterminer:

$$\alpha = \frac{k_0}{EI} , \quad \beta = \frac{(k_c+k_0)}{2EI}$$

## CHAPITRE II : CARACTERISATION DES FISSURES AU NIVEAU DE LA STRUCTURE PONT

---

Les deux paramètres détermines la structure poutre peut être caractériser avec des fissures et les rigidités correspondantes peuvent être déterminer.

En se basant sur la théorie de perturbation et en introduisant une perturbation  $f(x, z)$

T.G CHONRROS [10] propose l'équation régissant le mouvement de la poutre.

$$E[(I - I_2)(Q_1\omega + Q_2\omega + Q_3\omega) + I_7\ddot{\omega}] = 0 \quad (2.13)$$

La fonction  $f(x, z)$  est donnée par [12]

$$f = \frac{-6\pi(1 - \vartheta^2)g(\alpha)(n - l)^2}{Zl_0} \left( l_0^2 + \frac{vh^2}{4} \right) \quad (2.14)$$

Les différents éléments de l'équation différentielle sont évalués ci dessous:

$$Q_1(n) = \frac{I_6}{(I-2I_2)} \quad Q_2(n) = \frac{2I_5}{(I-2I_2)} \quad Q_3(n) = \frac{I_4}{(I-2I_2)}$$

$$I = \int_A Z^2 dA \quad I_2 = \int_A Z^2 dA \quad I_4 = \int_A Z^2 f dA \quad I_5 = \int_A Z^2 f dA \quad I_6 = \int_A Z^2 (1 + f) f dA$$

$$I_7 = \int_A (1 + f) dA$$

Pour une poutre simplement appuyée en appliquant les conditions aux limites l'équation différentielle régissant le comportement du mouvement devienne :

$$C_0^2(I_7\omega^{iv}) + I_7\ddot{\omega} = 0=0 \quad (2.15)$$

Ou

$$C_0^2 = EI/\rho A \quad (2.16)$$

$$C_0^2 = EI/$$

Quand il n'y a pas de fissure  $f, I_2, I_3, I_4, I_5, Q_2, Q_3$  sont égale a zéro  $Q_1 = 1$

Et l'équation différentielle est l'équation classique d'une poutre.

$$EI\delta^4\omega(n, t)/\delta x^2 + A\frac{\rho\delta^2\omega(x, t)}{\delta^2 t^2} = 0 \quad (2.17)$$

## CHAPITRE II : CARACTERISATION DES FISSURES AU NIVEAU DE LA STRUCTURE PONT

---

Zhu [19] propose une équation analytique pour intégrer les différentes fissures existante au niveau de la structure poutre. L'analyse est menée par zone de fissuration.

$$EI(x) = E_0I(1 - s\alpha\cos^2(\frac{\pi}{2}(\frac{|x-l_c|}{\beta l/2})^m)) \quad (2.18)$$

$\alpha, \beta, m$  Caractérise le défaut au niveau de la structure.

$\alpha$  Caractérise l'influence de l'altération.

$m$  Caractérise la variation du module Young entre les zones fissurée et saines.

$l_c$  Longueur de la zone fissurée.

$\beta$  Caractérise la longueur de la zone fissurée.

La variable  $\delta$  caractérise la fissure.

Si  $S = 1$  la fissure est ouverte.

Si  $S = 0$  la fissure est fermée.

## **Chapitre III:**

# **METHODE DE RESOLUTION**

### 3.1 Introduction

Ce chapitre présente les différentes méthodes de résolution de l'équation dynamique du mouvement appliquées aux problèmes des charges mobiles. Il existe différentes techniques de transformation de l'équation aux dérivées partielles décrivant les vibrations forcées des structures soumises à des charges mobiles. L'équilibre de l'élément différentiel permet d'établir les équations différentielles qui régissent le comportement structurel et peuvent être résolues analytiquement ou numériquement.

### 3.2 Présentation d'une démarche de résolution

Il existe deux approches pour obtenir la réponse dynamique :

-méthode modale : la démarche s'appuie sur l'analyse modale celle-ci s'avère indispensable à la résolution de tout problème de dynamique de structure .cette analyse modale à toujours menée jusqu'à ici ,soit à partir d'une approche analytique mettant en jeu des équations aux dérivées partielles s'appliquant à des systèmes continus soit à partir d'une approche numérique de type méthode des éléments finis s'appliquant à des système discrétisés. Les méthodes numériques peuvent s'appliquer à tous types de structures correctement modélisées. La méthode des éléments finis donne des fréquences et des vecteurs nodaux dont la précision augmente avec la finesse du maillage, elle permet d'intégrer le comportement interne des véhicules dans la schématisation des systèmes dynamiques roulants. La méthode modale nous permet de transformer le système couplé en un système de quelques équations découplées, l'utilisation des méthodes de l'espace modal est efficace et applicable dans le cas où l'amortissement est de type Rayleigh (proportionnel). Chaque équation représente un système à un seul degré de liberté dont la solution peut être obtenus soit par la méthode de Duhamel soit par la méthode fréquentielle.

-méthode directe : dans les méthodes d'intégration directe, l'équation de la dynamique est résolue, avec ou sans transformation préalable, en utilisant un schéma d'intégration de type Newmark ou différences finies pour obtenir la solution temporelle pas à pas.

### 3.3 Approche analytique

#### 3.3.1 Comportement des poutres sollicitées par des charges mobiles

Pour présenter le comportement dynamique d'une poutre non amortie sous les sollicitations des charges mobiles par les approches analytiques pour les forces et semi-analytiques pour les masses, Henchi[22],lassoued[23],Khadri[24] ont utilisé la poutre d'Euler pour résoudre le problème des charges mobile.

### 3.3.1.1 Cas de la force mobile

La poutre est simplement supportée soumise à l'action d'une force ponctuelle mobile à vitesse constante  $p(x, t) = F \cdot \delta(x - \bar{x})$  ou  $\delta$  fonction de Dirac et  $\bar{x}$  le point d'application de la force. Pour résoudre l'équation différentielle :

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + m_l \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = F \cdot \delta(x, t) \quad (3.1)$$

Ils ont utilisé la méthode modale qui basé sur les résultats de l'analyse linéaire modale et consiste à exprimer la réponse dynamique sous forme de série de modes propre :

$$w(x, t) = \sum_{j=1}^{\infty} \phi_j(x) y_j(t) \quad (3.2)$$

Où  $w$  est le déplacement transversal du pont,  $\phi_j$  sont les modes de vibration qui satisfont les conditions aux limites et  $y_j$   $j = 1, n$  sont les coordonnées modales du pont. On substituant l'équation (3.2) dans l'équation différentielle et on faite la séparation des variables on obtient deux fonctions, une fonction de mode et l'autre fonction généralisée.

$$\left( \sum_{j=1}^{\infty} EI \frac{\partial^4 \phi_j}{\partial x^4} y_j + m_l \phi_j \frac{\partial^2 y_j}{\partial t^2} \right) = F \delta(x - \bar{x}) \quad (3.3)$$

L'orthogonalité des modes conduit à :

$$\frac{\partial^2 y_j}{\partial t^2} + \omega_j^2 y_j = P_j(t) \quad (3.4)$$

Les conditions aux limites à considérés sont :

$$w(0, t) = 0 \quad , \quad w(l, t) = 0 \quad (3.5)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}(0, t) \quad , \quad \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}(l, t) = 0$$

La solution de l'équation est donnée par l'intégration de Duhamel qui consiste à transformer la relation non-homogène en un ensemble de relations homogène et obtenir la solution par superposition des solutions de chaque relation homogène :

$$y_j(t) = \sqrt{\frac{2}{m_l}} \left( \frac{F}{\omega_j^2 - \Omega_j^2} \right) \left( \sin(\Omega_j t) - \left( \frac{\Omega_j}{\omega_j} \right) \sin(\omega_j t) \right) \quad \text{Avec : } \Omega_j = \frac{j\pi v}{L} \quad (3.6)$$

Et le déplacement devient :

$$w_j(t) = \frac{2F}{m_l L} \frac{1}{(\omega_j^2 - \Omega_j^2)} \left( \sin(\Omega_j t) - \left( \frac{\Omega_j}{\omega_j} \right) \sin(\omega_j t) \right) \sin \frac{j\pi x}{L}, 0 \leq t \leq \frac{L}{v} \quad (3.7)$$

Avec  $\frac{L}{v}$  le temps nécessaire pour traverser la poutre.

### 3.3.1.2 Convoi de véhicules

Pour un convoi de forces, se déplaçant avec vitesse constante  $v$ , la charge est définie comme suit :  $F(\bar{x}, t) = \sum_{k=1}^{n_c} \delta(x - \bar{x}) \cdot F_k(t)$ , ou  $n_c$  le nombre de véhicule sur la poutre. La



## CHAPITRE III : METHODE DE RESOLUTION

solution pour une seule force est donnée par l'intégrale de Duhamel et pour un convoi de  $n_c$  force mobile la solution est obtenue par superposition des solutions de toutes les forces :

$$w(x, t) = \sum_{k=1}^{n_c} \frac{2.F_k}{m_l L} \sum_{j=1}^n \frac{1}{(\omega_j^2 - \Omega_j^2)} \left[ \sin(\Omega_j t_k) - \frac{\Omega_j}{\omega_j} \sin(\omega_j t_k) \right] \sin\left(\frac{j\pi x}{L}\right) \quad (3.8)$$

Pour

$$\begin{cases} 0 \leq \bar{x}_k = \bar{x}_1 - \sum_{i=1}^{k-1} \alpha_i \leq L \\ 0 \leq t_k \leq \frac{x}{v} = \frac{L}{v} = \tau_k \end{cases} \quad (3.9)$$

Où  $t_k$  c'est le temps de la première force,  $\tau = \frac{\bar{x}_k}{v}$  le temps de passage des véhicules et  $\alpha$  l'espacement entre les véhicules.

### 3.3.1.3. Cas de la masse mobile

La force exercée par la masse mobile sur la poutre est :

$$F(x, t) = -\delta(x - \bar{x})m(g + \ddot{w}) \quad (3.10)$$

Où  $\ddot{w}$  est l'accélération de la poutre au point  $A(x=\bar{x})$  position de la masse mobile.

On applique la méthode modale de la même façon que pour le cas de la force mobile.

L'équation obtenue est un couplage de  $n$  équations différentielles :

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = F \quad (3.11)$$

La résolution de cette équation est faite numériquement en utilisant l'algorithme de Newmark.

### 3.3.2 La résolution par la méthode de fonction de Green

L'utilisation de la fonction de Green dynamique rapporte les solutions exactes et l'expression de la déflexion de la poutre soit écrit sous une forme simple ; le calcul, donc, devenant plus efficace. C'est particulièrement essentiel pour calculer des efforts dynamiques et déterminer la réponse dynamique des poutres autre que simplement soutenu. En outre, au moyen de la méthode de fonction de green, les conditions d'appuis sont incorporées dans les fonctions de Green de poutres correspondantes. En outre, en employant cette méthode, il n'est pas nécessaire de résoudre le problème libre de vibration afin d'obtenir les valeurs propres et les fonctions propres correspondantes, qui sont exigées par la solution de superposition.

La vibration de la poutre en flexion simple est gouvernée par l'équation différentielle :

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + m_l \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = F(x, t) \quad (3.12)$$

Les conditions d'appuis et les conditions aux limites de la poutre sont :

$$\frac{\partial^3 y(x, t)}{\partial x^3} = k_l y(x, t) = 0 \quad (3.13)$$

$$\frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial x^2} = k_t \frac{\partial y(x, t)}{\partial x} = 0$$

$$y(x, t) = \frac{\partial y(x, t)}{\partial x} = 0$$

Pour  $x=0$  et  $x=l$

La force extérieur est définie par :

## CHAPITRE III : METHODE DE RESOLUTION

$$F.(x.t) = P\delta(x - \bar{x}) \quad (3.14)$$

Où P est l'amplitude de la charge appliqués.

En utilisant la fonction dynamique de Green, la solution de l'équation (3.10) peut être écrite sous la forme suivante :

$$y(x, t) = G(x, \bar{x})P \quad (3.15)$$

Où  $G(x, \bar{x})$  est la solution de l'équation différentielle :

$$\frac{\partial^4 y(x)}{\partial x^4} - y(x) = \delta(x - \bar{x}) \quad (3.16)$$

Le paramètre de la fréquence.

La solution de l'équation est donnée sous la forme suivante :

$$G(x, \bar{x}) = \begin{cases} C_1 \cos(\psi x) + C_2 \sin(\psi x) \\ + C_3 \cosh(\psi x) + C_4 \sinh(\psi x), \\ 0 \leq x \leq \bar{x} \\ C_5 \cos(\psi x) + C_6 \sin(\psi x) \\ + C_7 \cosh(\psi x) + C_8 \sinh(\psi x), \\ \bar{x} < x < l \end{cases} \quad (3.17)$$

Ou :

$$\cdot \mathbb{E}^4 = \frac{\omega^2 m}{EI}$$

Les constantes  $C_1, \dots, C_8$  sont évaluées tels que la fonction de Green  $G(x, \bar{x})$ , satisfait huit conditions :

a) les conditions d'appuis de la poutre :

$$\begin{aligned} G(0, \bar{x}) &= k_t G(0, \bar{x}) = 0 \\ G(l, \bar{x}) &= k_t G(l, \bar{x}) = 0 \\ G(0, \bar{x}) &= k_l G(0, \bar{x}) = 0 \\ G(l, \bar{x}) &= k_l G(l, \bar{x}) = 0 \end{aligned} \quad (3.18)$$

b) les conditions de continuité de déplacement, rotation et le moment au point de la force  $x = \bar{x}$ :

$$\begin{aligned} G(\bar{x}^+, \bar{x}) &= G(\bar{x}^-, \bar{x}) \\ G'(\bar{x}^+, \bar{x}) &= G'(\bar{x}^-, \bar{x}) \\ G''(\bar{x}^+, \bar{x}) &= G''(\bar{x}^-, \bar{x}) \end{aligned} \quad (3.19)$$

c) La condition de l'effort tranchant au point  $x = \bar{x}$ :

$$EI[G(\bar{x}^+, \bar{x}) - G(\bar{x}^-, \bar{x})] \approx 1 \quad (3.20)$$

Les huit équations sont écrites sous forme matricielle et on obtient les huit constantes pour Réécrire la solution  $G(x, \bar{x})$ .

### 3.3.3 Comportement du Plaque orthotrope sous charges mobiles [25]

L'analyse du comportement dynamique d'un pont simulé en tant que plaque orthotrope simplement appuyé sur deux cotés parallèles et libre sur les deux autres sous l'effet d'un convoi de charges selon des trajectoires réelles est réalisée. L'équation différentielle régissant le mouvement est :

$$D_X \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2D_{xy} \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + C \frac{\partial w}{\partial t} + \rho h \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = F(x, y, t) \quad (3.21)$$

$$\text{Ou : } D_x = \frac{E_x h^3}{12(1-\nu_{xy}\nu_{yx})}, \quad D_y = \frac{E_y h^3}{12(1-\nu_{xy}\nu_{yx})}, \quad D_{xy} = (D_{xy} + 2D_k), \quad D_k = \frac{G_{xy} h^3}{12}$$

La résolution de l'équation différentielle régissant le mouvement est obtenu en utilisant la superposition modale et l'intégration de convolution en considérant une séparation des variables spatiales et temporelles.

