

**République Algérienne Démocratique et Populaire**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI MOKHTAR ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR ANNABA



جامعة باجي مختار عنابة

Année : 2009/2010

**Faculté des Sciences de l'ingénieur  
Département de Génie Civil**

## **MEMOIRE**

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MAGISTER

# **THEME**

## **Influence de l'entretoisement sur le comportement dynamique des ponts mixtes multipoutres ferroviaires**

**Par**

**Mr. ABDELMEZIANE Nabil**

**Option : Mécanique des Structures**

**Soutenu le /07/2010 devant le Jury :**

HADIDANE Yasid	Président	M.C.	Univ. Annaba
DJOUNI Chawki	Rapporteur	M.C.	Univ. Annaba
HACENE CHAOUCH Abdelmadjid	Examineur	M.C.	Univ. Annaba
DJEGHABA KAMEL	Examineur	M.C.	Univ. Annaba
GOUASMIA Abdelhacine	Invité	M.C.	Univ. Annaba





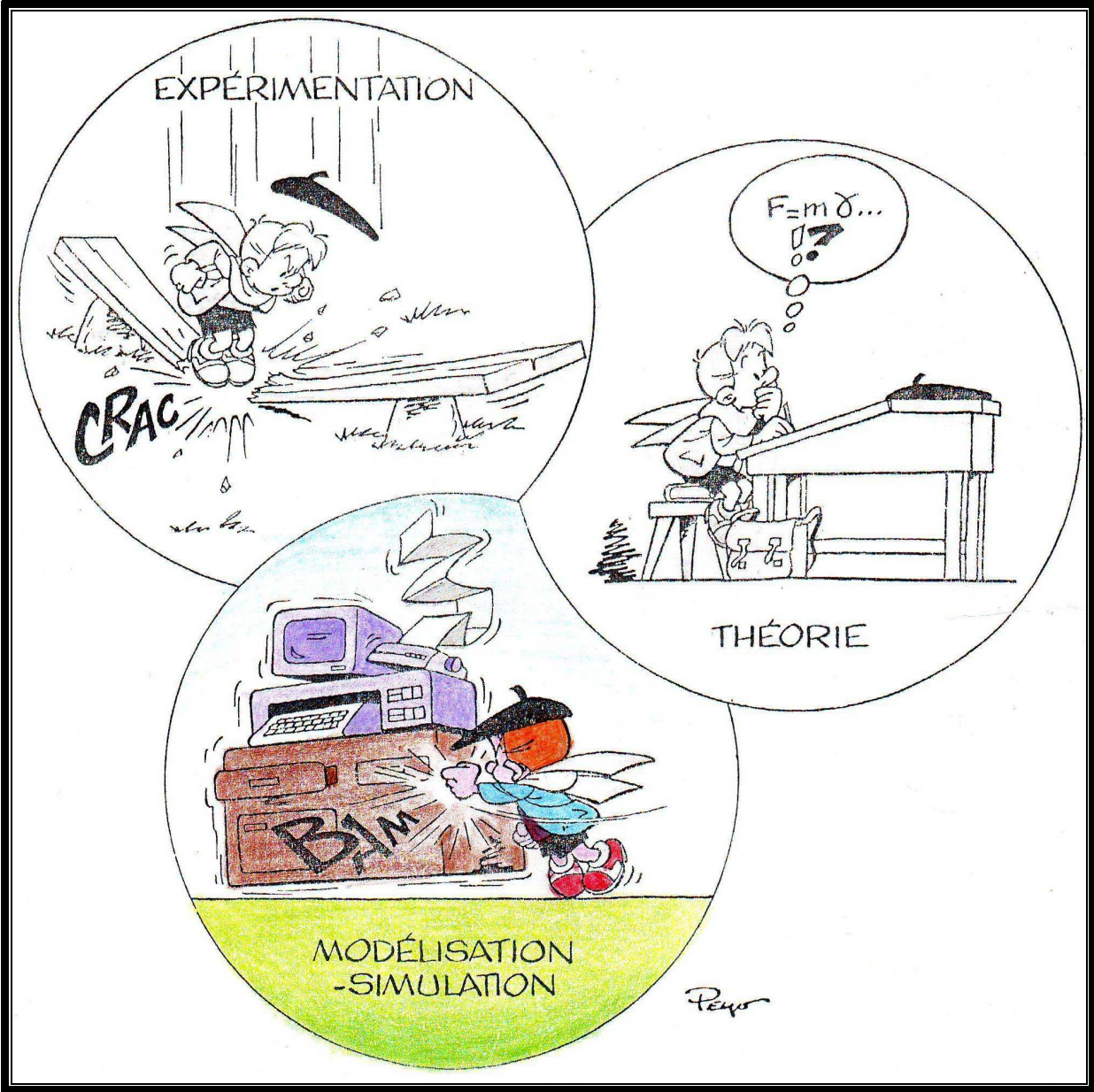
Université Badji Mokhtar Annaba  
Département Génie civil

إن أصبت فمن الله و إن أخطئت فمن الشيطان

**Influence de l'entretoisement sur le  
comportement dynamique des ponts mixtes  
multipoutres ferroviaires**

Par  
Mr. N. ABDELMEZIANE  
Option : Mécanique des structures

2009-2010



Avant-propos

## Avant-propos

De tous les matériaux de construction, l'acier possède les caractéristiques de résistance les plus élevées et les mieux adaptées à la construction des ponts ; de ce fait, il rend possible les plus audacieux ouvrages de grande portée.

Dans le domaine de la construction de ponts, on utilise volontiers des aciers de qualité supérieure, par exemple Fe 400/520 ou Fe 550/700. Des Fe 700/800 ont déjà été employés à plusieurs reprises pour des ouvrages de grande portée au Japon. Les ponts alliant l'acier et le béton sont constitués d'une charpente porteuse en acier (élément principal) et d'une dalle de roulement en béton. Qu'elle soit connectée ou non à la charpente métallique, la dalle de béton permet d'apporter la raideur nécessaire au pont pour le franchissement d'un véhicule circulant à grande vitesse.

Durant ces dernières décennies, les ponts mixtes soient à poutres, multipoutres ou à poutres caissons, sont devenus de plus en plus nombreux. Beaucoup de recherche a été conduits sur ce type de structure aux universités.

La flexion différentielle des poutres est reprise traditionnellement par un ou plusieurs entretoisements intermédiaires. Dans le cas des ponts mixtes, les poutres porteuses sont en acier et la dalle du tablier en béton. L'entretoisement intermédiaire est alors réalisé par la connexion d'une poutre en acier perpendiculaire aux poutres principales. Les dispositions constructives concernant cette connexion font appel à des opérations de soudage sur le chantier, souvent coûteuses.

Elles le sont d'autant plus sur des ponts multipoutres, comportant fréquemment quatre poutres, du fait de la répétitivité de la connexion. Le développement de la compétitivité de la solution mixte pour ce type de pont nécessite alors une amélioration substantielle de leur entretoisement intermédiaire. Bien évidemment, la première question qui se pose est la pertinence de cet entretoisement. En particulier les ouvrages multipoutres présentent une raideur transversale déjà importante grâce à la dalle et aux différentes poutres; l'entretoisement intermédiaire peut sembler dans ce cas comme redondant. Cependant leur rôle est mal connu ; leur position, leur inertie ainsi que leur nombre repose sur des principes empiriques et sur l'expérience de la profession. Il est donc primordial de qualifier leur véritable apport et de proposer des méthodes rationnelles pour optimiser leur position.

Dans cette optique, la simulation numérique par la Méthode des Eléments Finis, rendue possible par le développement de fortes puissances de calcul, est devenue un outil indispensable pour analyser le comportement structurel des ouvrages d'art.

Cependant, bien que de nombreuses simulations numériques ont été effectuées au cours des trente dernières années, aucune n'est vraiment parvenue à déterminer de façon convaincante le rôle de l'entretoisement intermédiaire.

Cette dispersion des résultats repose sur les difficultés de modéliser la géométrie, le comportement mécanique mais aussi les sollicitations d'un ouvrage d'art. L'utilisation de simplifications ou de réduction de la dimension du problème ne permet pas d'appréhender la dimension transversale de l'ouvrage.

Dans un premier temps, l'objectif de ce travail est de réaliser une modélisation prenant en compte l'intégralité des phénomènes physiques mettant en jeu l'entretoisement intermédiaire d'un pont de type quadripoutre. La prise en compte de l'aspect tridimensionnel du problème est alors indispensable afin de représenter exactement la position et le rôle transversal de l'entretoisement.

Le présent travail est décomposé en cinq chapitres :

Le premier est consacré de l'analyse bibliographique. Rappelant des principes et aspects généraux utilisés dans les différents éléments transversaux des ponts à poutres existants;

Dans le second chapitre, nous avons exposé les principales techniques numériques utilisées, le chargement et la description des lois du comportement de l'acier et du béton et leur interaction, en considérant une liaison parfaite entre le béton et l'acier;

Dans le troisième, quatrième et le cinquième chapitre nous présentons les résultats numériques obtenus avec différents cas de configurations, respectivement dans le cas d'une analyse statique, modale et dynamique. L'analyse des différents résultats permet de mettre en lumière le véritable rôle de l'entretoisement intermédiaire, et son influence.

**« Remerciement »**

*Ce travail de thèse a été réalisé au Département de Génie Civil d'Université de Annaba.*

*Désolé pour la longueur de ces remerciements, mais il arrive tellement souvent que ceux-ci soient la seule chose que l'on puisse comprendre dans une thèse, alors voilà :*

*Trois ans sur une problématique scientifique, ceci paraît long au départ... mais trop court à la fin. En voulant répondre à quelques questions scientifiques au départ, je me suis retrouvé à avoir quelques dizaines de questions scientifiques en attente de réponses à la fin. Des résultats, une interprétation, des discussions et surtout de nombreuses questions... j'ai bien quelques suggestions mais il va encore falloir travailler pour « tout comprendre ». Alors, merci la thèse...*

*Principalement mes remerciements à Monsieur Chawki DJOUINI, Directeur de la thèse, qui m'a accordée sa confiance et toujours, permettant que ce travail puisse se dérouler dans de très bonnes conditions.*

*Dans le cadre de ma thèse, j'ai eu l'opportunité et le plaisir d'effectuer des analyses, de travailler, de discuter, et de partager des moments agréables et fructueux avec de nombreuses personnes, Monsieur : Djahide ZEGHICHE (univ-Annaba), Abdelatif MEGNOUNIF (univ-Tlemcen), Adel MOULAI-ADELLA (univ-Oran), Mohamed BENSSOULA (univ-Mostaganem), Hassan HAOUARI et ZERGUA (univ-Constantine).*

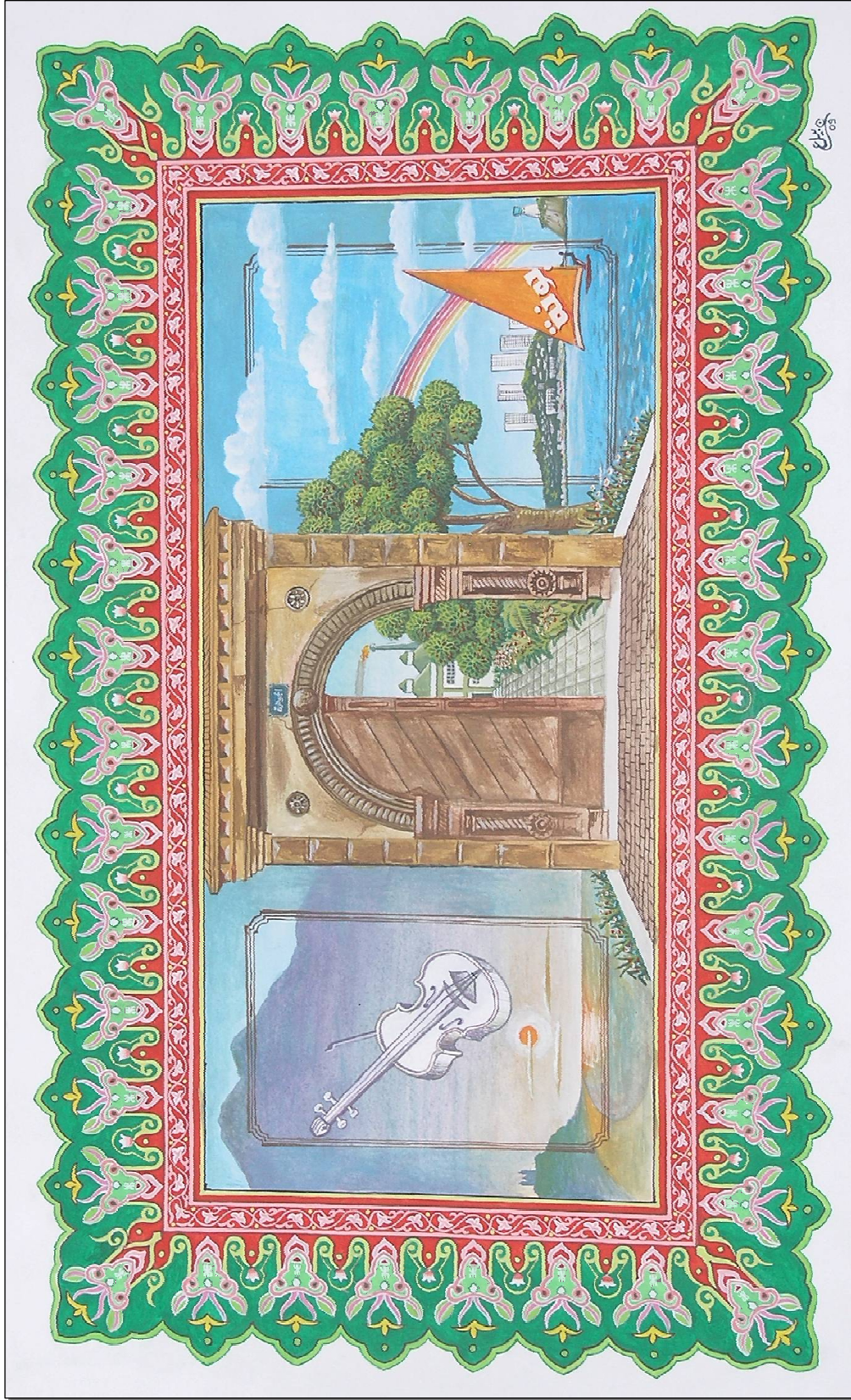
*Je voudrais les remercier de l'aide qu'elles m'ont apportée au cours de ce travail et du temps passé ensemble.*

*Je remercie toute ma famille, merci en particulier à ma mère Akila et mon père Lamri.*

*Je remercie également les membres du jury qui ont accepté de juger ce travail, Messieurs : HADIDANE Yazid, HACENE CHAOUCH Abdelmadjid, DJEGHABA Kamel et GOUASMIA Abdelhacine*

*Spéciale dédicace à tous mes amis, et à tous ceux qui m'aident à effectuer ce travail surtout les amis de la cité universitaire et à l'environnement de Annaba, les collègues, les chercheurs, les artistes strictes et tous les gens de Annaba.*

Et pour tous les gens de Annaba que j'ai passer avec eux des bons moments :



Nabil

« لدي أخطاء كثيرة في حياتي أتذكرها بخجل و لكني استغقت منها كثيرا »  
(أدو نيس)



## Résumé:

L'objectif de ce travail, est l'analyse dynamique, permettant d'appréhender le comportement dynamique d'un pont ferroviaire mixte multi-poutres. Les entretoises intermédiaires ou les diaphragmes, jouent un rôle important dans la diffusion des efforts dans l'ensemble de l'ouvrage, et peuvent influencer la déformation. Dans ce travail, nous nous proposons d'étudier l'influence de ces éléments sur le comportement en vibration libre, en sollicitation statique et dynamique de l'ouvrage. Pour cela une simulation numérique aux éléments finis, à l'aide du programme de calculs ANSYS, a été utilisée. Plusieurs configurations d'entretoisement ont été étudiées et comparées (10 cas).

## الملخص

الهدف من هذا العمل هو التحليل الديناميكي الذي يسمح بفهم التصرف الديناميكي عبر الزمن للجسور المختلطة (خرسانة مسلحة و فولاذ) المتعددة الروافد المخصصة لعبور القطارات ذات السرعة الكبيرة. العناصر العرضية الوسطية أوس الستائر تلعب دورا هاما في توزيع الاجهادات و تغيير التشوهات عبر كل هيكل الجسر. وخلال هذا العمل اقترحنا دراسة تأثير هذه العناصر العرضية على تصرف الجسر من خلال الذبذبات الحرة, القسرية و الستاتيكية. ولهذا تم نمذجة الجسر رقميا بالعناصر المحددة بمساعدة برنامج الحساب أنسيس. وقد تم دراسة عدة نماذج هيكلية بتوزيع العناصر العرضية و تغيير قياساتها (لدينا 10 حالات).

## Summary:

The objective of this work is the dynamic analysis, making it possible to apprehend the dynamic behavior of a mixed railway bridge multi-beams. The intermediate spacers or the diaphragms, play a significant role in the diffusion of the efforts in the whole of the work, and can influence the deformation. In this work, we propose to study the influence of these elements on the behavior in free vibration, in statically and dynamic stress of the work. For that a digital simulation with the finite elements, using the calculation programme ANSYS, was used. Several configurations of bracing were studied and compared (10 cases).

## Sommaire

<i>Résumé</i>	2
<i>Avant-propos</i>	5
<i>Notations</i>	16
<b><u>Chapitre : 1</u> ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE</b>	17
<b>1-Présentation des ponts rails :</b>	18
1-1- Bref historique :	18
1-2- Connivences entre la construction métallique et la grande vitesse :	19
1-3- Constructions mixtes :	19
1-4- Ponts ferroviaires mixtes :	19
1-4-1- Pont bipoutre :	19
1-4-2- Pont quadripoutre :	20
1-4-3- Pont bicaisson :	21
1-4-4- Autres ponts :	21
<b>2-Différents types d'éléments transversaux :</b>	23
2-1- Différents éléments transversaux :	23
2-1-1- Les montants en zone courante :	23
2-1-2- Les pièces de pont en zone courante :	24
2-1-3- Les entretoises en zone courante :	26
2-1-4- Les diaphragmes en zone courante :	27
2-1-5- Les éléments transversaux sur appuis :	28
2-2- Incidence de l'entretoisement sur la conception des ouvrages :	29
2-2-1- Fabrication en atelier :	29
2-2-2- Montage sur chantier :	29
2-2-3- Inspection et réparation :	29
2-2-3-1- Inspections :	29
2-2-3-2- Pathologies observées :	30
2-2-3-3- Réparations :	32
<b>3- Différentes méthodes d'analyses prenant en compte les éléments transversaux :</b>	33
3-1- Méthodes analytiques :	33
3-1-1- Méthode de la poutre droite infiniment rigide sur appuis élastiques :	33
3-1-1-1- Détermination des réactions d'appuis des poutres sur une entretoise :	33
3-1-1-2- Généralisation dans le cas d'un pont multipoutre à entretoises rigides :	34
3-1-1-3- Commentaires sur cette méthode :	36
3-1-2- Méthode du grillage de poutres et de la dalle orthotrope :	37
3-1-2-1- Principe de la méthode et hypothèses :	37
3-1-2-2- Les deux paramètres fondamentaux :	38
3-1-2-3- Les coefficients de répartition transversale :	39
3-1-2-4- Commentaires sur cette méthode :	39
3-2- Méthodes des éléments finis :	39
3-2-1- Grillage de poutres et modélisation monodimensionnelle :	39
3-2-2- Modélisation bidimensionnelle :	41
3-2-3- Modélisations tridimensionnelle :	42
3-3- Modélisation des lois de comportement du béton :	44
<b>4- Conclusions :</b>	45