Ainsi, la réponse dynamique au point  $(x, y)$  de la plaque et à l'instant  $t$  est exprimée sous forme de séries selon l'expression suivante F.T.K. Au (2005)[26]:

$$W(x, y, z) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} U_{m,n}(x, y) \cdot q_{m,n}(t) \quad (3.22)$$

$$U_{m,n}(x, y) = Y_{m,n}(y) \cdot \sin(\theta_m x) \quad , \quad q_{m,n}(t) = \sin(\omega_{m,n} t) \quad \text{et} \quad \theta_m = \frac{m \cdot \pi}{\alpha} \quad (3.23)$$

$\omega_{m,n}$  est la fréquence libre qui correspond au  $m^{\text{ième}}$  mode dans la direction  $x$  et le  $n^{\text{ième}}$  mode dans la direction  $y$ .

En introduisant l'équation (3.22) dans l'équation(3.21), nous aurons :

$$D_y \cdot Y_{mn}^{(4)}(y) - 2 \cdot D_{xy} (\theta_m)^2 \cdot Y_{mn}^{(2)}(y) + [D_x \cdot \theta_m^4 - \rho \cdot h \cdot \omega_{m,n}^2] Y_{mn}(y) = 0 \quad (3.24)$$

Assumons que la solution de cette équation est du type :

$$Y_{mn}(y) = C e^{\alpha y} \quad (3.25)$$

Cette équation est résolue en fonction des rigidités de la plaque, dans ce cas précis la fonction  $Y_{mn}$  reste à déterminer. Les conditions aux limites sont utilisées pour la résolution :

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + D_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0$$

$$2 \cdot D_k \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} = 0 \quad (3.26)$$

## CHAPITRE III : METHODE DE RESOLUTION

$$-D_{xy} \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} - D_y \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} = 0$$

$$-D_{xy} \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} - D_y \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} - 2 \cdot D_k \cdot \frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} = 0$$

La fonction  $Y_{mn}$  peut être sous la forme :

$$Y_{mn}(y) = X_{1mn} \cdot \sin(r_{2mn} \cdot y) + X_{2mn} \cdot \cos(r_{2mn} \cdot y) + X_{3mn} \cdot e^{r_{1mn} \cdot y} + X_{4mn} \cdot \cosh(r_{1mn} \cdot y) \quad (3.27)$$

$$\text{si } [D_x < D_1] \quad \text{ou} \quad D_1 = p \cdot h \cdot \omega_{mn}^2 \cdot \theta_m^{-4}$$

ou

$$r_{1mn} = \theta_m \cdot \sqrt{\frac{D_{xy} + \sqrt{D_{xy}^2 + D_y \cdot D_1 - D_x \cdot D_y}}{D_y}}; \quad r_{2mn} = \theta_m \cdot \sqrt{\frac{-D_{xy} + \sqrt{D_{xy}^2 + D_y \cdot D_1 - D_x \cdot D_y}}{D_y}}$$

En introduisant la forme de mode propre dans les quatre conditions aux limites, nous obtenons système linéaire homogène de la forme :  $[M] \cdot [X] = 0$ .

$[X]$  est un vecteur tel que :  $[X] = [X_{1mn} \ X_{2mn} \ X_{3mn} \ X_{4mn}]^T$  et  $M$  est une matrice dont les coefficients  $m_{ij}$  dépendent des conditions aux limites. On trouve le déterminant de l'équation linéaire qui peut être résolu numériquement pour trouver la fréquence [27].

Remarque :

Il y a d'autres formules de  $Y_{mn}$  son proposé dépendant des rigidités à la torsion et à la flexion.

### Vibration forcée :

Ecriture de l'équation différentielle en  $q$  :

$$q''_{mn}(t) + 2 \cdot a_{mn} \cdot \omega_{mn} \cdot q'_{mn}(t) + \omega_{mn}^2 \cdot q_{mn}(t) = \frac{2}{\rho \cdot h \cdot a \int_0^b Y_{mn}^2(y) \cdot dy} \cdot \sum_{l=1}^L p_l(t) \cdot U_{mn}(x_l, y_l) \quad (3.28)$$

Où  $P_l(t)$  est la force mobile à la position  $x_l(t)$  et  $y_l(t)$ .

$$q(t) = \frac{1}{M_{mn} \cdot \omega_{mn}} \sin(\omega_{mn} \cdot t) \cdot \int_0^t f_{mn}(\tau) \cdot \cos(\omega_{mn} \cdot \tau) \cdot d\tau - \frac{1}{M_{mn} \cdot \omega_{mn}} \cos(\omega_{mn} \cdot t) \cdot \int_0^t f_{mn}(\tau) \cdot \sin(\omega_{mn} \cdot \tau) \cdot d\tau \quad (3.29)$$

Le calcul de  $q_{mn}(t)$  représente l'intégrale de Duhamel qui requiert une évaluation numérique pour les deux intégrales représentées dans l'équation (3.28). Nous choisissons également la méthode des trapèzes. Après l'évaluation de  $q_{mn}(t)$ , le déplacement total peut être évalué en accord avec l'équation (3.22).

La réponse dynamique est alors obtenue en utilisant l'équation (3.22) qui consiste en la superposition modale.

### 3.4 Approche par éléments finis

En général, la solution analytique d'une équation différentielle n'est pas possible à une structure plus complexe avec prise en compte de la rigidité transversale est longitudinale, par exemple dans le cas des ponts biaisés ou dans le cas où il s'agit plusieurs convois de force à vitesse, espacement et sens différent. En conséquence, la structure est discrétisée dans un nombre fini d'éléments et la solution est obtenue numériquement. Ce processus est connu comme méthode des éléments finis.

La méthode des éléments finis est essentiellement une méthode d'approximation d'une fonction inconnue sur un domaine continu par l'utilisation de fonctions généralement polynomiales, sur un ensemble de sous-domaines compatibles avec entre eux et représentant au mieux le milieu d'origine. Principalement, cette technique d'approximation est utilisée pour transformer les équations aux dérivées partielles en un système d'équations.

#### 3.4.1 Démarche élément finis

L'équation générale du mouvement dans le cas d'une analyse dynamique linéaire peut s'écrire à partir du principe des travaux virtuels :

$$W = \int_V [\delta u \{ \rho \ddot{u} + c \dot{u} \} + \delta \varepsilon \{ \sigma \} - \delta u \{ f_v \}] dv - \int_{S_f} \delta u \{ f_s \} ds = 0 \quad (3.30)$$

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

$\{ \varepsilon \}$  Les composantes équivalentes du tenseur des déformations.

$\{ f_v \}$  forces volumique.

$\rho$  et  $c$  sont la masse volumique et l'amortissement.

$\delta u$  champ des déplacements virtuels.

$\{ f_s \}$  force surfacique.

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

On obtient la forme discrète de (3.26) en utilisant la méthode des éléments finis en suivant la démarche suivante :

- Discrétisation de la géométrie :  $V = \sum V^e$ , où  $V$  est le volume total et  $V^e$  est un élément fini (figure 3.1)
- Discrétisation de la forme variationnelle (3.30) :

$$W = \sum W^e \text{ En utilisant}$$

$$\{ u \} = [N] \{ u_n \} \text{ et } \{ \varepsilon \} = [B] \{ u_n \} \quad (3.31)$$

Où  $[N]$  est la matrice des fonctions de forme et  $[B]$  est la matrice des dérivées des fonctions de forme et  $\{ u_n \}$  est le vecteur des variables nodales de l'élément. La forme variationnelle  $W^e$  s'écrit de la façon suivante :

$$W^e = W_{inert}^e + W_{am}^e + W_{int}^e + W_{ext}^e \quad (3.31a)$$

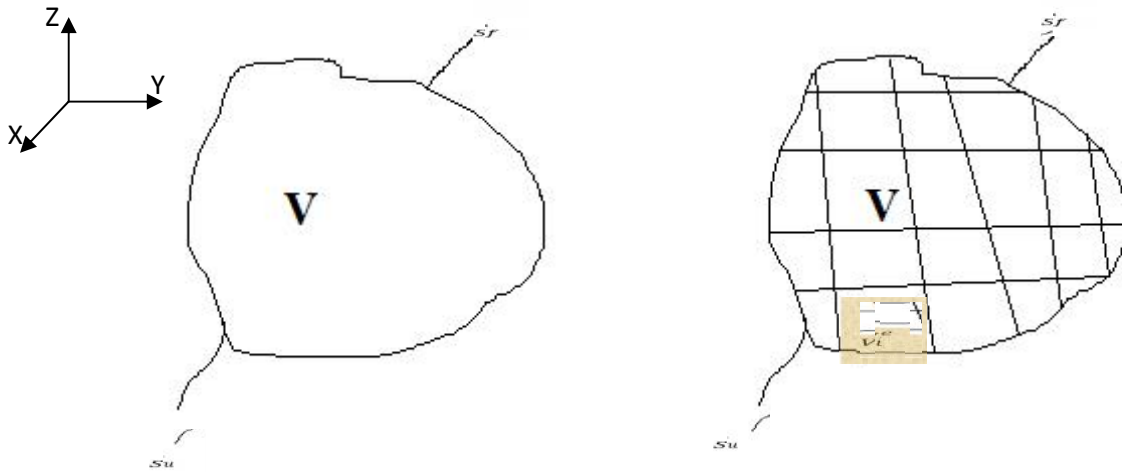
## CHAPITRE III : METHODE DE RESOLUTION

Où les indices inert, am, int et ext représentent respectivement le travail des forces d'inertie, d'amortissement, internes et externes tels que :

$$\begin{cases} W_{inert}^e = \langle \delta u_n \rangle [m] \{ \ddot{u}_n \} \\ W_{am}^e = \langle \delta u_n \rangle [c] \{ \dot{u}_n \} \\ W_{int}^e = \langle \delta u_n \rangle [k] \{ u_n \} \\ W_{ext}^e = \langle \delta u_n \rangle \{ f_n \} \end{cases} \quad (3.31b)$$

$$\begin{cases} [m] = \int_{v^e} \rho [N]^T [N] dv ; [c] = \int_{v^e} c [N]^T [N] dv \\ [k] = \int_{v^r} [B]^T [B] dv \\ \{ f_n \} = \int_{sf} [N]^T \{ f_s \} ds + \int_{v^e} [N]^T \{ f_v \} dv \end{cases} \quad (3.31c)$$

Où  $\{ \sigma \} = [H] \{ \varepsilon \}$  et  $[H]$  est la matrice d'élasticité.



Milieu continu,  $S = S_u + S_f$  Discrétisation par éléments finis

**Figure 3.1 :** Milieu continu et discrétisation par éléments finis.

$$W = \sum_{e=1}^{nelem} W^e = \delta U \langle [M] \{ \ddot{U} \} + [C] \{ \dot{U} \} + [K] \{ U \} - \{ F \} \rangle = 0, \forall \delta U \text{ et } t \quad (3.32)$$

Le signe somme représente en éléments finis un assemblage des n éléments, ce qui donne :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F\} \quad (3.33)$$

$$\text{avec les conditions initiales à } t=0: \{U\} = \{U_0\} \text{ et } \{\dot{U}\} = \{\dot{U}_0\} \quad (3.34)$$

$$\text{et les conditions aux limites: } \{U\} = \{\bar{U}\} \text{ (} \{\delta U\} = \{0\} \text{ sur } S_u \forall t \text{)} \quad (3.35)$$

les termes  $[M]$ ,  $[K]$  et  $\{F\}$  sont obtenus par assemblage de toutes les quantités élémentaires  $[m]$ ,  $[k]$  et  $\{f_n\}$  respectivement (Dhatt et Touzot 81)[28].

**Remarque:**

En pratique la matrice  $[C]$  n'est pas obtenue en considérant l'équation (3.31c). La formulation de cette matrice est présentée aux paragraphes (3.4.3).

**3.4.2 Problème des charges mobiles**

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure modélisée par éléments finis est donnée par l'équation :  $[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F(x, y, z, t)\} + \{F_{ext}\}$  (1) (3.36)

Où  $\{F(x, y, z)\}$  représente le vecteur des forces nodales associé aux forces mobiles situées à l'abscisse curviligne  $X(x, y, z)$  au temps  $t$  ;  $\{F_{ext}\}$  le vecteur des forces extérieures autre que les forces mobiles (sismique, vent, poids propre, etc....).

Le vecteur  $\{F(x, y, z, t)\}$ , noté par  $\{F(x, t)\}$  est estimé par :

$$\{F(x, t)\} = \sum_{k=1}^{n_c} \langle N_k^T \rangle F_k(t) \quad (3.37)$$

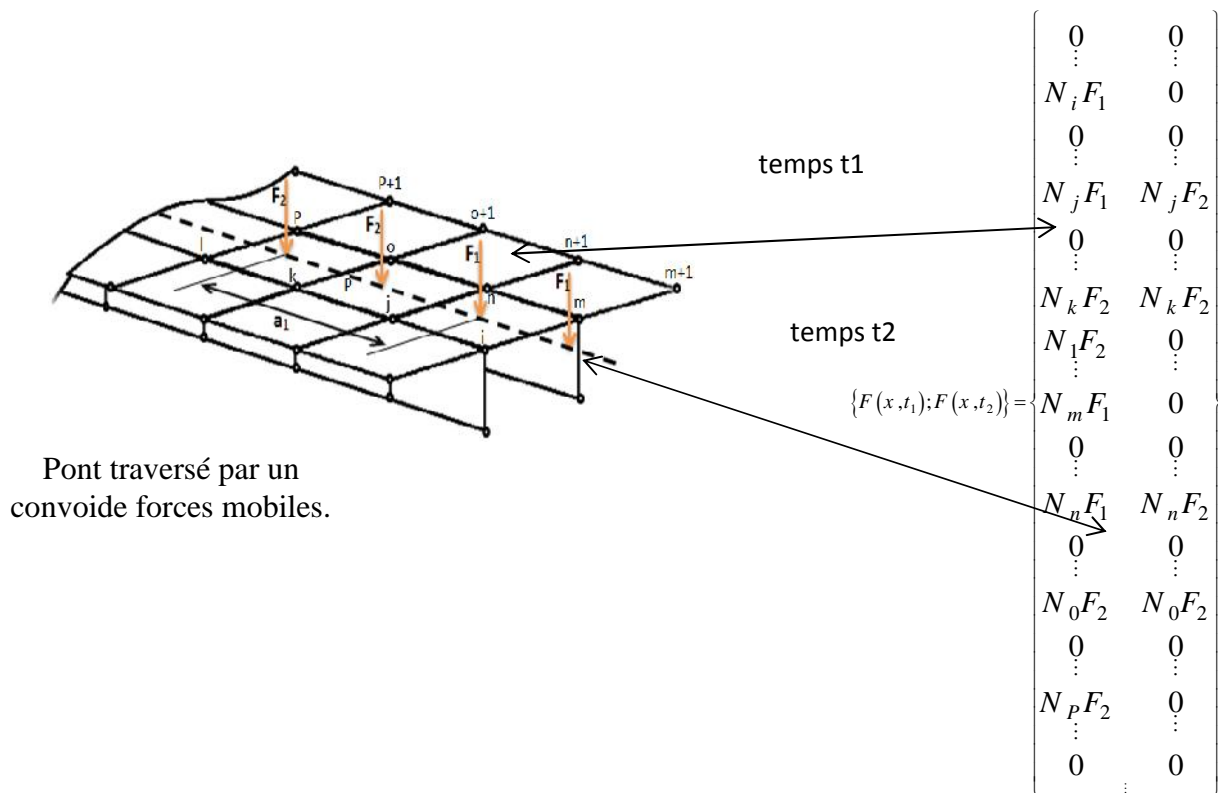
Où  $n_c$  est le nombre de charges (forces) exercées à l'instant  $t$  est  $F_k$  peut-être de la forme générale :  $F_k(t) = F_{0k} + F_{1k} \sin(\Omega_k t)$ , avec l'indice  $k$  représentant le numéro de la force mobile.