<b><u>Chapitre : 2</u> METHODES DE MODELISATION</b>	47
<b>1- Structure représentative :</b>	48
<b>2- Configuration et localisation des éléments d'entretoisement :</b>	49
<b>3- Discrétisation de la géométrie :</b>	52
3-1- Eléments barres :	53
3-2- Eléments plaques :	53
3-3- Eléments volumiques :	53
3-4- Maillage du pont :	54
3-3-2- Conditions aux limites modélisées :	57
3-4- Modélisation de chargement :	58
3-4-1- Le poids propre :	59
3-4-2- Surcharges ferroviaires :	59
3-4-2-1- schéma de charge de l'UIC 71 :	59
3-4-2-2- schéma de charge SW:	61
3-4-2-3- Train à vide :	61
3-4-2-4- chargement dû au T.G.V. :	61
<b>4- Cas des charges utilisés:</b>	64
<b>5- Modélisation du comportement mécanique du béton :</b>	65
5-1- Béton élastique :	65
5-2- Béton élastoplastique avec écrouissage :	66
5-3- Béton tendu :	66
<b>6- Modélisation du comportement mécanique d'acier d'armatures :</b>	67
<b>7- Modélisation du comportement mécanique d'acier de PRS :</b>	67
<b>8- Méthodes de résolution des problèmes à non linéarité matérielle :</b>	67
<b>9- Conclusions :</b>	69
<b><u>Chapitre : 3</u> ANALYSE STATIQUE</b>	70
<b>1- Présentation des cas étudiés :</b>	71
<b>2- Analyse de la dalle en béton:</b>	71
2-1- Contraintes longitudinales à mi porté de la dalle :	71
2-1-1- Chargement désaxé (une voie ferrée chargée):	71
2-1-1-1- Influence du Nombre d'entretoises sur le comportement du tablier :	71
2-1-1-2- Influence de la hauteur des entretoises sur le comportement du tablier :	73
2-1-2- Sous chargement centré (2 voies ferrées chargées) :	75
2-2- Contraintes transversales à mi porté de la dalle :	78
2-2-1- Sous chargement désaxé:	78
2-2-1-1- Influence du nombre d'entretoises :	78
2-2-1-2- Influence de la hauteur des entretoises:	80
2-2-1- Sous chargement sur deux voies:	82
2-3- Déplacements verticaux à mi porté de la dalle :	85
<b>3- Analyse des poutres principales :</b>	90
3-1- Sous chargement désaxé:	90
3-2- Sous chargement sur deux voies:	93
<b>4- Jonction poutre-entretoise:</b>	96
<b>5- Conclusions :</b>	97
<b><u>Chapitre : 4</u> ANALYSE MODALE</b>	98
<b>1- Définition de l'analyse modale :</b>	99
<b>2- Modèles d'éléments finis :</b>	100
<b>3- Résultats et discussions :</b>	100

3-1- Pont mixte multipoutre ferroviaire avec diaphragmes :	100
3-1-1- Pont sans diaphragmes intermédiaires:	101
3-1-2- Pont avec un diaphragme intermédiaire :	103
3-1-3- Pont avec deux diaphragmes intermédiaires :	107
3-1-4- Pont avec trois diaphragmes intermédiaires :	110
3-2- Pont avec entretoises intermédiaires, avec une hauteur de l'entretoise $h_e = 2 h_{pp}/3$ :	112
3-2-1- Pont avec entretoises intermédiaires, avec une hauteur de l'entretoise $h_e = 2h_e/3$	112
3-2-2- Pont avec entretoises intermédiaires avec une hauteur de l'entretoise $h_e = 2 h_{pp}/3$ :	115
3-2-3- Pont avec entretoises intermédiaires, avec une hauteur de l'entretoise $h_e = 2h_{pp}/3$ :	117
3-3- Pont avec entretoises intermédiaires - $h_e = h_{pp}/3$ :	120
<b>4-Conclusions :</b>	128
<b><u>Chapitre : 5</u> ANALYSE DYNAMIQUE</b>	129
<b>1- Modélisation du chargement TGV :</b>	130
<b>2- Méthode de résolution :</b>	133
• Méthode complète	133
2-1- Description de l'analyse:	133
2-2- Réponse complexe de déplacement:	134
2-3- Calcul nodal de réaction et de charge:	134
2-4- Solution par la méthode complète:	135
2-5- Amortissement:	135
2-6- Facteur d'Amplification Dynamique (FAD):	136
<b>3- Ampleur de l'étude :</b>	136
<b>4- Résultats et discussions :</b>	137
4-1- Réponse de la dalle :	137
4-1-1- Au mode fondamental :	137
4-1-1-1- Déplacement vertical de la dalle à mi portée:	137
4-1-1-2- Flèche de la dalle sous la voie ferrée:	141
4-1-1-3- Flèche transversale de la dalle sous le dernier bogie:	145
4-1-2- Au mode de résonance :	147
4-1-2-1- Déplacement vertical de la dalle à mi portée:	147
4-1-2-2- Flèche de la dalle sous la voie ferrée:	151
4-1-2-3- Flèche transversale de la dalle sous le dernier bogie:	155
4-2- Réponse des poutres principales :	157
4-2-1- Déplacements au mode fondamental :	157
4-2-2- Déplacements au mode de résonance :	157
4-3- Facteur d'Amplification Dynamique basé sur les flèches :	160
4-3-1- $FAD_f$ au mode fondamental :	160
4-3-2- $FAD_f$ au mode de résonance :	160
4-4- Comparaison entre les deux modes :	165
<b>5- Conclusions :</b>	167
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	168
<b>Conclusion générale</b>	169
<i>Suggestions pour des travaux futurs</i>	170
<b>Références Bibliographiques :</b>	171

# Liste des figures

<i>Chapitre 1</i>		<i>page</i>
Fig.1.1 : Pont Rail		18
Fig.1.2 : Pont Rail		18
Fig.1.3 : Bipoutre		20
Fig.1.4 : Pont rail bipoutre raidi		20
Fig.1.5 : Quadripoutre		21
Fig.1.6 : Bicaisson		21
Fig. 1.7, 1.8, 1.9, 1.10 et 1.11 : Autres ponts		22
Fig. 1.12 : Assemblage d'un montant sur une poutre		24
Fig. 1.13 : Assemblage de pièce de pont – montant		25
Fig. 1.14: Exemple d'un pont bipoutre avec des pièces de pont		25
Fig. 1.15 : Pièce de pont sur un bipoutre		26
Fig. 1.16 : Assemblage entretoise - montant		26
Fig. 1.17 : Entretoise sur un bipoutre		27
Fig. 1.18 : Assemblage diaphragme – montant		28
Fig. 1.19 : Exemple d'un quadripoutre avec un diaphragme		28
Fig. 1.20 : Raidisseur d'âme non soudé à la semelle		30
Fig. 1.21 : Détail A		31
Fig. 1.22 Défauts de contact dans un assemblage entretoise - montant par platine d'extrémité boulonnée		31
Fig. 1.23 : Cornière d'assemblage entretoise – poutre par boulons		32
Fig. 1.24 : Réactions de l'entretoise sur la poutre i		33
Fig. 1.25 : Déplacement de l'entretoise		34
Fig. 1.26 : Grillage de poutre		35
Fig. 1.27 : Distribution de charge		35
Fig. 1.28 : Charge appliquée en x		36
Fig. 1.29 : Grillage de poutres		38
Fig. 1.30 : Facteur de distribution en fonction du nombre d'entretoises		40
Fig. 1.31 : Maillage bidimensionnel		41
Fig. 1.32 : Maillage 3D avec des éléments rigides		42
Fig. 1.33 : Maillage 3D avec des éléments rigides		43
Fig. 1.34 : Comparaison expérience et numérique		44
<i>Chapitre 2</i>		
Fig. 2.1 : Coupe transversale du pont		49
Fig. 2.2 : Coupes transversales des cas étudiées		49
Fig. 2.3 : Coupes longitudinales des cas étudiées		50
Fig. 2.4 : La géométrie de LINK8		53
Fig. 2.5 : La géométrie de SHELL63		53
Fig. 2.6 : La géométrie de SOLID65		54
Fig. 2.7 : Connexion des membrures poutre/diaphragme		55
Fig. 2.8 : Connexion des membrures poutre/entretoises		55
Fig. 2.9 : Maillage du tablier		56
Fig. 2.10 : Couplage des nœuds		56
Fig. 2.11 : Maillage de ferrailage		57
Fig. 2.12 : Maillage global		57
Fig. 2.13 : Conditions d'appuis modélisées		58

Fig. 2.14 : Schéma de charge de UIC 71	59
Fig. 2.15 : Répartition transversale des charges	60
Fig. 2.16 : Zones chargées du tablier (UIC 71) pour une seule voie	60
Fig. 2.17 : Schéma de charge de SW	61
Fig. 2.18 : Schéma d'une rame double de T.G.V.	62
Fig. 2.19 : Répartition longitudinale d'une charge ponctuelle d'un essieu	63
Fig. 2.20 : Répartition longitudinale des forces ponctuelles d'un bogie par des forces réparties	63
Fig. 2.21 : Zones chargées du tablier (T.G.V.) pour une seule voie	64
Fig. 2.22 : Courbe contrainte-déformation du béton	65
Fig. 2.23 : Courbe contrainte-déformation de l'acier	67
Fig. 2.24 : Méthode Newton-Raphson	68

### *Chapitre 3*

Fig. 3.1 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes longitudinales dans la dalle à mi porté pour un chargement désaxé	71
Fig. 3.2 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes longitudinales dans la dalle à mi porté pour un chargement désaxé	74
Fig. 3.3 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes longitudinales dans la dalle à mi porté pour un chargement sur deux voies	76
Fig. 3.4 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes longitudinales dans la dalle à mi porté pour un chargement sur deux voies	77
Fig. 3.5 : Iso valeurs de contraintes de Von Mises.	78
Fig. 3.6 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes transversales dans la dalle à mi porté pour un chargement désaxé	79
Fig. 3.7 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes transversales dans la dalle à mi porté pour un chargement désaxé	81
Fig. 3.8 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes transversales dans la dalle à mi porté pour un chargement sur deux voies	83
Fig. 3.9 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes transversales dans la dalle à mi porté pour un chargement sur deux voies	84
Fig. 3.10 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes dans la dalle à mi porté pour un chargement désaxé	86
Fig. 3.11 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes dans la dalle à mi porté pour un chargement désaxé	87
Fig. 3.12 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes dans la dalle à mi porté pour un chargement sur deux voies	88
Fig. 3.13 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes dans la dalle à mi porté pour un chargement sur deux voies	89
Fig. 3.14 : L'influence de la variation du nombre des entretoises intermédiaires	91

	sur les contraintes longitudinales dans les semelles inférieures des poutres, pour un chargement désaxé.	
Fig. 3.15:	L'influence de la variation du type d'élément d'entretoisement intermédiaire sur les contraintes longitudinales dans les semelles inférieures des poutres, pour un chargement désaxé.	92
Fig. 3.16:	L'influence de la variation du nombre des entretoises intermédiaires sur les contraintes longitudinales dans les semelles inférieures des poutres, pour un chargement sur deux voies.	94
Fig. 3.17:	L'influence de la variation du type d'entretoise intermédiaire sur les contraintes longitudinales dans les semelles inférieures des poutres, pour un chargement sur deux voies.	95
Fig. 3.18:	Zones de plastification.	96

#### *Chapitre 4*

Fig. 4.1 :	Elément MASS21	100
Fig. 4.2 :	Modes propres du pont sans diaphragme intermédiaire.	102
Fig. 4.3 :	Modes propres du pont avec un diaphragme intermédiaire.	105
Fig. 4.4 :	Modes propres du pont avec deux diaphragmes intermédiaires.	108
Fig. 4.5 :	Modes propres du pont avec trois diaphragmes intermédiaires.	110
Fig. 4.6 :	Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires - $he=2h_{pp}/3$	113
Fig. 4.7 :	Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires - $he=2h_{pp}/3$ .	115
Fig. 4.8 :	Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires - $he=2h_{pp}/3$ .	118
Fig. 4.9 :	Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires - $he=h_{pp}/3$ .	121
Fig. 4.10 :	Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires - $he=h_{pp}/3$ .	123
Fig. 4.11 :	Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires - $he=h_{pp}/3$ .	125
Fig. 4.12 :	jonction entretoise poutre	127

#### *Chapitre 5*

Fig. 5.1 :	Forces mobiles sur le pont	130
Fig. 5.2 :	Forces mobiles sur le pont – Cas de chargement défavorable.	131
Fig. 5.3 :	Chargement harmonique correspondant.	132
Fig. 5.4 :	Relation entre $F_{réel} / F_{imag}$ et Amplitude $F_{max}/$ Angle $\psi$ .	134
Fig. 5.5 :	Déplacement verticaux de la dalle en fonction du temps au mode fondamental pour un pont sans diaphragme intermédiaire.	137
Fig. 5.6 :	Déplacement verticaux de la dalle en fonction du temps au mode fondamental pour un pont avec un, deux et trois diaphragmes intermédiaires ( $he=h_{pp}$ ).	138
Fig. 5.7 :	Déplacement verticaux de la dalle en fonction du temps au mode fondamental pour un pont avec un, deux et trois entretoises intermédiaires ( $he=2h_{pp}/3$ ).	139
Fig. 5.8 :	Déplacement verticaux de la dalle en fonction du temps au mode fondamental pour un pont avec un, deux et trois entretoises intermédiaires ( $he=h_{pp}/3$ ).	140
Fig. 5.9 :	Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.	141
Fig. 5.10 :	Influence du type d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.	143
Fig. 5.11 :	Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur la flèche transversale de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.	145
Fig. 5.12 :	Influence du type d'entretoises intermédiaires sur la flèche	146

	transversale de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.	
Fig. 5.13 :	Déplacement verticaux de la dalle en fonction du temps au mode de résonance pour un pont sans diaphragme intermédiaire.	147
Fig. 5.14 :	Déplacement verticaux de la dalle en fonction du temps au mode de résonance pour un pont avec un, deux et trois diaphragmes intermédiaires ( $h_e=h_{pp}$ ).	148
Fig. 5.15 :	Déplacement verticaux de la dalle en fonction du temps au mode de résonance pour un pont avec un, deux et trois entretoises intermédiaires ( $h_e=2h_{pp}/3$ ).	149
Fig. 5.16 :	Déplacement verticaux de la dalle en fonction du temps au mode de résonance pour un pont avec un, deux et trois entretoises intermédiaires ( $h_e=h_{pp}/3$ ).	150
Fig. 5.17 :	Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode de résonance.	151
Fig. 5.18 :	Influence du type d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode de résonance.	153
Fig. 5.19 :	Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur la flèche transversale de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.	155
Fig. 5.20 :	Influence du type d'entretoises intermédiaires sur la flèche transversale de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.	156
Fig. 5.21 :	Différentes respiration des poutres principales et torsion de la dalle, pour un pont :	157
Fig. 5.22 :	Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche de la dalle, en fonction de (t) – Mode fondamental.	161
Fig. 5.23 :	Influence du type d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche de la dalle, en fonction de (t) – Mode fondamental.	162
Fig. 5.24 :	Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche de la dalle, en fonction de (t) – Mode de résonance.	163
Fig. 5.25 :	Influence du type d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche de la dalle, en fonction de (t) – Mode de résonance.	164
Fig. 5.26 :	Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche du tablier, en fonction de la vitesse.	165
Fig. 5.27 :	Influence du type d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche du tablier, en fonction de la vitesse.	166

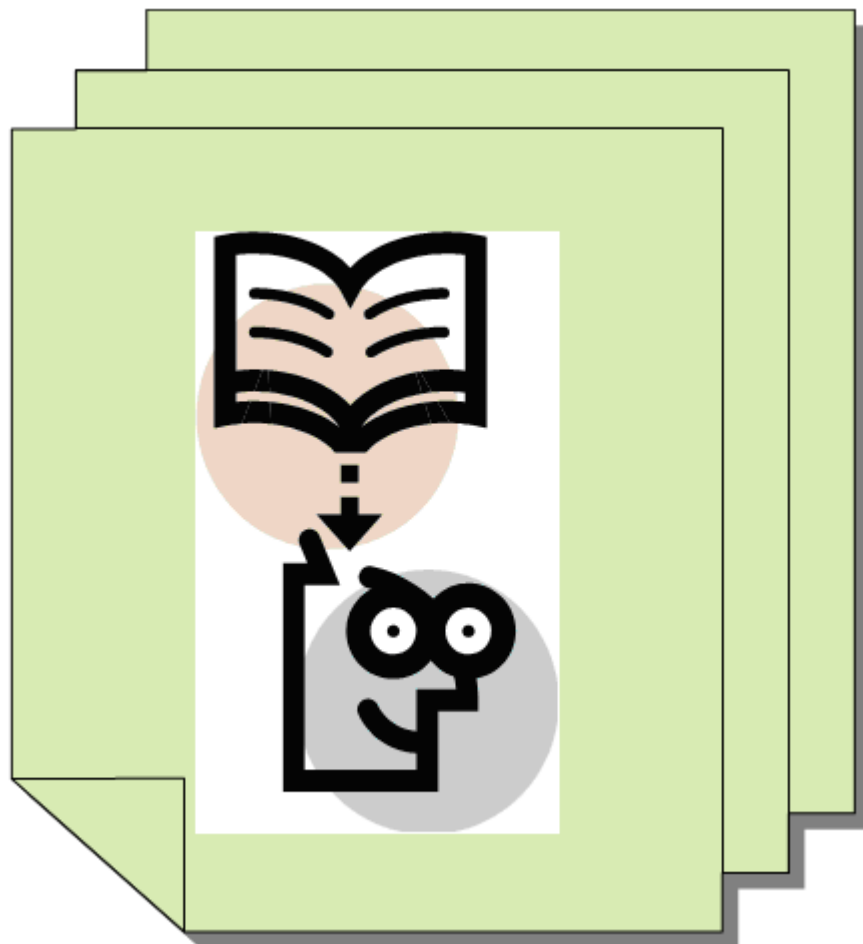


# Liste des tableaux

	<i>pa</i>
	<i>g</i>
	<i>e</i>
	<i>s</i>
Tableau 2.1 : Répartition du poids propre	59
Tableau 2.2 : valeurs caractéristiques des charges pour les schémas de charges SW	61
Tableau 2.3 : Cas des charges utilisés	64
Tableau 4.1 : Fréquences du pont (PMMF) avec diaphragmes	100
Tableau 4.2 : Fréquences du pont (PMMF) avec entretoise $h_e = 2/3$	112
Tableau 4.3 : Fréquences du pont (PMMF) avec l'entretoise $h_e = 1/3 h_{pp}$	120
☒ ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫ ⑬ ⑭ ⑮ ⑯ ⑰ ⑱ ⑲ ⑳ ㉑ ㉒ ㉓ ㉔ ㉕ ㉖ ㉗ ㉘ ㉙ ㉚ ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿ ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪ ⑫ ⑬ ⑭ ⑮ ⑯ ⑰ ⑱ ⑲ ⑳ ㉑ ㉒ ㉓ ㉔ ㉕ ㉖ ㉗ ㉘ ㉙ ㉚ ㉛ ㉜ ㉝ ㉞ ㉟ ㊱ ㊲ ㊳ ㊴ ㊵ ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ ㊺ ㊻ ㊼ ㊽ ㊾ ㊿	132

## Notations

<b>TGV :</b>	<i>Train à grande vitesse</i>
<b><math>t_w</math> :</b>	<i>Epaisseur d'âme de PRS</i>
<b><math>t_s</math> :</b>	<i>Epaisseur de semelle de PRS</i>
<b><math>h_e</math> :</b>	<i>Hauteur d'âme d'entretoise / Diaphragme</i>
<b><math>h_{pp}</math> :</b>	<i>Hauteur d'âme des poutres principales</i>
<b>PMMF:</b>	<i>Pont Multipoutres Mixtes Ferroviaires</i>
<b>Dia App:</b>	<i>Diaphragmes d'appuis</i>
<b>Dia Int:</b>	<i>Diaphragmes intermédiaires</i>
<b>Ent Int:</b>	<i>Entretoise intermédiaires</i>
<b>UIC71, SW:</b>	<i>Schémas des charges ferroviaires</i>
<b><math>\rho</math> :</b>	<i>Masse volumique</i>
<b><math>\nu</math> :</b>	<i>Module de poisson</i>
<b>E :</b>	<i>Module de Young</i>
<b><math>[D^e]</math> :</b>	<i>Matrice d'élasticité</i>
<b>N-R:</b>	<i>Méthode de résolution Newton-Raphson</i>
<b><math>F_{sup}, F_{inf}</math> :</b>	<i>Fibres supérieures, Fibre inférieures</i>
<b>Sig Long, Sig Trans:</b>	<i>Contraintes longitudinales, Contraintes transversales</i>
<b>PP:</b>	<i>Poutre principale</i>
<b><math>V_R</math> ou <math>V_{cri}</math> :</b>	<i>Vitesse au mode de Résonance ou critique</i>
<b><math>V_f</math> :</b>	<i>Vitesse au mode fondamental</i>
<b><math>f</math> :</b>	<i>Fréquence</i>
<b>T:</b>	<i>Période</i>
<b>FMC:</b>	<i>Facteur de la masse collaborant</i>
<b><math>\delta</math> :</b>	<i>Distributeur de Dirac</i>
<b><math>\xi</math> :</b>	<i>Pourcentage d'amortissement</i>
<b><math>R_{dyn}, R_{stq}</math> :</b>	<i>Réponse dynamique et statique</i>
<b>FAD<sub>f</sub> :</b>	<i>Facteur d'amplification dynamique</i>
<b>Larg:</b>	<i>Largeur.</i>



Chapitre : 1

## ΕΤΥΔΕ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΗΘΥΕ

## Etude bibliographique

Ce premier chapitre a pour but de présenter un état de l'art (caractéristiques, détails constructifs, fabrication, montage, et les méthodes d'analyses) sur l'entretoisement intermédiaire des ponts multipoutres mais les ponts routes sont aussi abordés dans ce chapitre. Dans un second temps, nous analyserons les hypothèses couramment utilisées pour déterminer l'influence de l'entretoisement sur les ouvrages. Nous rappelons les méthodes de calculs analytiques développées depuis les années 1940 pour permettre aux ingénieurs de dimensionner les ponts multipoutres. Progressivement, ces méthodes ont été remplacées dans les années 1970 par la simulation numérique qui, parallèlement au progrès des puissances informatiques, a permis de réaliser des études de plus en plus complexes. Pour autant, aucune d'elles n'a permis de déterminer réellement leur rôle. Dans ce chapitre, nous mettons en évidence les simplifications utilisées dans la littérature pour modéliser le rôle de l'entretoisement d'un pont et leurs conséquences sur les résultats obtenus.