Le vecteur  $\langle N_k^T \rangle$  représente les fonctions de forme évaluées à la position de la force à  $x=vt$  si  $v$  est constante (ou  $x_k = x_k(t)$ )

Dans l'espace modale, l'équation (1) s'écrit :

$$\ddot{y}_j + 2\zeta_j \omega_j \dot{y}_j + \omega_j^2 y_j = \{ \phi_j^T \} \{F(x, t)\} + \{F_{ext}\} \quad (3.38)$$

Le vecteur ne contient que quelques termes non nuls correspondant aux nœuds des éléments sur lesquels les forces mobiles sont situées. Cela revient à calculer les forces nodales voir figure 3.2.



Pont traversé par un convoie forces mobiles.

Figure 3.2 : Présentation du vecteur des charges mobiles par éléments finis.

### 3.4.3 Problème de la masse mobile

L'équation dynamique se réécrit ainsi:

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{N\}m(g - \ddot{w}) \quad (3.39)$$

Le déplacement  $w$  de point de contact A entre la masse et la poutre est calculée à partir des déplacements nodaux de l'élément  $\{U\}$  :

$$w_A = \langle N(x_A(t)) \{U\} \rangle ; x_A = vt \quad (3.40)$$

Le déplacement étant mesuré suivant l'axe local  $x$  de l'élément, il vient :

$$\dot{w} = N_x \{u\} \dot{x} + \langle N \rangle \{\dot{U}\} ; \quad (3.41)$$

$$\ddot{w} = N_{,xx} \{u\} \dot{x}^2 + 2 \langle N_x \rangle \{\dot{U}\} \dot{x} + \langle N_x \rangle \{U\} \ddot{x} + \langle N \rangle \{\ddot{U}\} \quad (3.42)$$

Après décomposition dans la base modale  $[\Phi]$ , l'accélération verticale  $\ddot{w}$  s'écrit dans le cas d'une vitesse horizontale constante  $V$  :

$$\ddot{w} = N_{,xx} \{u\} [\Phi] \{y\} V^2 + 2 \langle N_x \rangle \{\dot{Y}\} [\Phi] V + \langle N \rangle [\Phi] \{\ddot{y}\} \quad (3.43)$$

La projection de l'équation d'équilibre donne pour chaque mode  $j$  :

$$\ddot{y}_j + 2\varepsilon_j \omega_j \dot{y}_j + \omega_j^2 y_j = \{ \ }^T \{N\} m (g - \ddot{w}) \quad (3.44)$$

Ceci pour les vecteurs modaux  $\{\phi_i\}$  orthonormés.

En remplaçant  $\ddot{w}$  et en regroupant les coefficients de

La forme découplée de l'équation peut être exprimée comme suit :

$$[M]\{\ddot{y}\} + [C]\{\dot{y}\} + [K]\{y\} = \{F(t)\} \quad (3.45)$$

Avec :

$$[M] = [I] + m[\Phi]^T \{N\} \langle N \rangle [\Phi] ;$$

$$[C] = [\Phi]^T [C] [\Phi] + 2mV [\Phi]^T \{N\} \langle N_x \rangle [\Phi] ; \quad (3.46)$$



$$[K] = [\emptyset]^T [K][\emptyset] + mV^2[\emptyset]^T \{N\} \langle N_{,xx} \rangle [\emptyset];$$

$$[F] = [\emptyset]^T \{N\} mg.$$

La matrice des pulsations propres  $[\ ]^T [K][\emptyset]$  est diagonale ainsi que la matrice des amortissements modaux  $[\ ]^T [C][\emptyset]$ .

Si les fonctions d'interpolation sont linéaires, la matrice de rigidité  $[K]$  est diagonale.

La résolution de l'équation (4.45) est conduite en utilisant le schéma implicite de Newmark  $\beta$  avec réactualisation des matrices  $\{y\}, \{\dot{y}\}, \{\ddot{y}\}$  à chaque pas de temps.

### 3.5 Méthode numérique

L'approche la plus générale pour la solution de la réponse dynamique des systèmes structurels est l'intégration numérique directe des équations d'équilibre dynamiques. La plupart des méthodes emploient des intervalles de temps égaux à  $t, 2t, 3t \dots Nt$ . Le pas de temps choisi détermine la précision des résultats, tout en influant cependant sur la durée des calculs informatique. Il existe principalement deux familles d'algorithmes pour intégrer l'équation dynamique, l'algorithme implicite ou l'algorithme explicite.

Les méthodes explicites n'impliquent pas la solution d'une série d'équations linéaires à chaque pas de temps. Essentiellement, ces méthodes emploient l'équation différentielle au temps "t" pour prévoir une solution au temps "t + t". Pour les structures réelles, qui contiennent des éléments rigides, la stabilité numérique exige des pas très petits. Par conséquent, toutes les méthodes explicites sont conditionnellement stables en ce qui concerne la taille de pas de temps.

Les méthodes implicites essaient de satisfaire l'équation différentielle au temps "t" après que la solution au temps "t - t" ait été trouvée. Ces méthodes exigent la solution d'une série d'équations linéaires à chaque pas de temps.; Cependant, de plus grands pas de temps peuvent être employés.

Les méthodes implicites peuvent être conditionnellement ou inconditionnellement stables.

#### 3.5.1. Méthode d'intégration de Newmark :

La méthode d'intégration de Newmark est basé sur l'hypothèse qui l'accélération varie linéairement entre deux instants de temps. En 1959 Newmark présenté une famille des méthodes à pas unique d'intégration pour la solution des problèmes dynamiques structuraux. Pendant les 45 dernières années la méthode de Newmark a été appliquée à l'analyse dynamique. En outre, elle a été modifiée et améliorée par beaucoup d'autres chercheurs. Afin d'illustrer l'utilisation de cette famille des méthodes numériques d'intégration, nous avons considéré la solution de l'équation dynamique linéaire écrite sous la forme suivante :

$$[M]\ddot{u}_t + [C]\dot{u}_t + [K]u_t = F_t \quad (3.47)$$

Où M est la matrice de masse, C la matrice d'amortissement et K est la matrice de rigidité.  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$  et  $u$  sont les vecteurs d'accélération, de vitesse et de déplacement, respectivement. Le  $F_t$  est le vecteur de chargement extérieur. L'utilisation directe de série de Taylor fournit une approche rigoureuse pour obtenir les deux équations supplémentaires suivantes :

$$u_t = u_{t-\Delta t} + t\dot{u}_{t-\Delta t} + \frac{t^2}{2}\ddot{u}_{t-\Delta t} + \frac{t^3}{6}\ddot{\ddot{u}}_{t-\Delta t} + \dots \quad (3.48)$$

## CHAPITRE III : METHODE DE RESOLUTION

$$\dot{u}_t = \dot{u}_{t-\Delta t} + t\ddot{u}_{t-\Delta t} + \frac{t^2}{2}\dddot{u}_{t-\Delta t} + \dots \quad (3.49)$$

Newmark a tronqué ces équations et les a exprimées sous la forme suivante :

$$u_t = u_{t-\Delta t} + t\dot{u}_{t-\Delta t} + \frac{\Delta t^2}{2}\ddot{u}_{t-\Delta t} + \beta t^3\ddot{u} \quad (3.50)$$

$$\dot{u}_t = u_{t-\Delta t} + t\ddot{u}_{t-\Delta t} + \gamma t^2\ddot{u} \quad (3.51)$$

Si on assume que l'accélération est linéaire dans l'étape de temps, l'équation suivante peut être écrite :

$$\ddot{u} = \frac{\dot{u}_t - \dot{u}_{t-\Delta t}}{\Delta t} \quad (3.52)$$

La substitution de l'équation (3.52) dans les équations (3.50) et (3.51) produit des équations de Newmark sous la forme :

$$u_t = u_{t-\Delta t} + t\dot{u}_{t-\Delta t} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\ddot{u}_{t-\Delta t} + \beta t^2\ddot{u}_t \quad (3.53)$$

$$\dot{u}_t = \dot{u}_{t-\Delta t} + (1 - \gamma)\Delta t\ddot{u}_{t-\Delta t} + \gamma t\ddot{u}_t \quad (3.54)$$

Où les paramètres  $\beta, \gamma$  déterminent la stabilité de l'algorithme .

A. calculs préliminaires :

1.1- Formulation des matrices  $[K], [M]$  et  $[C]$ .

1.2- Calcul des modes  $[K]^{-1} = \omega^2 [M]^{-1} [\Phi]$ , ce qui donne  $\omega_i$  et  $\Phi_i$ .

1.3- Formulation de la matrice  $[C] = \beta[\omega_i^2] + \alpha[I]$  ou  $[C] = [2\varepsilon_i \omega_i]$ .

1.4- Initialisation des vecteurs  $\{u\}_0, \{\dot{u}\}_0, \{\ddot{u}\}_0$ .

1.5- Sélection du pas de temps  $\Delta t$  et des paramètres  $\alpha$  et  $\delta$  :  $\beta=0,25$  et  $\gamma=0,50$ .

1.6- Calcul des constantes d'intégration :

$$a_0 = 4/\Delta t^2, a_1 = 2/\Delta t, a_2 = 4/\Delta t, a_3 = a_4 = 1, a_5 = 0, a_6 = a_7 = 0,5 \Delta t.$$

1.7- Formulation de  $[\bar{K}] = [K] + a_0[M] + a_1[C]$ .

1.8- Triangularisation de  $[\bar{K}] = [L][D][L]^t$ .

B. à chaque pas de temps :

2.1- Calcul du vecteur de charges  $\{F\}$  sur la structure au temps  $t+\Delta t$ .

2.2- Pour chaque mode « i »  $\{\bar{F}\}_i(t + \Delta t) = [\Phi]^t \{F\}(t + \Delta t)$ , calcul du vecteur de charges  $\{\bar{F}\}$  au temps  $t+\Delta t$  :

$$\{\bar{F}\}_i(t + \Delta t) = \{\bar{F}\}_i(t) + (a_0 y_i(t) + a_2 \dot{y}_i(t)) + [C](a_1 y_i(t) + \dot{y}_i(t))$$

Puis résolution pour  $\{y\}_i$  au temps  $t+\Delta t$  :

$$\{y\}_i(t + \Delta t) = [\bar{K}]^{-1} \{\bar{F}\}_i(t + \Delta t)$$

Et calcul des vecteurs d'accélération et de vitesse au temps  $t+\Delta t$  :

$$\{\ddot{y}\}_i(t + \Delta t) = a_0 (y_i(t + \Delta t) - y_i(t)) - (a_2 \dot{y}_i(t) + a_3 \ddot{y}_i(t))$$

$$\{\dot{y}\}_i(t + \Delta t) = \dot{y}_i(t) + a_6 \ddot{y}_i(t) + a_7 \ddot{y}_i(t + \Delta t)$$

2.3- Retour dans l'espace temporel :  $\{u\} = \sum_i y_i$ .

2.4- Retour en 2.1.

**Tableau 3.1** : Schéma d'intégration de Newmark .

### **3.6 Conclusion**

La méthode de la fonction de GREEN est plus adaptée à des problèmes de dynamique complexe même que l'idéalisation des structures ponts sur appuis élastique ou pour les structures plaques.

Dans notre cas nous avons utilisé la méthode des éléments finis.

## **Chapitre IV:**

# **MODELISATION DES STRUCTURES PONTS FISSUREES**

# CHAPITRE IV :MODELISATION DES STRUCTURES PONTS FISSUREES

---

## 4.1 Introduction :

La présence d'une fissure dans une structure présente une flexibilité locale qui affecte la réponse dynamique. D'ailleurs, une fissure de fatigue est une fissure qui s'ouvre et se ferme dans le temps selon les conditions de charge et l'amplitude de la vibration. Les changements des caractéristiques dynamiques peuvent être mesurés et mènent à une identification des changements structuraux, qui pourraient par la suite être utile à la détection d'une présence d'une fissure [20]. Plusieurs investigations analytiques, numériques et expérimentales existent maintenant :Chondros et al. [21] ont développé une théorie de vibration des poutres continues fissurées pour la vibration latérale des poutres d'Euler-Bernoulli avec une fissure ou deux fissures. On étudie dans ce chapitre un modèle présente le comportement d'une poutre fissurée.

## 4.2 Modèle de Hai-ping Lin

### 4.2.1 Introduction

La méthode analytique a été développée pour présente les réponses dynamique forcées d'une poutre altéré simplement appuyé ; soumise a une charge mobile

Le système de la poutre fissuré est modélisé par deux travées de la poutre où chaque travée de la poutre continue est supposée obéir la théorie des poutres du modèle EULER-BERNOULLI.

La fissure est modélisée comme deux charges concentrées séparées par une distance entre les deux essieux .on utilise la méthode analytique de la matrice de transfert on considère une compatibilité requise dans la fissure, les solutions propre du système fissuré peuvent être obtenu explicitement .

### 4.2.2 Modèle théorique :

L'équation du mouvement du système est supposée à la forme suivante :

$$EI \frac{\partial^4 W(X,T)}{\partial X^4} + \rho A \frac{\partial^2 W(X,T)}{\partial T^4} = P_1 \delta(X - VT) + P_2 \delta(X - (VT - D)) \quad (4.1)$$

E : le module de Young du matériau.

I est le moment d'inertie de la poutre de section transversale.

$\rho$  : la densité du matériau.

A : la surface transversale de la poutre.

$\delta(X - VT)$  et  $\delta(X - (VT - D))$  désignent les distributions du Dirac.

# CHAPITRE IV :MODELISATION DES STRUCTURES PONTS FISSUREES

Avec :V est la vitesse constante du véhicule .