### 1- Présentation des ponts rails :

#### 1-1- Bref historique :

La genèse du chemin de fer est intimement liée à celle des ponts ferroviaires. Nécessita la construction du premier pont ferroviaire (Fig.1.1 et 1.2).

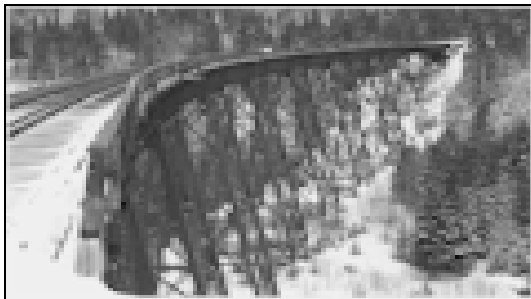


Fig.1.1 : Pont Rail



Fig.1.2 : Pont Rail

Cependant, le développement du chemin de fer et la nécessité de franchir des brèches de plus en plus importantes, imposèrent aux ingénieurs de recourir rapidement à d'autres techniques et à utiliser la fonte, le fer puis aujourd'hui l'acier. Ces matériaux plus légers permettaient de franchir de plus grandes portées.

L'avantage des ponts en acier fut clairement identifié lors de la reconstruction des ouvrages d'Art pendant et après la Seconde Guerre mondiale. L'adaptabilité de l'acier a permis de reconstruire facilement et rapidement les ouvrages soit en relevant les travées effondrées, soit en construisant des ouvrages neufs [36]. Aujourd'hui, la construction métallique est à l'honneur dans le développement des lignes à grande vitesse avec le TGV.

## **1-2- Connivences entre la construction métallique et la grande vitesse :**

Les premières lignes à grande vitesse, n'ont pas bénéficié des avantages de la construction métallique. Trop d'inconvénients propres à la construction métallique restaient à supprimer : le bruit, la corrosion, les problèmes d'entretiens, les vibrations et la durée de vie des assemblages. De plus, le déclin de la sidérurgie suivi par celui de la profession de la construction métallique dans les années 1970 a aggravé les difficultés de cette dernière à s'imposer dans ces nouveaux chantiers et dans le défi des lignes à grande vitesse.

Cependant, les différents partenaires de la profession de la construction métallique ont réussi à se restructurer et à apporter des progrès importants dans les produits élaborés, tels que :

- La mise au point d'acier à haute limite d'élasticité facilement soudable (E 355, E 420, E 460, ...);
- La généralisation d'assemblages soudés, aussi bien sur le site qu'en atelier ;
- La fabrication de tôles de fortes épaisseurs ;
- L'amélioration de la protection anticorrosion ;
- L'introduction de méthodes de calcul informatique fiables permettant d'étudier les comportements statiques mais aussi dynamiques des structures ;
- L'amélioration des connaissances tant en ce qui concerne le comportement en fatigue des structures que les instabilités élastiques.

Mais la grande vitesse nécessitait une dernière avancée technologique : augmenter la raideur. Cette dernière permet de diminuer les problèmes de vibration dynamique. La juste alliance du béton et de l'acier a permis d'assurer cette raideur et ainsi de développer des ponts mixtes performants sur les lignes du TGV.

## **1-3- Constructions mixtes :**

Les ponts alliant l'acier et le béton sont constitués d'une charpente porteuse en acier (élément principal) et d'une dalle de roulement en béton. Qu'elle soit connectée ou non à la charpente métallique, la dalle de béton permet d'apporter la raideur nécessaire au pont pour le franchissement d'un véhicule circulant à grande vitesse. De plus, l'utilisation de ces deux matériaux permet de réaliser des ouvrages simples et naturels avec un minimum d'assemblage. Ainsi les problèmes de fatigue des assemblages, sièges de concentrations de contrainte cyclique, sont moins nombreux et la pérennité de ces constructions est mieux assurée.

## **1-4- Ponts ferroviaires mixtes :**

Les ouvrages mixtes dans lesquels la complémentarité du matériau béton et de l'acier est la plus judicieusement utilisée sont :

### **1-4-1- Pont bipoutre :**

Les poutres maîtresses à âme pleine en I d'élanement habituel de  $1/15 \div 1/14$  dont l'âme est de forme par une tôle mince de grande dimension, sont actuellement prédominantes (Fig. 1.3).

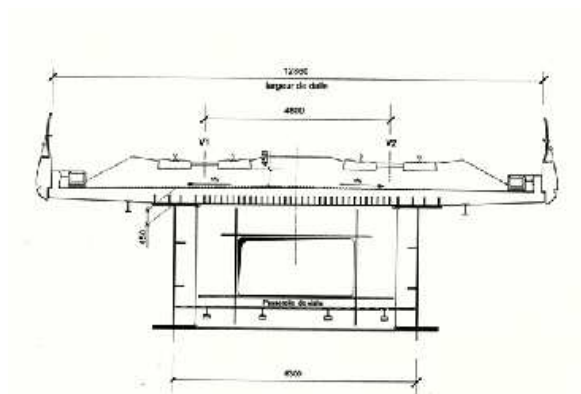


Fig.1.3 : Bipoutre (d'après [36])

Ces tôles doivent être raidies pour éviter le voilement (Fig. 1.4).

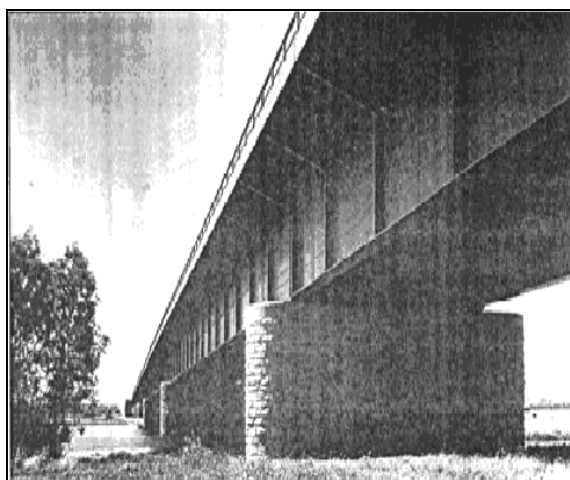


Fig. 1.4 : Pont rail bipoutre raidi [36]

Cet ouvrage est un ouvrage, raide aussi par la mise en œuvre de diaphragmes et d'un contreventement inférieur lui permettant de travailler en flexion et en torsion gênée, ce qui augmente la rigidité de l'ensemble.

#### 1-4-2- Pont quadripoutre :

Le pont quadripoutre appartient aussi aux ouvrages mixtes de référence. La conception de cet ouvrage est très proche de celle du bipoutre. Cependant le passage à quatre poutres métalliques par rapport aux bipoutres (Fig. 1.5), permet de diminuer la hauteur des poutres tout en conservant la même raideur. Cette diminution de la hauteur des poutres augmente le gabarit libre sous l'ouvrage. Il est particulièrement bien adapté au franchissement biais. Sa relative raideur en torsion ne nécessite pas de contreventement inférieur.

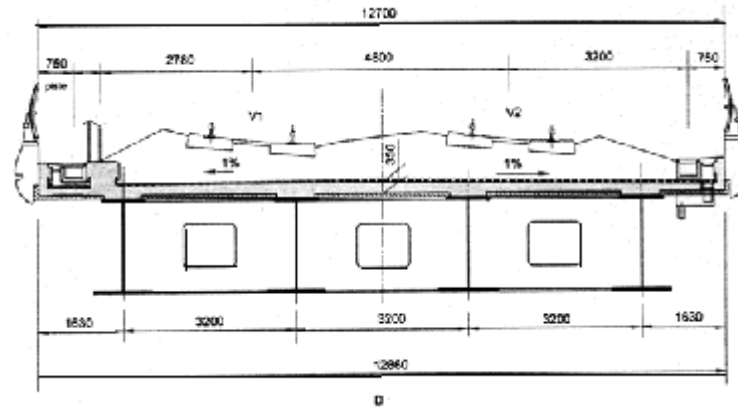


Fig.1.5 : Quadripoutre [36]

Cependant, comme pour le bipoutre, la flexion différentielle entre les poutres permet de reprendre les efforts de torsion grâce à des entretoisements intermédiaires entre les poutres. Les entretoises sont peu nombreuses, toujours sous forme de pièces de pont sur les culées et éventuellement au nombre de une ou deux en travée.

#### 1-4-3- Pont bicaisson :

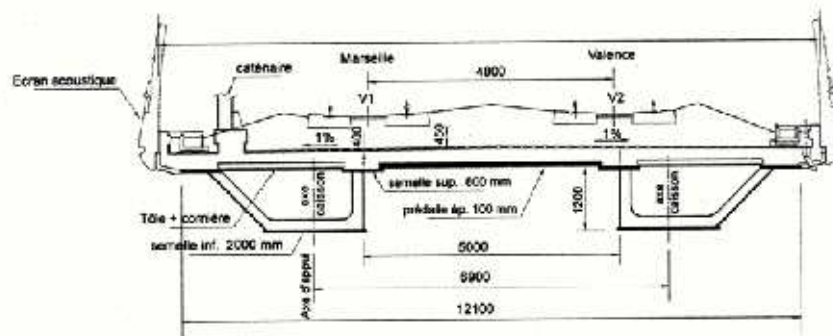


Fig.1.6 : Bicaisson [36]

Le pont bicaisson est une solution alternative au quadripoutre car il permet aussi de diminuer la hauteur des poutres par rapport au bipoutre et il s'adapte mieux au franchissement biais. Contrairement au pont quadripoutre (Fig. 1.6), cette solution ne nécessite que deux appareils d'appuis par culée et par pile. Cependant la réalisation des caissons requiert plus d'heures de main d'œuvre que la fabrication des poutres du quadripoutre. Le bicaisson est constitué de petits caissons à tôles épaisses. Chaque caisson a une forme trapézoïdale composée de deux âmes dont celle intérieure est droite et celle extérieure est inclinée par rapport à l'horizontale. Les deux âmes sont reliées à une semelle inférieure large (= 2000 mm) et épaisse (= 40 mm) alors que chaque âme est reliée à une semelle supérieure indépendante dont les caractéristiques se rapprochent des poutres PRS (Profilé Recomposé Soudé) habituelles. Des entretoises sur appuis et en travée relient les deux caissons ensemble.

#### 1-4-4- Autres ponts :

- ponts caissons exceptionnellement élancés reposant sur les piles (Fig. 1.7);
- ponts multipoutres ouvertes en tôle d'acier de hauteur variable renforcée par des bracons (Fig. 1.8) ;
- ponts caisson en treillis (Fig. 1.9) ;
- ponts mixtes (route-rail) à haubans... (Fig. 1.10 et 2.11).

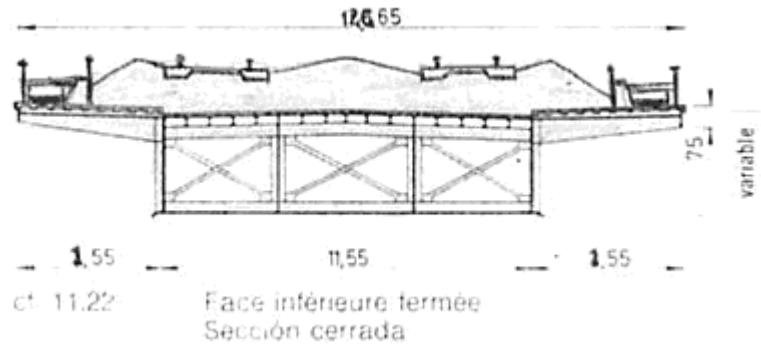


Fig. 1.7

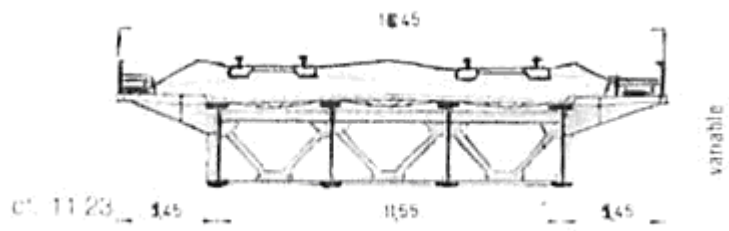


Fig. 1.8

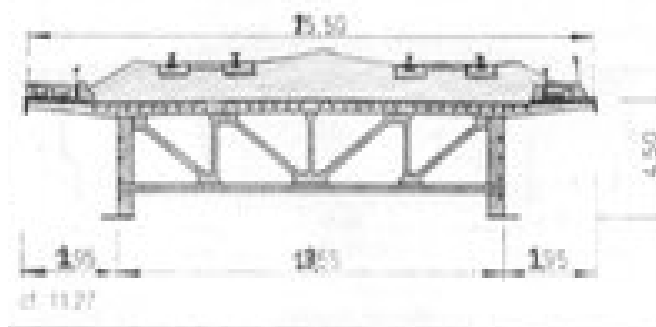


Fig. 1.9

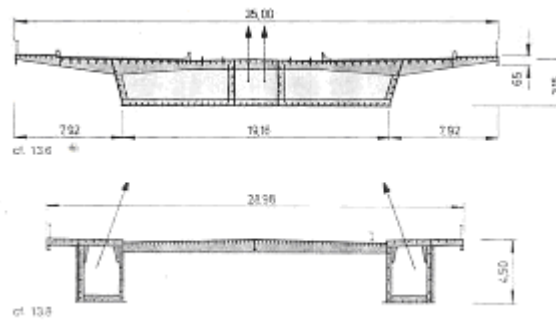


Fig. 1.10



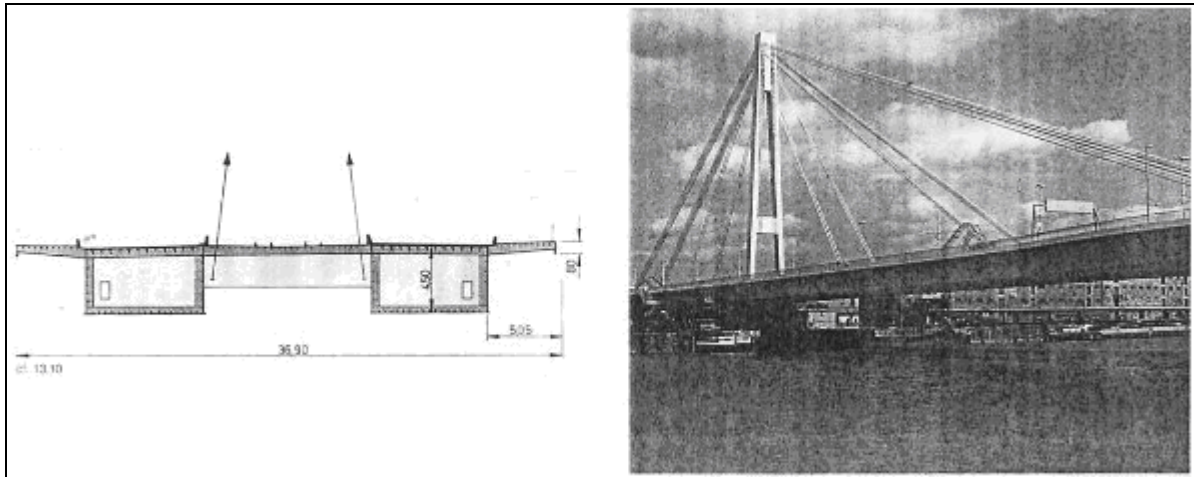


Fig. 1.11

## 2- Différents types d'éléments transversaux :

Les ponts mixtes à poutres sont composés de poutres principales métalliques dans la direction de la portée de l'ouvrage et de poutres secondaires métalliques dans la direction perpendiculaire. Les poutres principales sont les éléments porteurs du pont, elles participent à la résistance en flexion générale de l'ouvrage sous son poids propre et sous les charges d'exploitation.

Les éléments transversaux peuvent être, comme les poutres principales, connectés à la dalle. Ainsi, leur premier rôle consiste à supporter la dalle ainsi que les charges verticales et d'en reporter le poids sur les poutres principales. Mais qu'ils soient connectés ou non, ils assurent l'alignement des poutres et conservent les angles des sections. Communément nommés entretoise ou élément d'entretoisement, les éléments transversaux sont nombreux et appartiennent à quatre grandes familles suivant leur spécificité : montants, pièce de pont, entretoise, diaphragme. Ils peuvent être situés en zone courante de l'ouvrage ou sur appui (pile ou culée).

### 2-1- Différents éléments transversaux :

Les dispositions constructives des éléments d'entretoisement des ponts métalliques ne peuvent pas être figées par un règlement car elles évoluent constamment en fonction des progrès de la construction métallique. En particulier, des améliorations significatives ont été réalisées sur les techniques d'assemblage de ces éléments grâce à la meilleure compréhension des phénomènes de fatigue. Quelques unes des dispositions constructives performantes et couramment utilisées sont décrites et illustrées ci-dessous ; elles concernent tout d'abord les éléments en zone courante des ouvrages d'art, puis la spécificité des éléments d'entretoisement sur appui est présentée.

#### 2-1-1- Les montants en zone courante :

Les montants sont le plus souvent des simples plats ou des poutres en **T** (Fig. 1.12). Ces dernières peuvent être composées de tôles soudées ou réalisées à partir de demi-profilés laminés, suivant la hauteur des poutres. Les montants sont soudés sur les poutres principales de l'ouvrage suivant la direction verticale. Ils peuvent être utilisés seuls comme de simples raidisseurs transversaux des poutres ou être associés avec les éléments d'entretoisement. Ils permettent alors la liaison poutre/entretoise et ils diffusent sur la hauteur de la poutre les efforts passant dans l'entretoise. Les montants permettent de simplifier les assemblages sur le chantier, car ils sont soudés directement sur les poutres principales dans l'atelier de fabrication. Ainsi équipées, les poutres sont transportées jusqu'au chantier et seule la liaison avec les pièces d'entretoisement nécessite une intervention de soudure sur le chantier.

Ils permettent aussi de raidir les poutres pendant les manipulations de transport et ainsi de réduire les risques de voilement de l'âme.