T :est le temps .

$P_1, P_2$  :sont les forces normales de l'essieux avant et arrière respectivement du véhicule(figure 3.1) et qui peut être exprimée comme:

$$P_1 = W \frac{D-a}{D} \qquad P_2 = W \frac{a}{D}$$

Où :  $a$  est la distance entre le centre de gravité et l'essieu avant du véhicule,  $D$  est la distance entre les deux essieux .

$W$  :est le poids du véhicule.

On applique Les conditions aux limites d'une poutre simplement appuyée :

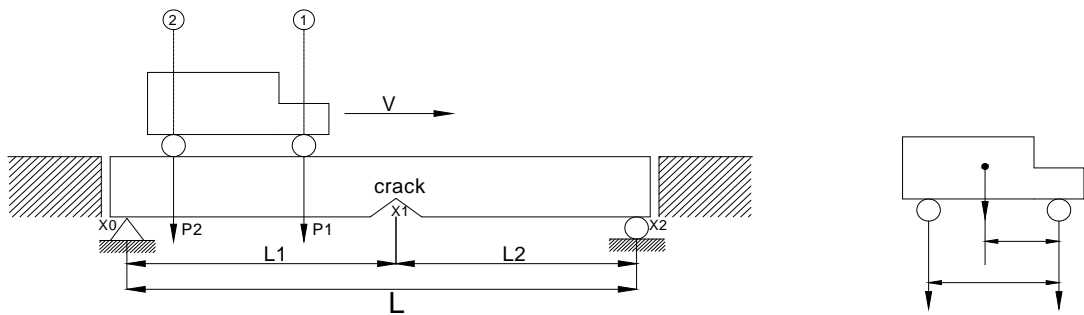
$$Y(0,T)=Y'(0,T)=0 \qquad (0,T)=0$$

(4.2a)

$$Y(L,T)=Y'(L,T)=0 \qquad (L,T)=0$$

(4.2b)

Où ( ) représente la dérivée par rapport à l'espace de coordonnées X. La fissure est modélisée comme un ressort rotationnel avec une flexibilité de la section.



**Figure 4.1** : une poutre simplement appuyée avec une fissure ouverte

Les «conditions de compatibilité » du déplacement, du moment et la force du cisaillement, respectivement, à travers la fissure et peut être exprimé sous la forme [29, 30]

$$Y_{(1)}(X_1^-, T) = Y_{(2)}(X_1^+, T) \qquad (4.3a)$$

## CHAPITRE IV :MODELISATION DES STRUCTURES PONTS FISSUREES

$$Y_{(1)}(X_1^-, T) = Y_{(2)}(X_1^+, T) \quad (4.3b)$$

$$Y_{(1)}(X_1^-, T) = Y_{(2)}(X_1^+, T) \quad (4.3c)$$

Avec  $X_1^-$ ,  $X_1^+$  : désignent les localités immédiatement à droite et à gauche de la position de  $X_1$  de la fissure. En outre, une discontinuité dans la pente de la poutre de l'autre côté la fissure existe et peut être exprimé sous la forme [29, 32]

$$Y_{(2)}(X_1^+, T) - Y_{(1)}(X_1^-, T) = \theta L Y_{(2)}(X_1^+, T) \quad (4.3d)$$

Où  $\theta$  est la flexibilité de la fissure transversale non-dimensionnelle, Dans les équations ci-dessus, les quantités suivantes sont introduites:

$$y = \frac{Y}{L}, \quad x = \frac{X}{L}, \quad d = \frac{D}{L}, \quad l1 = \frac{L1}{L}, \quad l2 = \frac{L2}{L}, \quad xi = \frac{X}{L}, \quad t = \frac{T}{\sqrt{L}}$$

$$v = \frac{V}{\sqrt{L}} \quad (4.4a-4h)$$

Ainsi que, l'équation (1) peut alors être exprimé sous la forme suivante :

$$EI \frac{\partial^4 W(X,T)}{\partial X^4} + \rho A \frac{\partial^2 W(X,T)}{\partial T^4} = P_1 \delta(X - VT) + P_2 \delta(X - (VT - D)) \quad (4.5)$$

La compatibilité requise d'équations (3a) à (3d) sont :

$$y_{(1)}(x_1^-, t) = y_{(2)}(x_1^+, t) \quad (4.6a)$$

$$y_{(1)}(x_1^-, t) = y_{(2)}(x_1^+, t) \quad (3.6b)$$

$$y_{(1)}(x_1^-, t) = y_{(2)}(x_1^+, t) \quad (4.6c)$$

$$y_{(2)}(x_1^+, T) - y_{(1)}(x_1^-, T) = \theta L y_{(2)}(x_1^+, T) \quad (4.6d)$$

### 3.2.3 Calcul les valeurs propres :

Pour obtenir les valeurs propre de l'équation (1) on sépare les deux termes de l'équation  $y_{(1)}(x,t) = w_{(1)}(x)e^{j\omega t}$

## CHAPITRE IV :MODELISATION DES STRUCTURES PONTS FISSUREES

---

A partir de là, il est possible de déterminer les deux fonctions introduites (temporelle et spatiale)

Pour la fonction temporelle, on peut écrire :

$$T(t)'' + \omega^2 T(t) = 0 \quad (4.7a)$$

D'où

$$T(t) = a \sin(\omega t) + b \cos(\omega t) \quad (3.7b)$$

Pour la fonction spatiale obtenue:

$$W(x) - \lambda \quad W_{(i)}(x) = 0 \quad (4.7c)$$

$$\lambda = \frac{\rho A \omega^2 L^3}{EI} \quad (4.7d)$$

A partir des équations de (6a) à (6d), la compatibilité requise a conduit :

$$W_{(1)}(x_1^-) = W_{(2)}(x_1^+) \quad (4.8a)$$

$$W_{(1)}(x_1^-) = W_{(2)}'(x_1^+) \quad (4.8b)$$

$$W_{(1)}(x_1^-) = W_{(2)}(x_1^+) \quad (4.8c)$$

$$W_{(2)}'(x_1^+) - W_{(1)}(x_1^-) = \theta \quad (4.8d)$$

Les solutions générales de l'équation (7a) sont obtenues par la méthode de transfert ,pour chaque segment est :

$$W_{(i)}(x) = A_i \sin \lambda(x-x_{i-1}) + B_i \cos \lambda(x-x_{i-1}) + C_i \sinh \lambda(x-x_{i-1}) + D_i \cosh \lambda(x-x_{i-1}) \quad (4.9)$$

$$x_{i-1} < x < x_i \quad i=1,2$$

où  $A_i$ ,  $B_i$ ,  $C_i$  et  $D_i$  sont des constantes associées au segment de rang ( $i = 1,2$ ).

Ces constantes dans le deuxième segment ( $A_2$ ,  $B_2$ ,  $C_2$  et  $D_2$ ) sont liées à ceux du premier segment ( $A_1$ ,  $B_1$ ,  $C_1$  et  $D_1$ ) à travers les exigences de compatibilité dans les équations. (4.8a) à (8d) et peut être exprimé sous la forme :



## CHAPITRE IV :MODELISATION DES STRUCTURES PONTS FISSUREES

---

$$\begin{pmatrix} A_2 \\ B_2 \\ C_2 \\ D_2 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} t_{11} & t_{12} & t_{13} & t_{14} \\ t_{21} & t_{22} & t_{23} & t_{24} \\ t_{31} & t_{32} & t_{33} & t_{34} \\ t_{41} & t_{42} & t_{43} & t_{44} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \end{pmatrix} = T_{4 \times 4} \begin{pmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \end{pmatrix} \quad (4.10)$$

Où  $T_{4 \times 4}$  est une matrice de transfert de  $4 \times 4$  qui dépend de la valeur propre et les éléments sont tirés dans [6] et réécrit :

$$\begin{aligned} t_{11} &= \cos \lambda l_1 - (1/2) \lambda \sin \lambda l_1 & t_{12} &= -\sin \lambda l_1 - (1/2) \theta \lambda \cos \lambda l_1 \\ t_{13} &= (1/2) \theta \lambda \sin \lambda l_1 & t_{14} &= (1/2) \theta \lambda \cos \lambda l_1 \\ t_{21} &= \sin \lambda l_1 & t_{22} &= \cos \lambda l_1 \\ t_{23} &= 0 & t_{24} &= 0 \\ t_{31} &= -(1/2) \theta \lambda \sin \lambda l_1 & t_{32} &= -(1/2) \theta \lambda \cos \lambda l_1 \\ t_{33} &= \cos \lambda l_1 + (1/2) \lambda \sin \lambda l_1 & t_{34} &= \sin \lambda l_1 + (1/2) \theta \lambda \cos \lambda l_1 \\ t_{41} &= 0 & t_{42} &= 0 \\ t_{43} &= \sin \lambda l_1 & t_{44} &= \cos \lambda l_1 \end{aligned}$$

Après on applique les conditions aux limites

$$\begin{aligned} Y(0,T)=0 &\longrightarrow w(0)=0 \\ Y(L,T)=0 &\longrightarrow w(l)=0 \\ Y(0,T)=0 &\longrightarrow w'(0)=0 \\ Y(L,T)=0 &\longrightarrow w'(l)=0 \end{aligned}$$

$$A_2 \sin \lambda l_2 + B_2 \cos \lambda l_2 + C_2 \sinh \lambda l_2 + D_2 \cosh \lambda l_2 = 0$$

$$-A_2 \sin \lambda l_2 - B_2 \cos \lambda l_2 + C_2 \sinh \lambda l_2 + D_2 \cosh \lambda l_2 = 0$$

Qui peut être exprimé sous forme :

$$\begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \sin \lambda l_2 & \cos \lambda l_2 & \sinh \lambda l_2 & \cosh \lambda l_2 \\ -\sin \lambda l_2 & -\cos \lambda l_2 & \sinh \lambda l_2 & \cosh \lambda l_2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} A_2 \\ B_2 \\ C_2 \\ D_2 \end{pmatrix} = B_{2 \times 4} \begin{pmatrix} A_2 \\ B_2 \\ C_2 \\ D_2 \end{pmatrix} \quad (4.11a)$$

## CHAPITRE IV :MODELISATION DES STRUCTURES PONTS FISSUREES

---

$$B_{2 \times 4} = \begin{bmatrix} \sin \lambda l/2 & \cos \lambda l/2 & \sinh \lambda l/2 & \cosh \lambda l/2 \\ -\sin \lambda l/2 & -\cos \lambda l/2 & \sinh \lambda l/2 & \cosh \lambda l/2 \end{bmatrix} \quad (4.11b)$$

Remplace l'équation dans l'équation

$$\begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} = B_{2 \times 4} \begin{Bmatrix} A_2 \\ B_2 \\ C_2 \\ D_2 \end{Bmatrix} = B_{2 \times 4} T_{4 \times 4} \begin{Bmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \end{Bmatrix} = R_{2 \times 4} \begin{Bmatrix} A_1 \\ B_1 \\ C_1 \\ D_1 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} r_{11} & r_{12} & r_{13} & r_{14} \\ r_{21} & r_{22} & r_{23} & r_{24} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} A_1 \\ 0 \\ C_1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$R_{2 \times 4} = B_{2 \times 4} T_{4 \times 4} = \begin{bmatrix} r_{11} & r_{12} & r_{13} & r_{14} \\ r_{21} & r_{22} & r_{23} & r_{24} \end{bmatrix} \quad (4.11c)$$

La solution de cette matrice est comme suit :

$$\det \begin{vmatrix} r_{11}(\lambda) & r_{13}(\lambda) \\ r_{21}(\lambda) & r_{23}(\lambda) \end{vmatrix} = 0 \quad (4.12)$$

# **Chapitre V:**

**EVALUATION LA REPONSE**

**DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT**

**SAINES ET ALTEREES**

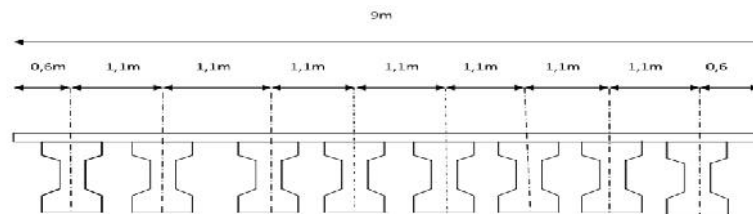
# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

## 5.1 Introduction

Dans cette étude nous avons analysé le comportement vibratoire d'un tablier du pont sous l'effet d'une source mobile dans le code de calcul SAP 2000 .Trois types de structures pont ont été considérés la première ayant une portée de 20 m, pour la seconde nous avons augmenté de 06 m cette portée (26 m) et similairement pour la dernière portée (32 m). Une seule position de la charge mobile nous avons considéré un chargement centré. Les structures ont été considérées saines et altérées. Les réponses dynamiques ont été déterminées et confrontés fonction des vitesses retenus et des portées considères. Notre travail a été focalisé sur le facteur d'amplification dynamique et son évolution en fonction ces deux paramètres.

La dalle a une largeur droite de 9m et une épaisseur de 0,20 cm. la chaussée est constituée de deux voies de circulation dont la largeur de chacune est de 3 m.

Les appuis sont composés de deux culées.



**Figure 5.1 :** Coupe transversal du pont.

Nous avons retenu pour cette étude le cheminement BC (correspond approximativement à une des voies de circulation) dans l'optique de caractériser les paramètres dynamiques Pour les essais dynamique, et ce pour différentes vitesses. Il est à noter que la chaussée du pont est en assez bon état ce qui nous permet de modéliser assez bien le profil de la chaussée.

## 5.2. Caractéristique général du pont altéré :

On a considéré le même modèle du pont poutres sain, et nous avons introduit des altérations au niveau de la structure qui représentent des fissures qui seront localisées aux milieux des poutres.

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

## 5.3 Analyse de la structure pont sous charge mobile

- Type de chargement : Bc

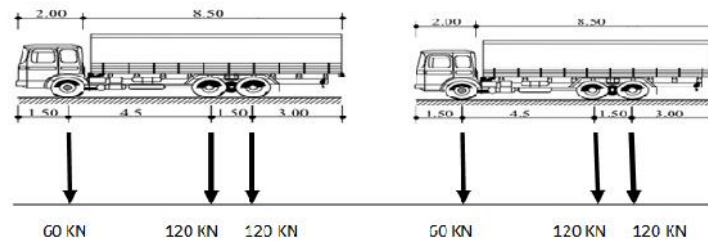


Figure 5.2 : chargement Bc.

### 5.3.1 Analyse de la réponse dynamique de la structure pont saine

La structure réelle a été modélisée sous SAP 2000.

#### 5.3.1.1 Analyse de la réponse dynamique de la structure saine en fonction des vitesses

On analyse la structure pont sous l'effet d'un chargement réglementaire régi par fascicule 66 type de charge BC. on a retenus pour cette structure de portée 32m et les vitesses suivantes : 10m/s ,30m/s et 60m/s .Les résultats sont montrés sur la figure5.3.

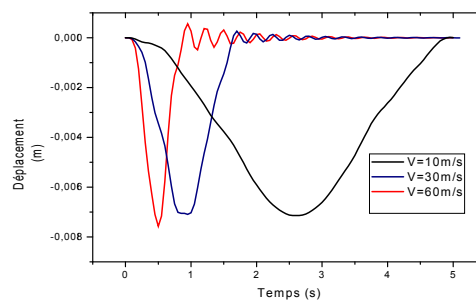
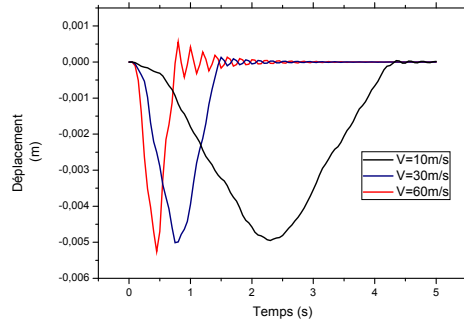


Figure 5.3:L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse L=32m.

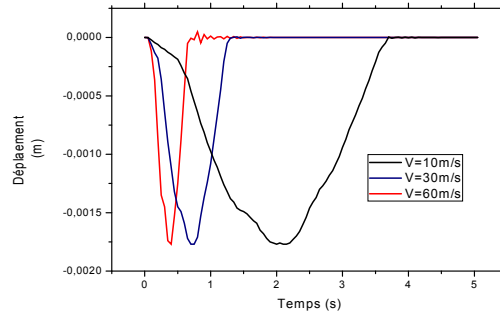
Nous avons figés le premier paramètre (vitesse) et nous avons considérés deux portées L=20m et L=26m.

Les figures (4.4 et 4.5) montrent une diminution de la réponse dynamique fonction des vitesses par rapport de la structure pont de portée 32m.

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.



**Figure 5.4 :** L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse L=26m.

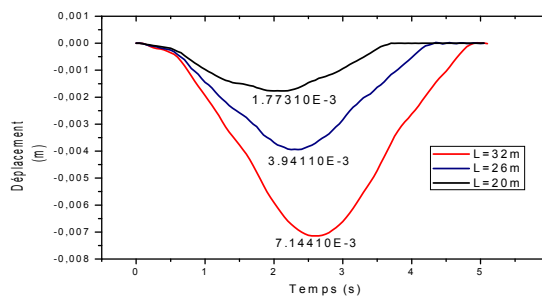


**Figure 5.5 :** L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse L=20m.

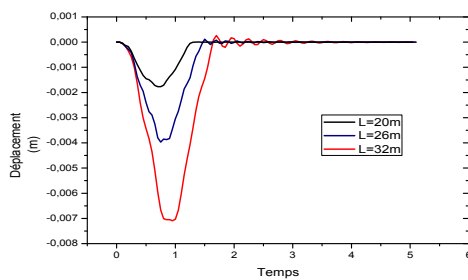
Concernant la portée de 20m, on note que la réponse dynamique de la structure pont et pratiquement similaire pour les vitesses considérés.

### 5.3.1.2 Analyse de la réponse dynamique de la structure saine en fonction des portées :

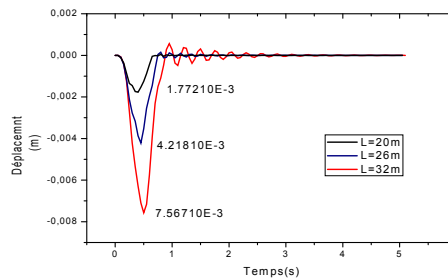
La réponse des structure présentées ci-dessous ont été analysé pour mettre en évidence l'effet de la longueur sous une vitesse donnée .L'analyse a été mené pour les trois vitesses précisés.



**Figure 5.6 :** L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur V=10m /s.



**Figure 5.7 :** L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur V=30m /s.



**Figure 5.8 :** L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur V=60m /s.

## CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

Les résultats obtenus dans les figures (5.6, 5.7 et 5.8) montrés une évolution de la réponse dynamique en fonction de l'évolution de la portée.

- **Récapitulation des Rapports pour le chargement BC centré du pont a poutre :**

On récapitule les rapports des réponses dynamiques des différentes portées sous forme de tableau :

$$R1 = \frac{L_{26 \max}}{L_{20 \max}}, \quad R2 = \frac{L_{32 \max}}{L_{26 \max}}, \quad R3 = \frac{L_{32 \max}}{L_{20 \max}}$$

|    | V=10 m/s | V=30 m/s | V=60 m/s |
|----|----------|----------|----------|
| R1 | 2.22     | 2.247    | 2.38     |
| R2 | 1.81     | 1.786    | 1.79     |
| R3 | 4.02     | 4.014    | 4.27     |

**Tableau 5.1** : Les rapports de la réponse dynamique en fonction de la vitesse de la structure saine .

Nous constatons pour le rapport des réponses dynamique  $R_1$  la réponse dynamique a doublé et augmenté avec l'augmentation de la vitesse.

On ce qui concerne le rapport  $R_2$  nous distinguons une augmentation de 80% de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur et l'augmentation de la vitesse n'a pas effet d significatif sur le rapport  $R_2$ .

Tond dis que l'effet le plus important nous le signalons dans le cas  $R_3$  l'évolution de la réponse 4 fois pour les différentes vitesses.

### 5.3.1.3 Analyse du facteur d'amplification dynamique :

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique :**

$$FAD = \frac{U_{dyn}}{U_{st}} \tag{5.1}$$

#### Calcul du déplacement statique $U_{st}$ :

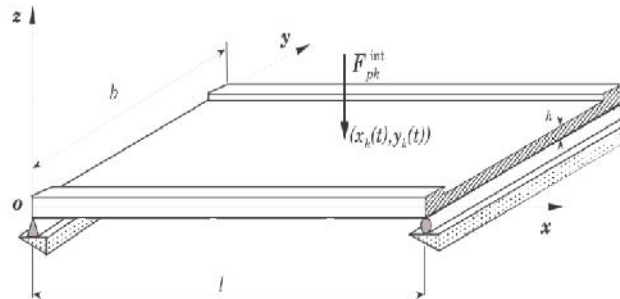
Pour l'évaluation du facteur d'amplification dynamique le déplacement statique de la structure pont doit être évalué au niveau du tableau (5.1) en fonction de la portée.

Nous avons idéalisé la structure pont en tant qu'élément plaque orthotrope en utilisant la rigidité proposé par ZHU[19].

Cette structure (plaque orthotrope ) a été analysé sous environnement SAP 2000, les valeurs des déplacements statiques sont évalués en conséquence .Pour des raisons de

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

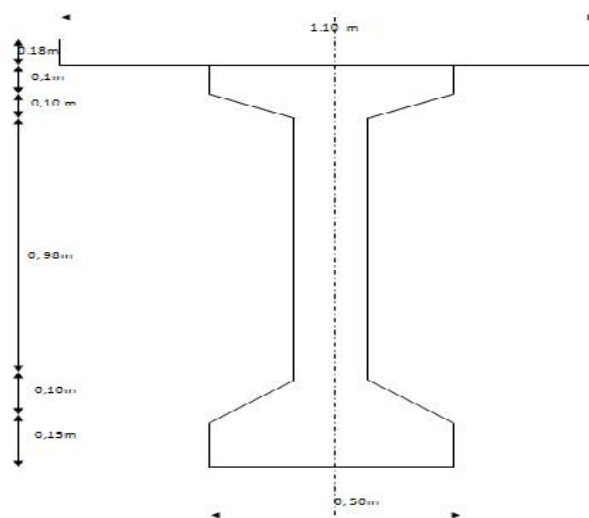
simplification , nous avons utilisé la poutre figure (5.11) ayant la même caractéristique que la poutre (figure :5.10)



**Figure 5. 9 :** Une plaque soumise à chargement verticale.

**Modélisation de la plaque :**

**Pré dimensionnement :**



**Figure 5.10:** poutre réelle



# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.



**Figure 5.11** : poutre simplifiée.

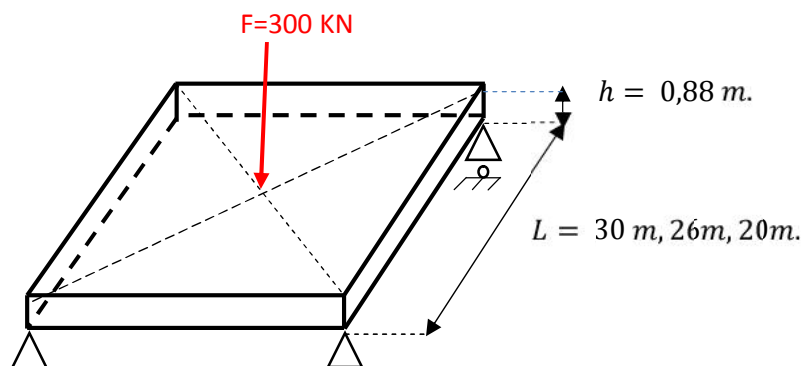
$$I = I_1 + I_2 + I_3 \quad (5.2)$$

$$I = 0,06519 \text{ m}^4$$

$$Dx = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{EI}{b_{entraxe}} \quad (5.3)$$

$$h^3 = \frac{EI12(1-\nu^2)}{Eb_{entraxe}} \quad (5.4)$$

$$h = 0,88 \text{ m}$$



**Figure 5.12** : modélisation du pont par une plaque orthotrope appuyé sur deux cotés et libre sur les deux cotés.

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

La charge résultante concentrée ( $F=300\text{KN}$ ) évalué a partir du faiscule 66,est appliquer au milieu de la plaque pour trouver le déplacement statique  $U_{st}$ .

| Les différents longueurs | Les déplacements statiques     |
|--------------------------|--------------------------------|
| L=32m                    | $U_{st} = 0,00526 \text{ m.}$  |
| L=26m                    | $U_{st} = 0,002825 \text{ m.}$ |
| L=20m                    | $U_{st} = 0,001286 \text{ m.}$ |

Tableau 5.2 : déplacement statique en fonction des longueurs.

Le facteur d'amplification dynamique est évalué en fonction de la portée de l'ouvrage, de la charge morte, de la surcharge et la vitesse de la source mobile. On s'est proposé de l'étudier en fonction de la vitesse et de la portée.

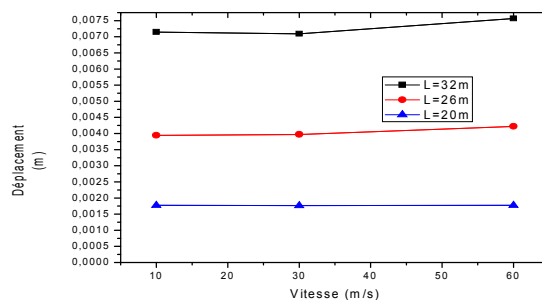


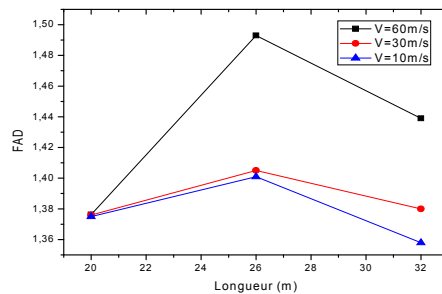
Figure 5.13 : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse et l'effet de la longueur.

La figure 5.13 synthétise les résultats obtenus précédemment et montre une évolution monotone de la réponse dynamique. Pour les structures des portées  $L=32\text{m}$  et  $L=26\text{m}$  par contre la structure de la portée  $L=20\text{m}$  montre une légère diminution pour la vitesse  $30\text{m/s}$ .

Nous notons que le facteur d'amplification dynamique est évalué en fonction de l'évaluation de la portée de la structure (figure 5.13).

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

Concernant l'analyse du FAD en fonction de la portée de la structure



**Figure 5.14** : Diagramme des FAD en fonction de la vitesse.

On remarque que la vitesse de 60m/s .Donne un facteur d'amplification dynamique important.

Pour la structure de portée 26m on observe un du FAD , pour la même vitesse et pour une portée de 32m

Les portées 20 m et 26m ont un FAD pratiquement identique pour les vitesses 10m/s et 30m/s.

L'analyse du facteur d'amplification dynamique permet de constater que le facteur d'amplification croit avec l'évolution de la vitesse et présente une variation bilinéaire en fonction de la portée .

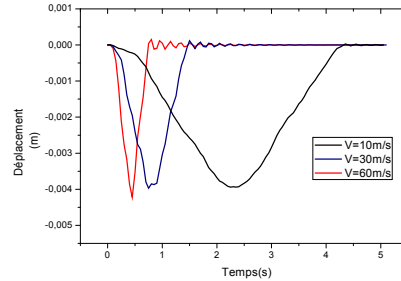
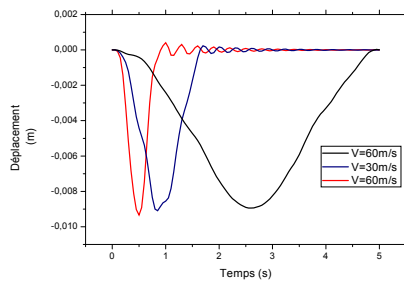
On constate une plage de variation croissante et à partir de la portée 26m une diminution du FAD .

### 5.3.2 Analyse de la réponse dynamique de la structure pont altérée :

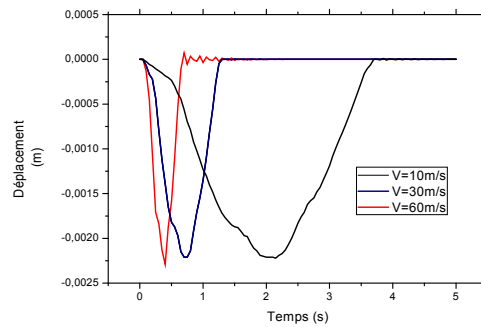
La structure pont réelle idéalisé sous SAP 2000 en considérant l'altération au milieu du pont et en considérant qu'elle est représentatif sur le 1/3 de la portée.

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

## 5.3.2.1 Analyse de la réponse dynamique de la structure altérée en fonction de la vitesse:



**Figure 5.15:** L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse L=32m. **Figure 5.16 :** L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse L=26m.



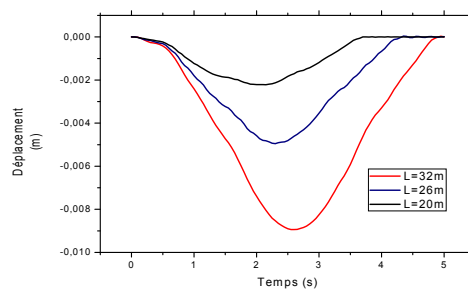
**Figure 5.17:** L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse L=20m.

Nous avons affecté le premier paramètre (vitesse) et nous avons considéré les trois portées.

Pour la portée de 32 m la réponse dynamique présenté une variation assez faible.