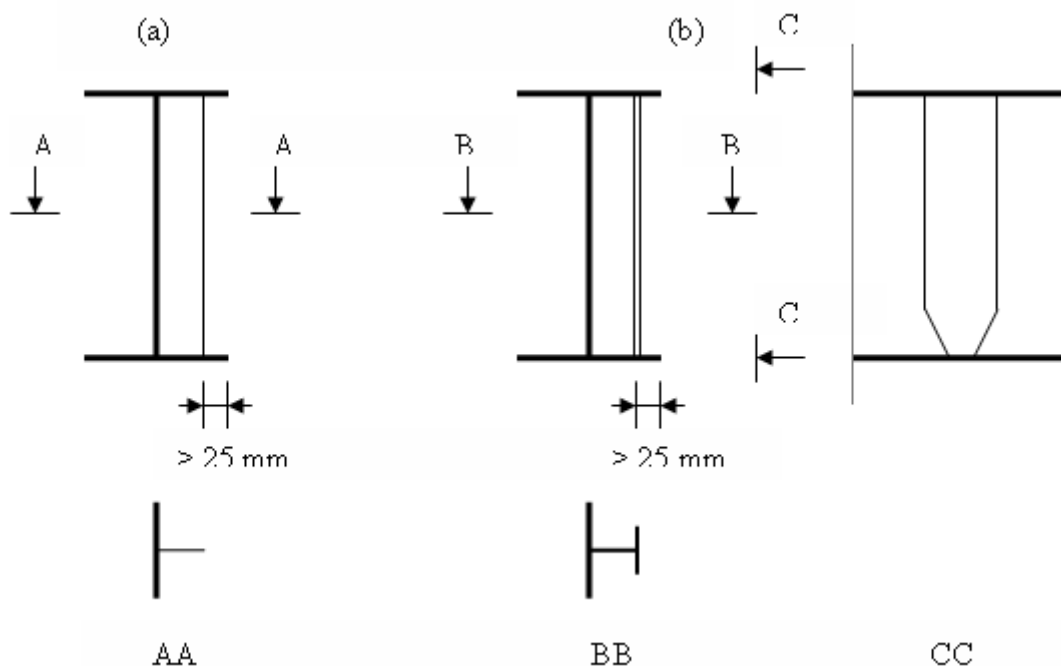


Fig.1.12 : Assemblage d'un montant sur une poutre  
(a) montant en plat, (b) montant en Té

Dans le cadre d'une multipoutre, les montants sont disposés sur la face intérieure seulement des poutres de rive et sur les deux faces des poutres intérieures. En zone courante, l'assemblage des montants avec la membrure inférieure des poutres n'a aucun effort normal à transmettre. Cependant ces membrures sont tendues et elles subissent des variations de contraintes. Un minimum de 25 millimètres est souhaitable entre les éléments soudés et le bord de la membrure de la poutre (Fig. 1.12 (a)), comme prescrit par le règlement de calcul des ponts mixtes à propos des connecteurs. Dans le cas d'un montant en Té, il est judicieux de ne souder que l'âme du montant en Té à la semelle inférieure de la poutre afin d'éviter de réaliser une soudure longitudinale, onéreuse et fortement sollicitée en fatigue (Fig. 1.12 (b)). Par contre, en tête de montant, le problème est différent, l'assemblage montant-semelle est fortement sollicité par la flexion transversale du tablier et les efforts qu'il reprend sont importants. Berbain et al. [5] ont montré que toutes diminutions de matière en tête de montant entraînent une concentration de contraintes susceptibles de conduire à la fissuration prématurée et rapide de l'assemblage. Lorsque le montant en T s'impose, la semelle du T doit alors être soudée sous la semelle supérieure de la poutre principale.

Cependant les auteurs précisent que cette soudure longitudinale réduit la résistance à la fatigue de la semelle supérieure. La conception des montants nécessite toujours une analyse locale très rigoureuse des assemblages avec les poutres principales.

### 2-1-2- Les pièces de pont en zone courante :

Les pièces de pont sont composées de tôles soudées et ils ont une section en **I**, à membrures identiques ou non. Leur hauteur est comprise entre le dixième et le quinzième de la portée entre les poutres. Les pièces de pont doivent toujours être connectées à la dalle même si l'augmentation de résistance procurée par le béton est superflue.

En l'absence de connexion, le glissement entre les deux matériaux faciliterait la corrosion de l'acier et entraînerait des dégradations du béton [16]. Afin d'assurer le positionnement des connecteurs sur la membrure supérieure des pièces de pont, cette dernière doit avoir une largeur minimal de 220 mm.

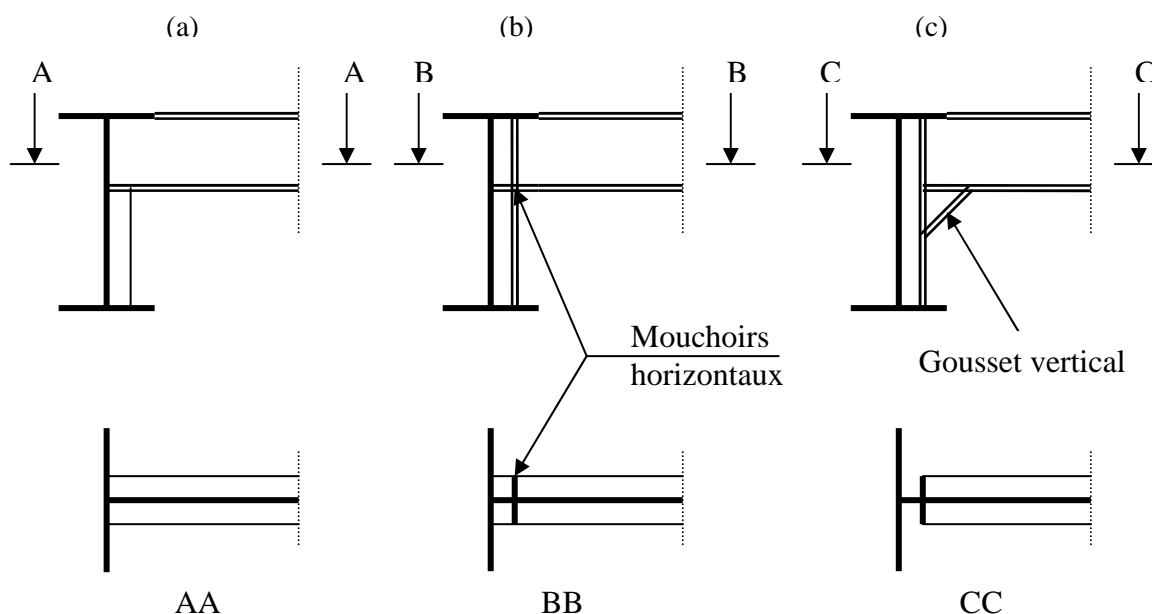


Fig. 1.13 : Assemblage de pièce de pont – montant  
(a) montant simple plat, (b) et (c) montant en T

L'assemblage des pièces de pont avec les montants des poutres doit être de type rigide, c'est-à-dire capable de résister à des moments de flexion sans déformation excessive. Lorsque les montants sont des simples plats (Fig. 1.13 (a)), l'âme de la pièce de pont est soudée sur l'âme de la poutre principale et le montant s'arrête sous la pièce de pont. Lorsque le montant est un T, les pièces de pont sont soudées sur la membrure du T.



Fig. 1.14: Exemple d'un pont bipoutre avec des pièces de pont

L'effort normal de la membrure inférieure des pièces de pont est transmis au montant soit par des mouchoirs soit par des goussets.

Dans les tabliers bipoutres larges (supérieurs à 14 m), l'utilisation de pièces de pont permet de porter dans la direction transversale la dalle et de transmettre son poids sur les poutres principales (Fig. 1.14 et 2.15). La disposition habituelle pour des ponts routes consiste à associer une dalle de 22 ou 23 cm d'épaisseur avec des pièces de pont espacées de 4 m environ. Le ferrailage de la dalle est disposé en majeure partie dans le sens longitudinal puisque les pièces de pont raidissent transversalement la dalle. Fréquemment, les pièces de pont servent aussi de support aux coffrages de la dalle. Les pièces de pont s'utilisent rarement dans le cas d'une multipoutre routier car la largeur de la dalle entre deux poutres est faible.

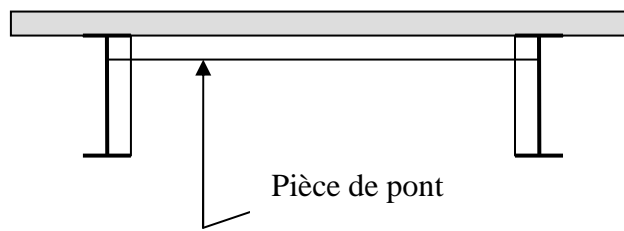


Fig. 1.15 : Pièce de pont sur un bipoutre

### 2-1-3- Les entretoises en zone courante :

Les entretoises sont formées de simple poutre en I symétrique. Elles sont souvent constituées d'un profilé laminé. Les entretoises se positionnent à la mi-hauteur des poutres principales pour être efficaces contre le déversement des poutres pendant le lançage et en service. Une hauteur libre entre la dalle et l'entretoise est nécessaire pour permettre son entretien mais aussi pour permettre le passage du coffrage glissant lors du coulage de la dalle. L'assemblage d'une entretoise avec le montant est plus facile à réaliser que dans le cas d'une pièce de ponts, du fait qu'il n'y a pas d'intersection des membrures. Les assemblages doivent être de type rigide et identiques à ceux des pièces de pont. Dans le cas de montant en simple plat, (Fig. 1.16 (a)), l'âme de l'entretoise est soudée sur l'âme de la poutre principale et le montant est soudé également sur les deux membrures de l'entretoise. Pour un montant en T, les entretoises sont soudées sur la membrure du T. Des mouchoirs ou des goussets permettent de transmettre convenablement l'effort normal de l'entretoise aux montants (Fig. 1.16 (b) et (c)).

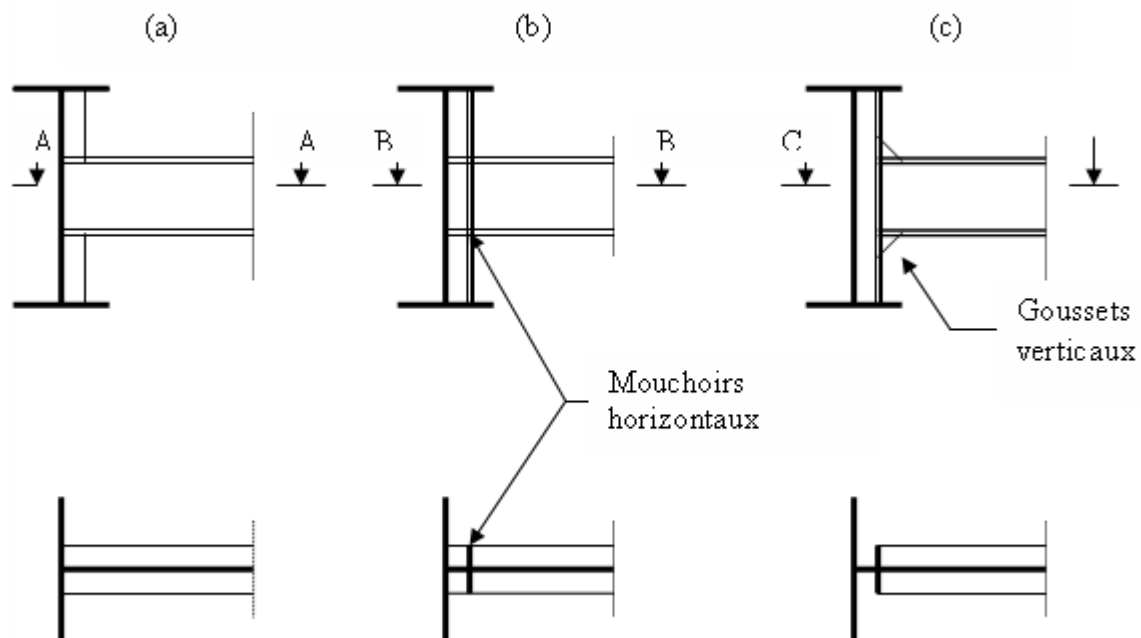


Fig. 1.16 : Assemblage entretoise – montant : (a) montant simple plat, (b) et (c) montant en T

Lorsque la largeur du tablier est assez faible (inférieure à 14 m), le raidissage transversal de la dalle ne nécessite pas l'usage de pièces de pont. L'utilisation d'entretoises suffit à assurer la conservation des angles des sections et à limiter les risques de déversement (Fig. 1.16 (a)).