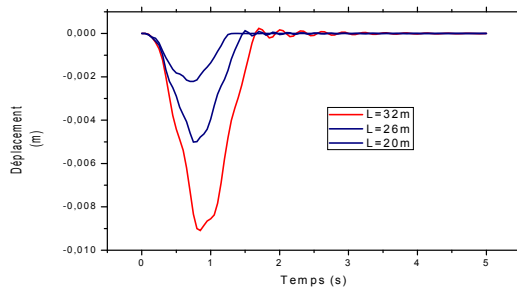
Les figures 5.15 et 5.16 montrent un accroissement de la réponse dynamique en fonction des vitesses pour les portées de 20 m et 26m.

## 5.3.2.2 Analyse de la réponse dynamique de la structure saine en fonction des portées :

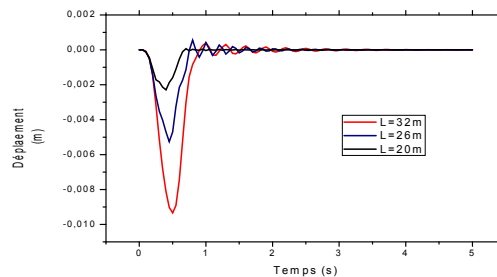


**Figure 5.19 :** L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur 10m/s.

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.



**Figure 5.20 :** L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur V=30m/s.



**Figure 5.21 :** L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la longueur V=60m/s.

Les résultats obtenus dans les figures 5.19, 5.20 et 5.21 montrés une évolution de la réponse dynamique en fonction de l'évolution de la portée.

- **Récapitulation des Rapports pour le chargement BC centré du pont a poutre :**

On récapitule les rapports des réponses dynamiques des différentes portées sous forme de tableau :

$$R1 = \frac{L_{26 \max}}{L_{20 \max}}, R2 = \frac{L_{32 \max}}{L_{26 \max}}, R3 = \frac{L_{32 \max}}{L_{20 \max}}$$

|    | V=10 m/s | V=30 m/s | V=60 m/s |
|----|----------|----------|----------|
| R1 | 2.2283   | 2.26     | 2.41     |
| R2 | 1.8      | 1.8146   | 1.69     |
| R3 | 4.027    | 4.1      | 4.08     |

**Tableau 5.3 :** Les rapports de la réponse dynamique en fonction de la vitesse de la structure pont altérées.

On note pour le premier rapport une augmentation de la réponse dynamique de 8% pour les vitesses 10m/s et 60m/s.

Concernant le deuxième rapport une diminution de 7% pour les vitesses 10m/s et 60m/s.

Pour le troisième rapport la variation est pratiquement constante 1%.

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

## 5.3.2.3 Analyse du facteur d'amplification dynamique :

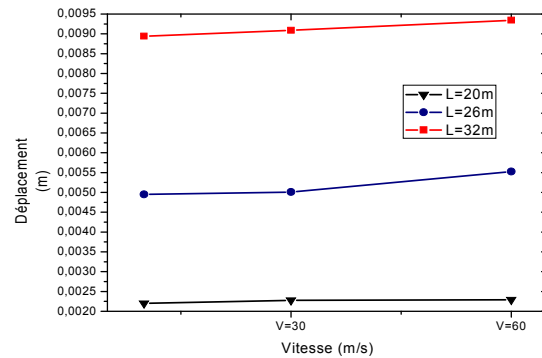


Figure 5.22 : L'amplification de la réponse dynamique sous l'effet de la vitesse et l'effet de la longueur.

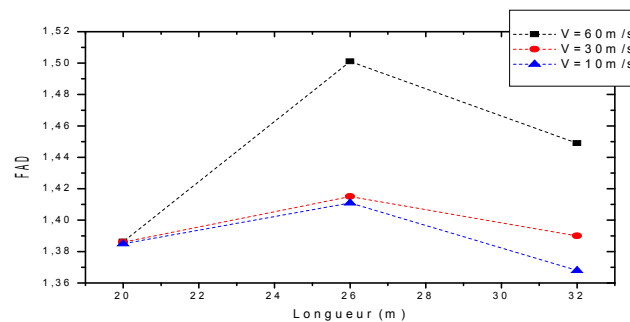


Figure 5.23 : Diagramme des FAD en fonction de la vitesse.

Nous constatons une relation contradictoire entre l'augmentation de FAD avec l'augmentation de la longueur  $L=20m$ . Pour les vitesses 10m/s et 30m/s. Ainsi que pour la longueur 26m et 32m.

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

## 5.3.3 Comparaison entre la structure pont saine et altérée :

L'objectif de notre étude et d'analysé la réponse d'une structure altérée vis-à-vis d'une structure saine.

### 5.3.3.1 Analyse de la réponse dynamique de la structure saine et altérée en fonction des portées :

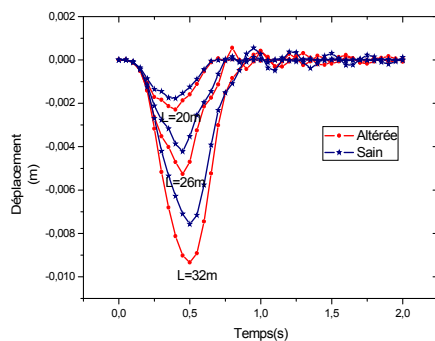


Figure 5.24 : Comparaison entre les différentes longueurs

de  $V=60$  m/s .

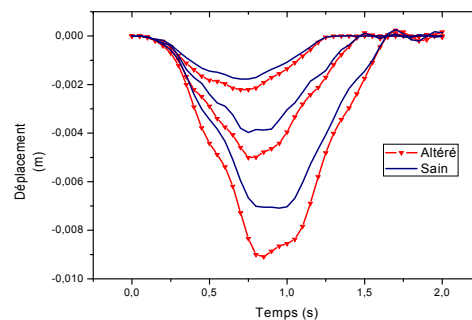


Figure 5.25 : Comparaison entre les différentes longueurs

de  $V=30$  m/s.

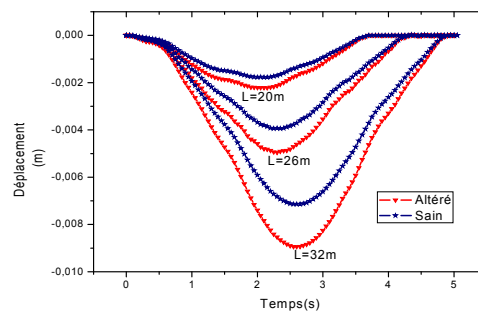


Figure 5.26 : Comparaison entre les différentes longueurs de  $V=10$  m/s.

Les figure 5.24, 5.25 et 5.26 montrent la comparaison entre es différentes longueur avec une vitesse constante. On constate que la longueur et la fissuration sont des paramètres très significatif et influant sur la réponse dynamique de la structure pont.

### 5.3.3.2 Analyse la comparaison du facteur d'amplification dynamique de la structure pont saine et altérée :

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

Les résultats comparatif du FAD pour les différentes vitesses permettent de mettre en évidence un rapprochement des valeurs du FAD sain et altéré en fonction de l'évaluation de la portée .

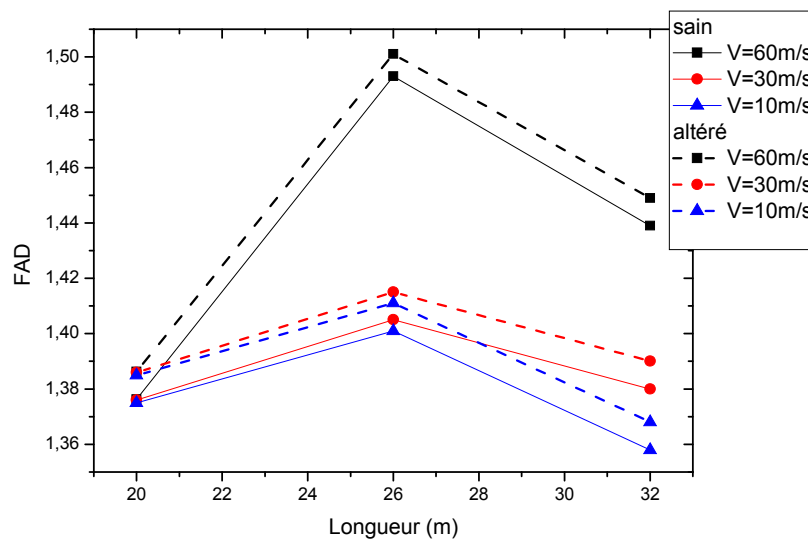


Figure 5.27 : Comparaison des diagrammes des FAD en fonction de la vitesse.

## 5.4 Conclusion

Dans le but d'étudier le déplacement vertical du pont et la variation du facteur d'amplification dynamique lors de passage du véhicule sur un pont sain et un pont altéré ,nous avons fourni une étude paramétrique portant sur l'influence de certaines caractéristiques du véhicule et du pont tel que la vitesse du véhicule et la longueur du pont et aussi la fissuration sur le pont .

Nous constatons que la réponse du tablier du pont fissuré est plus importante que celle pont sain , et nous constatons aussi que la vitesse du véhicule et la longueur du pont ont une influence sur la variation du facteur d'amplification dynamique.

## 5.5 Méthode des éléments finis

### 5.5.1 Introduction

Nous étudions le comportement dynamique de poutre par l'approche analytique et éléments finis, Le pont a été modélisé par le modèle de poutre d'Euler-Bernoulli, et le véhicule représenté par force qui se déplace à une vitesse variante.



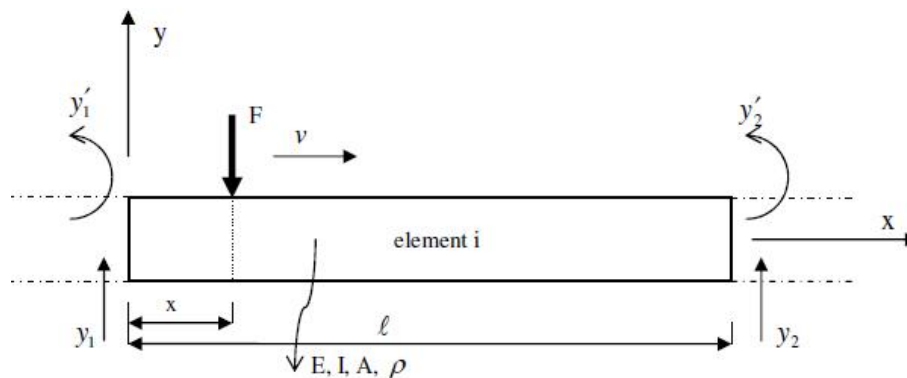
## CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

Nous considérons trois travées du pont pris comme exemple dans notre étude , comme une poutre simplement appuis avec les caractéristiques suivant : la longueur  $L_1=20\text{m}$ ,  $L_2=26\text{ m}$   $L_3=32\text{m}$  ,la section transversale uniforme  $A=0.9\text{m} \times 0.8\text{m}$ , le module d'élasticité béton  $E=32 \times 10^6 \text{ KN/m}^2$ , masse volumique  $\rho =2.5 \text{ KN/m}^3$  et la force utilisée  $F=300\text{KN}$ .

### 5.5.2. Application de la méthode des éléments finis :

#### 5.5.2.1. L'élément poutre horizontal :

La figure 5.28 montre un élément poutre horizontal avec une section transversale uniforme. La théorie de poutre d'Euler-Bernoulli est utilisée pour constituer les matrices d'éléments finis. L'axe longitudinal de l'élément se trouve le long de l'axe (x) l'élément a un moment d'inertie constant  $I$ , le module d'élasticité  $E$ , la masse volumique  $\rho$  et la longueur  $l$ . Deux degrés de la liberté par nœud sont considérés , la translation le long de l'axe y ( $y_1, y_2$ ) et la rotation autour de l'axe z ( $z_1, z_2$ ) sont considérées. La poutre est modélisée avec 10 éléments.



**Figure 5.28** : Élément poutre d'EULER BERNOULLI.

L'énergie potentielle d'un élément simple est :

$$S.E = \int_0^l \frac{EI}{2} \left( \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right)^2 dx \quad (5.5)$$

Énergie cinétique d'un élément simple :

$$K.E = \int_0^l \frac{\rho A}{2} \left( \frac{\partial y}{\partial t} \right)^2 dx \quad (5.6)$$

Une fonction cubique,  $y(x, t)$ , est assumée pour les déplacements transversaux est :

$$y(x, t) = \alpha_0(t) + \alpha_1(t)x + \alpha_2(t)x^2 + \alpha_3(t)x^3 \quad (5.7)$$

## CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

Où  $\alpha_0(t), \alpha_1(t), \alpha_2(t), \alpha_3(t)$  sont obtenus en appliquant les conditions d'appuis aux nœuds correspondants, ainsi la fonction de forme Eqs.(5.4) - (5.7) sont représentés (Rao, 1995) :

$$N_1(x) = 1 - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{l}\right)^3 \quad (5.8)$$

$$N_2(x) = x - 2l\left(\frac{x}{l}\right)^2 + l\left(\frac{x}{l}\right)^3 \quad (5.9)$$

$$N_3(x) = 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{l}\right)^3 \quad (5.10)$$

$$N_4(x) = -l\left(\frac{x}{l}\right)^2 + l\left(\frac{x}{l}\right)^3$$

(5.11)

A  $x=0$                        $y_1 = a_0$      $\dot{y}_1 = a_1$

A  $x=l$                        $y_2 = a_0 + a_1l + a_2l^2 + a_3l^3$                        $\dot{y}_2 = a_1 + 2a_2l + 3a_3l^2$

$$= \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & l & l^2 & l^3 \\ 0 & 1 & 2l & 3l^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix}$$

$$\{y\} = [C]\{a\} \quad (5.12)$$

$$\{a\} = [C]^{-1}\{Y\} \quad (5.13)$$

$$y = [X]\{a\} = [1 \quad x \quad x^2 \quad x^3] \begin{bmatrix} a_0 \\ a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{bmatrix} = [X][C]^{-1}\{Y\} \quad (5.14)$$

$$\frac{\partial y}{\partial t} = [X][C]^{-1}\{\dot{y}\} \quad \text{et} \quad \left(\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}\right) = \{\partial y / \partial t\}^T \{\partial y / \partial t\} \quad (5.15)$$

## CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

$$K.E = \frac{1}{2} \int_0^l \rho A \{\dot{y}\}^T [C]^{-T} \begin{bmatrix} 1 \\ x \\ x^2 \\ x^3 \end{bmatrix} [1 \ x \ x^2 \ x^3] [C]^{-1} \{\dot{y}\} dx \quad (5.16)$$

D'après l'équation (5.12) nous trouvons la matrice de masse :

$$M = \frac{\rho A l}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22l & 54 & -13l \\ 22l & 4l^2 & 13l & -3l^2 \\ 54 & 13l & 156 & -22l \\ -13l & -3l^2 & -22l & 4l^2 \end{bmatrix} \quad (5.17)$$

$$S.E = \frac{1}{2} \int_0^l EI \left\{ \frac{\delta^2 y}{\delta x^2} \right\}^2 dx \quad (5.18)$$

De l'équation (5.14)

$$\frac{\delta^2 y}{\delta x^2} = [0 \ 0 \ 2 \ 6x] [C]^{-1} \{Y\} \quad (5.19)$$

$$S.E = \frac{1}{2} \int_0^l EI [y]^T [C]^{-T} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 2 \\ 6x \end{bmatrix} [0 \ 0 \ 2 \ 6x] [C]^{-1} \{Y\} \quad (5.20)$$

Et de l'équation (5.15) nous trouvons la matrice de rigidité comme suite :

$$K = \frac{EI}{l^3} \begin{bmatrix} 12 & 6l & -12 & 6l \\ 6l & 4l^2 & -6l & 2l^2 \\ -12 & -6l & 12 & -6l \\ 6l & 2l^2 & -6l & 4l^2 \end{bmatrix} \quad (5.21)$$

Les matrices globales de la masse et de rigidité de la structure, [M] et [K], sont constituées en construisant la matrice globale constituée des matrices élémentaires des dix (10) éléments. Ceci est réalisé dans un environnement MATLAB.

## CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

### 5.5.2.2. Vibration libre avec amortissement :

Les vibrations libres avec amortissement sont régies par l'équation :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = 0 \quad (5.22)$$

La matrice d'amortissement  $[C]$  peut être déterminée par combinaison linéaire de  $[M]$  et de  $[K]$

$$[C] = a_0 \cdot [M] + a_1 \cdot [K] \quad (5.23)$$

Où  $a_0$  et  $a_1$  sont des coefficients d'amortissement de Rayleigh.

Dans le repère modale l'équation est donnée par :

$$\omega^2 \cdot u + (\alpha_0 + \alpha_1 \cdot \omega^2) \dot{u} + \ddot{u} = 0 \quad (5.24)$$

Où  $a_0$  et  $a_1$  sont des coefficients d'amortissement de Rayleigh.

Dans le repère modale l'équation est donnée par :

$$\omega^2 \cdot u + (\alpha_0 + \alpha_1 \cdot \omega^2) \dot{u} + \ddot{u} = 0 \quad (5.25)$$

Où  $\alpha_0, \alpha_1$  peuvent être liées à l'amortissement :

$$\zeta = \frac{\alpha_0 + \alpha_1 \cdot \omega^2}{2\omega} \quad (5.26)$$

Les coefficients  $\alpha_0, \alpha_1$  peuvent être évalués en connaissant deux coefficients d'amortissement  $\zeta_m < n$  correspondant aux fréquences  $\omega_m, \omega_n$  :

$$\begin{Bmatrix} \alpha_0 \\ \alpha_1 \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_m \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\zeta_m \\ -1 & 1 \\ \zeta_n & \zeta_m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \zeta_m \\ \zeta_n \end{Bmatrix} \quad (5.27)$$

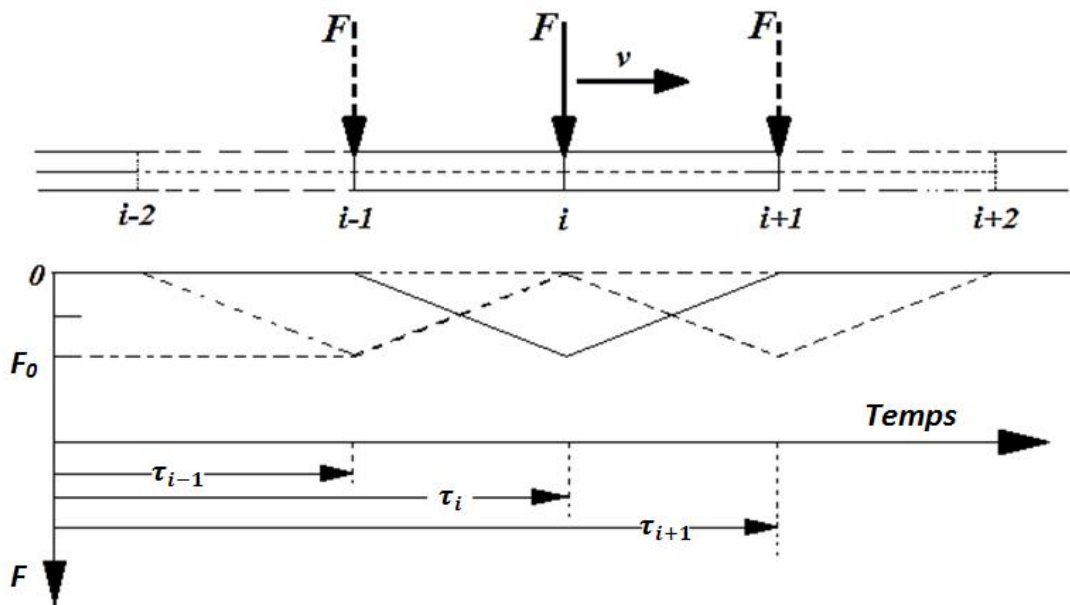
En pratique, il est recommandé que  $\omega_m$  soit la plus basse fréquence (fondamentale) de la structure pont et  $\omega_n$  soit la fréquence la plus haute participant à la réponse dynamique en général à cause de la forme parabolique de la courbe.

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

## 5.5.2.3. Charge mobile :

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = F(x, t) \quad (5.28)$$

L'application de la force sur la structure est donnée par la figure :



**Figure 5.29** :Parcours de la force mobile sur la structure.

Le temps de passage de force mobile est défini comme suit :

$$\tau_i = x_i / v \quad (5.29)$$

Où  $x_i$  la distance parcourue par la force et  $v$  la vitesse de la force est constante.

La force nodale est définie par :

$$F_i = 0 \text{ pour } t \notin [\tau_{i-1}, \tau_{i+1}] \quad (5.30)$$

$$F_i \neq 0 \text{ pour } \tau_{i-1} \leq t \leq \tau_{i+1} \quad (5.31)$$

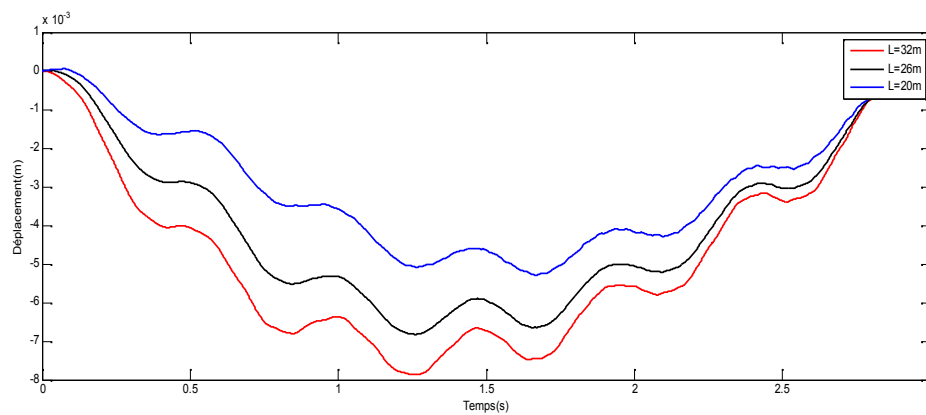
# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

Pour l'analyse de vibration forcé on utilise une méthode d'intégration implicite, appelé méthode d'intégration de Newmark est employée avec les paramètres d'intégration  $\beta = 1/4$  et  $\gamma = 1/2$ . on choisit le pas de temps  $\Delta t = T_{10} / 10$ , où  $T_{10}$  est la période du 10ème mode propre de la structure.

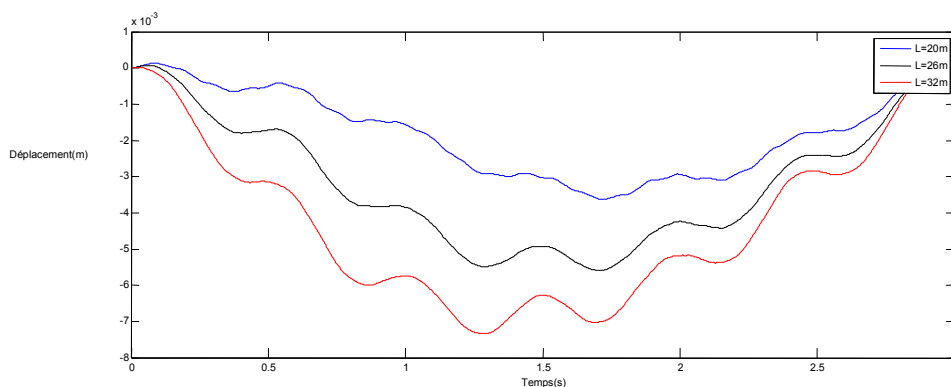
## 5.6. Les résultats obtenus par Matlab :

### 5.6.1 Analyse de la réponse dynamique de la structure saine en fonction des portées :

La réponse des structures présentées ci-dessous ont été analysé pour mettre en évidence l'effet de la longueur sous une vitesse donné .L'analyse a été mené pour les trois vitesses précisés .

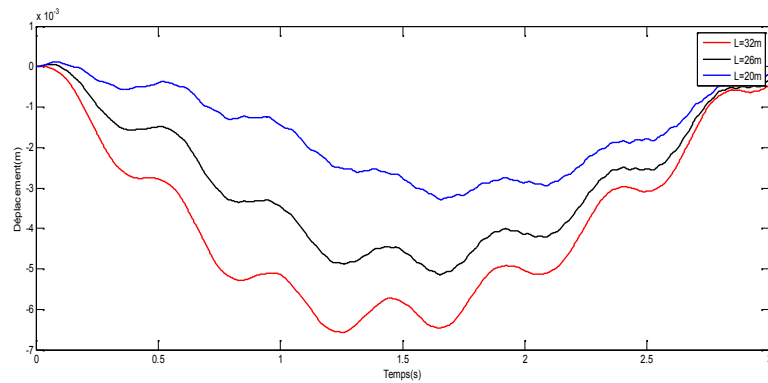


**Figure 5. 30** :L'amplification de la réponse dynamique en fonction de l'évolution de la longueur avec une vitesse  $V=60\text{m/s}$ .



**Figure 5. 31** : L'amplification de la réponse dynamique en fonction de l'évolution de la longueur avec une vitesse  $V=30\text{m/s}$ .

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

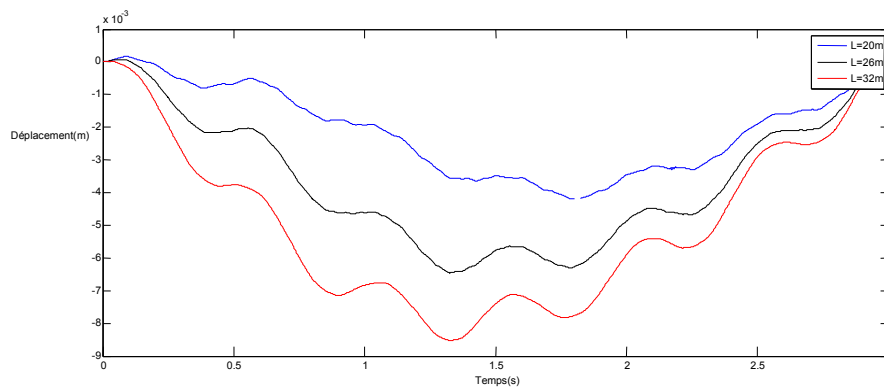


**Figure 5. 32** : l'évolution de la réponse en Fonction de l'évolution de la longueur avec une vitesse  $V=10\text{m/s}$ .

Les figures 5.30, 5.32 et 5.32 montrent une évolution de la réponse dynamique en fonction de l'évolution de la portée.

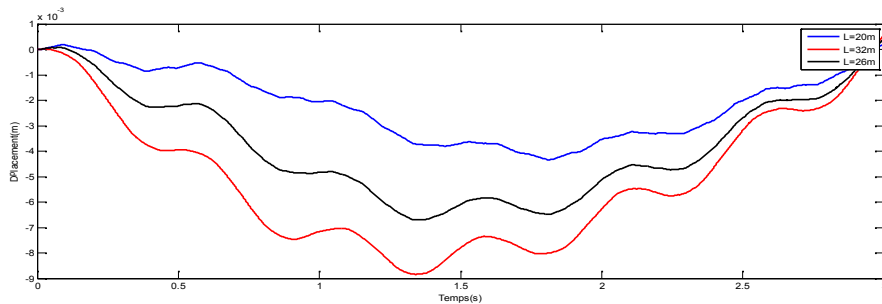
## 5.6.2 Analyse de la réponse dynamique de la structure altérée en fonction des portées :

Pour la structure altérée, nous avons considéré la même théorie, la matrice de rigidité est évalué en fonction de la proposition de ZHU [19].

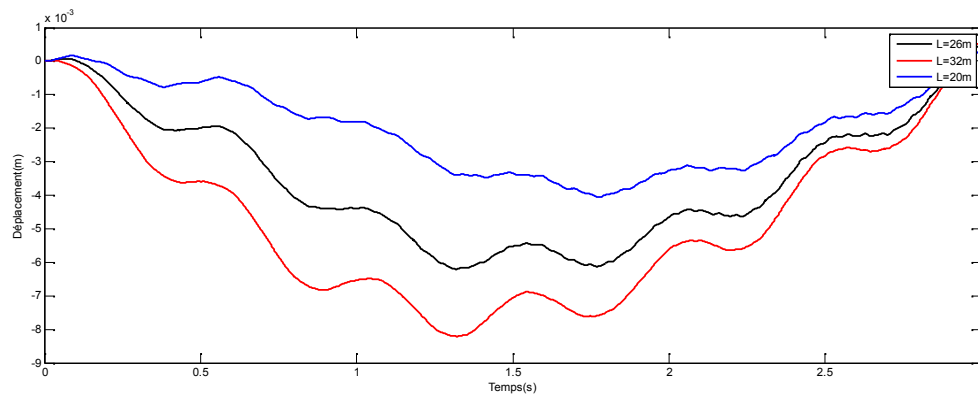


**Figure 5. 33** : L'amplification de la réponse dynamique en fonction de l'évolution de la longueur avec une vitesse  $V=60\text{m/s}$ .

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.



**Figure 5. 34 :** L'amplification de la réponse dynamique en fonction de l'évolution de la longueur avec une vitesse  $V=30\text{m/s}$ .



**Figure 5. 35 :** L'amplification de la réponse dynamique en fonction de l'évolution de la longueur avec une vitesse  $V=60\text{m/s}$ .

Les figures 5.33, 5.34 et 5.35 montrent une évolution de la réponse dynamique en fonction de l'évolution de la portée.

## 5.7 Comparaison entre les réponses dynamiques par SAP 2000 et par MATLAB :

Nous avons réalisé le passage de modèle réel (3D) vers le modèle unidimensionnelle (poutre d'EULER) en évaluant les rigidité de passages des deux méthodes :

### 5.7.1 Comparaison entre les réponses dynamiques de la structure saine en fonction des portées :

Les figures montrent la comparaison entre la méthode analytique basée sur les éléments finis pour les vitesses 60m/s ,30m/s et 10m/s .Les résultats notifiant la réponse dynamique de la structure fonction du temps.



# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

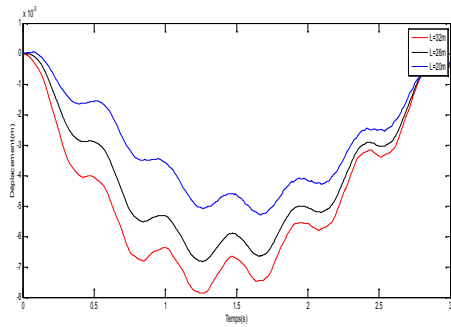


Figure a

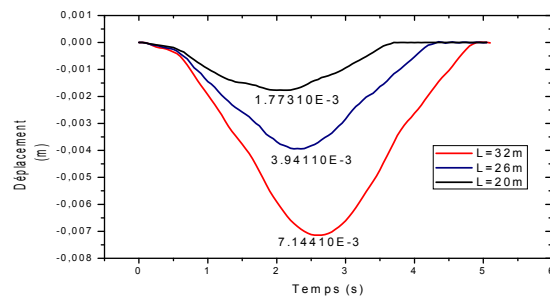


Figure b

**Figure 5.36** : Comparaison entre les résultats établies par Matlab(figure a)et sap 2000(figure b) en fonction de l'évolution de la portée pour une vitesse 60m/s.

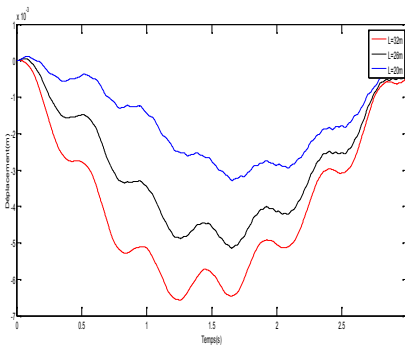


Figure a

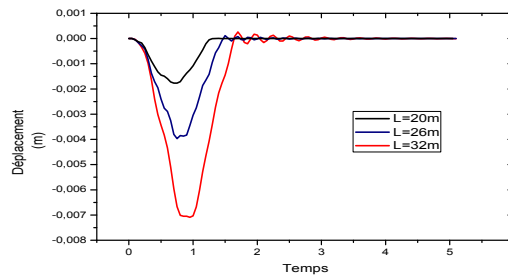


Figure b

**Figure 5.37** : Comparaison entre les résultats établies par Matlab(figure a)et sap 2000(figure b) en fonction de l'évolution de la portée pour une vitesse 30m/s.

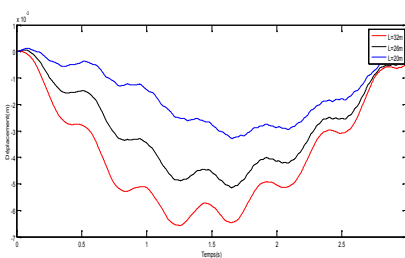


Figure a

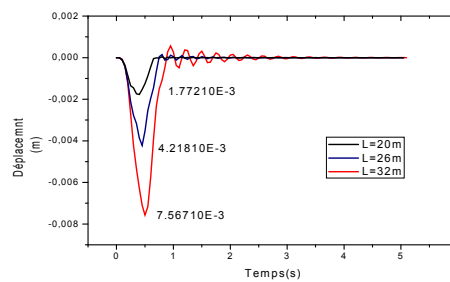


Figure b

**Figure 5.38** : Comparaison entre les résultats établies par Matlab(figure a)et sap 2000(figure b) en fonction de l'évolution de la portée pour une vitesse 10m/s.

Le code de calcul élément poutre « EULER » donne des résultats très satisfaisant comparés aux résultats du logiciel SAP 2000.

# CHAPITRE V: EVALUATION LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

## 5.7.2 Comparaison entre les réponses dynamiques de la structure altérée en fonction des portées :

Les figures montrent la comparaison entre la méthode analytique basée sur les éléments finis pour les vitesses 10m/s ,30m/s et 60m/s .Les résultats notifiant la réponse dynamique de la structure fonction du temps.

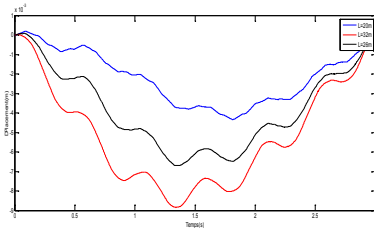


Figure a

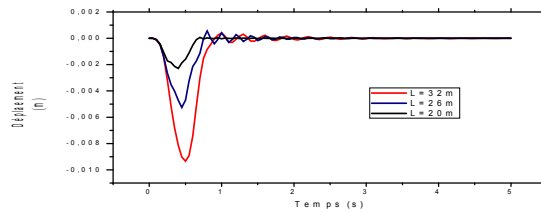


Figure b

Figure 5. 39 : Comparaison entre les résultats établies par Matlab(figure a)et sap 2000(figure b) en fonction de l'évolution de la portée pour une vitesse 60m/s.

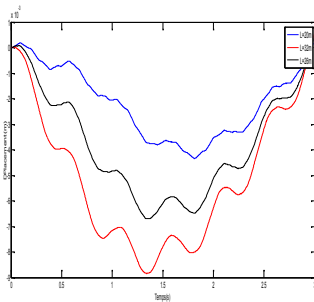


Figure a

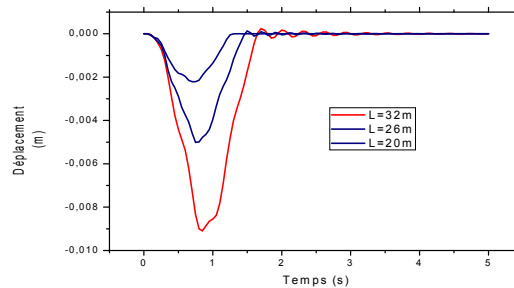


Figure b

Figure 5. 40 : Comparaison entre les résultats établies par Matlab(figure a)et sap 2000(figure b) en fonction de l'évolution de la portée pour une vitesse 30m/s.

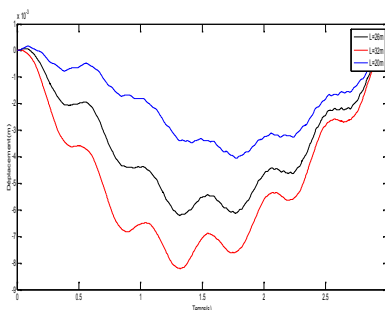


Figure a

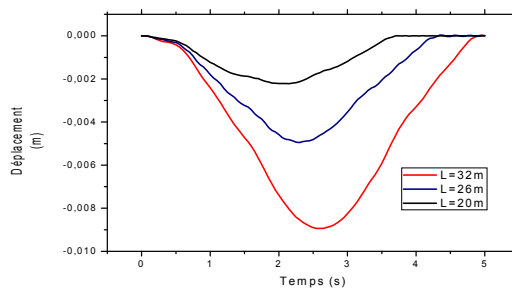


Figure b

Figure 5. 41 : Comparaison entre les résultats établies par Matlab(figure a)et sap 2000(figure b) en fonction de l'évolution de la portée pour une vitesse 10m/s.

## CHAPITRE V: EVALUATION LA REPOSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES PONT SAINES ET ALTÉRÉES.

---

Le code de calcul élément poutre « EULER » donne des résultats très satisfaisant comparés aux résultats du logiciel SAP 2000.

### **5.8 Conclusion :**

Les deux modèles « modèle poutre et modèle tridimensionnelle » analysés, Donnent des résultats assez comparable doit pour une structure pont saine ou une structure pont altérées.

### Conclusion Générale :

Ce travail présente une étude sur les effets dynamiques provoqué par le trafic routier dans le pont a poutre en béton armé.

Au cours de notre étude deux logiciels sont utilisés .Un de ces logiciel est le CSI bridge qui se basé sur la méthode des éléments finis et l'autre MATLAB (code de calcul) utilisé pour introduire un programme basé sur la méthode des éléments finis.

Nous avons étudié le comportement vibratoire des tabliers de pont en fonction de l'évolution de la portée et la vitesse de la charge mobile.

Les résultats obtenus et l'analyse de ces résultats, présentés dans cette thèse, nous dictent quelques lignes qui sont présentées à titre de conclusion de ce travail :

- ✓ On remarque que pour les structures pont saines une évolution croissante de la réponse avec l'augmentation des vitesses et des portées.
- ✓ On note que pour les différentes vitesses plus la portée augmente plus le facteur d'amplification diminue. Alors que pour une croissance des vitesses de la source mobile on constate une évolution du facteur d'amplification dynamique.
- ✓ Concernant la comparaison des structures saines vis-à-vis de structures altérées on remarque que les structures altérées donnent des réponses plus importantes.
- ✓ La longueur de l'altération amplifie aussi la réponse et avec l'augmentation de la vitesse elle amplifie aussi la vibration libre qui tends à croitre indéfiniment ce qui montre que la structure tends vers la ruine.

### **Perspectives**

- ✓ Analyse de la structure altérée sous l'influence d'une source mobile dotée d'une rigidité et d'un amortissement.
- ✓ Introduction du profil de la chaussée.
- ✓ Analyse de la structure en élément plaque orthotrope fissuré.
- ✓ Analyse de la propagation des fissures sous l'effet dynamique.
- ✓ Analyse de l'effet de l'excentrement.

## Les references:

[1] Paultre P, al , Bridge and dynamic amplification - a review of analytical and experimental findings. Sherbrooke 1992.

[2] BIGGS, J.M., H.S. and LOUW, J.M. 1957. The vibration of simple span highway bridges. ASCE Journal of the Structural Division, 83(2) : 1186-1232.

[3] LAFLAMME, M., FAFARD, M., MALLIKARJUNA, et BOUDJELAL,, M.T., 1995. Détermination du facteur d'amplification dynamique des ponts par une approche numérique et expérimentale. Contrat de recherche du MTQ, rapport GCS-95-04, DBp. de GCnie Civil, Université Laval, Québec.

[4] Société suisse des ingénieurs et des architectes, Actions sur les structures porteuses, Norme SIA 160, 1989.

[5] American Association of State Highway and Transportation Officials, LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO), 1st Edition, Washington D. C., 1994.

[6] Paultre P, Proulx J, Talbot M, Dynamic testing procedures for highway bridges using traffic loads, Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No 2, pp 362-376, Sherbrooke, 1995.

[7] Fryba L., Vibration of solids and structures under moving loads, Noordhoff, International Publishing, Groningen, The Netherlands, 1972

[8] Inglis, C.E., 1934. A Mathematical treatise on Railway Bridges. University Press, Cambridge.

[9] Henchi K., 1995, "Analyse dynamique des ponts par éléments finis sous les sollicitations des véhicules mobiles", thèse de Doctorat, Université de technologie de Compiègne.

[10] 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.

[11] T.G.Chondros, "The continuous crack flexibility method for crack identification", Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures, 2001, 24, pp. 643-650.

[12] J.A. Loya and L.R.J. Ferná'ndez-Sa'ez, "Natural frequencies for bending vibrations of Timoshenko cracked beams", Journal of Sound and Vibration, 2006, 290, pp. 640-653.

[13] H.F. Lam, C.T. Ng and M. Veidt, "Experimental characterization of multiple cracks in a cantilever beam utilizing transient vibration data following a probabilistic approach", Journal of Sound and Vibration, 2007, 305, pp. 34-49

[14] B. Faverjon and J. Sinou, "Identification of an open crack in a beam using an a posteriori error estimator of the frequency response functions with noisy measurements", European Journal of Mechanics A/Solids, 2009, 28, pp. 75-85.

[15] M. Kisa and J. Brandon, "The effects of closure of cracks on the dynamics of a cracked cantilever beam", Journal of Sound and Vibration, 2000, 238(1), pp. 1-18.

- [16] A.D. Dimarogonas, "Vibration of cracked structures: a state of the art review", *Engineering Fracture Mechanics*, 1996, 55, pp. 831-857.
- [17] T.GCHONDROS and A. DIMAROGONAS 1980 *Journal of Sound and Vibration* 69\ 531\_538 Identification of cracks in welded joints of complex structures.
- [18] T.GCHONDROS and A. DIMAROGONAS 1998 *Journal of Sound and Vibration* 215,17-34 A continuous cracked beam vibration theory.
- [19] X,Q,Zhu . S,S, Law , Dynamic behavior of damaged concrete bridge structures under moving vehicular loads, Civil and Structural Engineering Department , Hong Kong Polytechnic University
- [20] Thomas M., Nguyen H., Hamidi L., Massoud M. and Piaud J.B., Detection of rotor cracks by experimental modal analysis, *Transactions of the Canadian Society of Mechanical Engineering*, 1995 19(2): pp 155-174.
- [21]. Chondros, T.G., A.D. Dimarogonas, and J. Yao, A continuous cracked beam vibration theory. *Journal of Sound and Vibration*, 1998. 215(1): p. 17-34.
- [22] Henchi K,1995,Analyse dynamique des ponts par éléments finis sous la sollicitation des véhicules mobiles, Université de Compiègne, Compiègne, France ,243 pages .
- [23] R.Lassoued,M.Ouchenane,K.Ouchenane,2009,Comportement dynamique d'une structure pont sous l'influence de charge mobiles :force et masse .1sr International conference on sustainable built environment infrastructure in developing countries ENSET Oran (Algeria).
- [24] Khadri ,Comportement dynamique des ponts sous le passage d'un trafic.....
- [25] R.Lassoued ,M.Ouchenane,K.Ouchenane,2009,Réponse dynamique d'une plaque orthotrope sous charges mobiles . 1sr International conference on sustainable built environment infrastructure in developing countries ENSET Oran (Algeria).
- [26] F.T.K Au and M.F.Wang, "Sound radiation from forced vibration of rectangular orthotropic plates under moving loads", *Journal and sound vibration* ,281,(2005),1057-1075.
- [27] R.Lassoued and M.Guenfoud .2007, "On the free vibration of beams orthotropic plates". *International journal of applied mechanics*, vol 12, number 1, pp55-66.
- [28] Dhatt G, Touzot G; Une présentation de la méthode des éléments finis. Edition des Universités de Laval, Québec ,1896 .
- [29] H.P. Lin, S.C. Chang, J.D. Wu, "Beam vibrations with an arbitrary number of cracks," *Journal of Sound and Vibration* **258**, 987-999 (2002).
- [30] H.P. Lin, "Direct and inverse methods on free vibration analysis of simply supported beams with a crack," *Engineering Structures* **26**, 427-436 (2004).
- [32] Y. Narkis, "Identification of crack location in vibrating simply supported beams," *Journal of Sound and Vibration* **172**(4), 549-558 (1994).