Leur espacement sur un bipoutre routier est de l'ordre de 7 m. Par contre, le ferrailage de la dalle est plus important car les armatures transversales sont seules à apporter de la raideur transversale à la dalle. L'épaisseur de la dalle est aussi plus importante entre 30 à 40 cm. Les ponts multipoutres routiers sont généralement pourvus d'entretoises. Ces dernières répartissent les charges entre les poutres principales et leur assemblage doit être rigide.

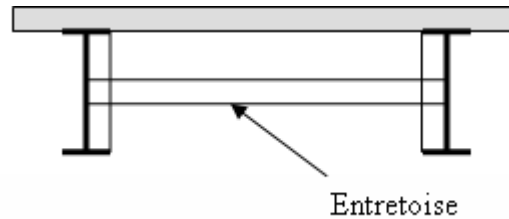


Figure 1.17 : Entretoise sur un bipoutre

#### 2-1-4- Les diaphragmes en zone courante :

Les diaphragmes appartiennent à la famille des pièces de pont puisqu'ils sont connectés à la dalle. Cependant leurs hauteurs sont plus importantes car elles sont identiques à celles des poutres. Ils ont une forme en I et ils sont constitués de tôles soudées à membrures symétriques ou non. Les membrures supérieures et inférieures des diaphragmes sont soudées directement aux membrures des poutres, tandis que les âmes des diaphragmes sont soudées aux montants (Fig. 1.18 (a) et (b)). Les diaphragmes améliorent la transition des efforts en les dirigeant directement vers les membrures des poutres. Des goussets circulaires horizontaux (Fig. 1.18 (c)) sont parfois soudés entre les membrures des poutres et des diaphragmes. La transmission des efforts se diffuse alors parfaitement entre les deux semelles, empêchant ainsi toute concentration de contraintes. Les diaphragmes raidissent l'ensemble de la section du pont et maintiennent les angles droits de la section en fibre supérieure comme inférieure. Leurs hauteurs étant identiques à celles des poutres principales, des trous d'homme sont nécessaires afin de permettre le passage des agents réalisant les auscultations. Les membrures supérieures des diaphragmes sont larges pour permettre le positionnement de plusieurs files de goujons. Ils sont communément utilisés sur les ponts ferroviaires.

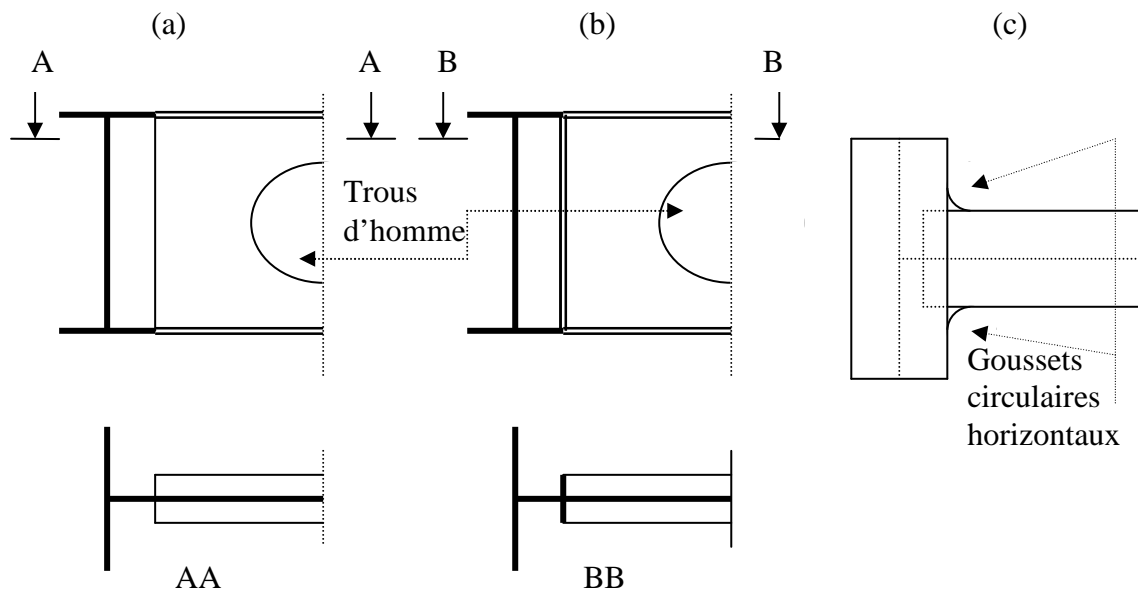


Fig. 1.18 : Assemblage diaphragme – montant  
 (a) montants simple plat, (b) montants en T, (c) vue de dessus avec goussets horizontaux

Les diaphragmes ferment la section et assurent un raidissage transversal très fort des poutres et de la dalle. Ils sont soudés sur les membrures des semelles inférieures des poutres et associent la raideur de ces dernières dans la direction transversale. Pour des charges importantes de poids propre et d'exploitation, les pièces de pont traditionnelles ont une section trop faible pour transmettre les charges aux poutres : l'utilisation des diaphragmes est alors nécessaire. Le poids propre des ponts rails est beaucoup plus élevé que celui des ponts routiers afin de résister aux effets de vibrations dynamiques d'un train à grande vitesse. La dalle est souvent plus épaisse (de l'ordre de 40 cm) et elle est alourdie par le poids du ballast d'une épaisseur de 60 cm. Les diaphragmes sont couramment utilisés sur les bipoutres et sur les quadripoutres. Cependant, la conception des diaphragmes nécessite la réalisation de trous d'homme (Fig. 1.19) et le raidissage de l'âme autour de ces trous. Le procédé de fabrication en est d'autant plus complexe et leur coût de réalisation est alors plus important que celui des pièces de pont.



Fig. 1.19 : Exemple d'un quadripoutre avec un diaphragme

### 2-1-5- Les éléments transversaux sur appuis :

Les éléments d'entretoisement sur appuis transmettent des efforts importants de compression aux appareils d'appuis grâce aux membrures inférieures des poutres. Sur culée, ils doivent être très rigides afin de conserver l'alignement du tablier au niveau du joint de chaussée. Les pièces de pont maintiennent la plupart du temps les tabliers dans le plan de la voirie accédant aux ponts.

Les efforts de compression dans les poutres sur appuis requièrent un renforcement des membrures plus important qu'en zone courante. La solution classique consiste à la mise en place de deux montants en T de part et d'autre de l'âme de la poutre. Pour les mêmes raisons que précédemment en zone courante, les ponts rails sont habituellement équipés de diaphragme sur appui. Les liaisons entre les différents éléments d'entretoisement sont identiques à celles des zones courantes.

## **2-2- . Incidence de l'entretoisement sur la conception des ouvrages :**

### **2-2-1- Fabrication en atelier :**

Il faut d'abord avoir à l'esprit qu'une part importante du temps de fabrication des structures métalliques est consacrée aux opérations de manutention, que ce soit au niveau de l'atelier ou au niveau de la mise en place sur le chantier. La construction métallique des ouvrages d'art se compose d'un grand nombre de pièces, souvent uniques. Chaque pièce nécessite un temps de fabrication important. Ce temps n'est pas forcément proportionnel à la taille et au poids des éléments. A titre d'exemple, Robert Dubois [14]: il montre que la moitié du temps passé est consacrée à seulement 6% du tonnage. Dès lors, « la chasse au poids » n'est pas le moyen de faire des économies substantielles. Ces dernières résident plutôt dans la diminution et la « simplification des dispositions constructives, raidissage des âmes et montant d'entretoises courantes ou sur appuis ».

### **2-2-2- Montage sur chantier :**

L'avantage principal de la construction métallique est de réduire fortement les étapes de fabrication des ouvrages d'art sur le site du chantier. Tous les éléments pouvant être transportés sont alors préfabriqués en usine. Les aléas du chantier (météorologique, configuration du site, hauteur des brèches à franchir, etc.) influencent moins sur l'avancement de la construction de l'ouvrage et des gains de temps et de coût sont réalisés. La préfabrication des éléments en usine permet d'automatiser la fabrication et d'améliorer la qualité du travail exécuté. Les soudures sont réalisées avec précision et dans les meilleures conditions grâce aux placages des pièces entre elles et aux préchauffages des zones à souder. Les éléments sont ensuite acheminés sur le chantier. Le transport s'effectue généralement par convoi routier, ce qui limite leurs tailles. Les éléments arrivent séparément sur le chantier puis ils sont assemblés sur site. Les pièces transversales ne peuvent pas être assemblées aux poutres avant le transport, seuls les montants (munis éventuellement de goussets ou de mouchoirs) sont soudés en usine sur les poutres. L'assemblage de l'entretoisement sur les montants s'effectue obligatoirement sur le chantier, ce qui induit un coût élevé de réalisation. Pour éviter ces soudures, les pièces transversales peuvent être boulonnées aux montants. Cette solution fut très utilisée avant les années 80 mais de nombreux problèmes de fissures apparurent sur ces assemblages, ce qui pose aujourd'hui des problèmes de réparation.

### **2-2-3- Inspection et réparation :**

#### **2-2-3-1- Inspections :**

Les assemblages sont de véritable « talons d'Achille » de la construction métallique. En effet, ils sont souvent le siège de concentration des efforts et ils acceptent très peu de variations de contraintes qui peuvent induire de nombreux problèmes de fatigue. L'endommagement des assemblages peut produire la rupture brutale d'un ouvrage ou tout du moins l'arrêt de son service. La rupture d'un pont peut avoir des conséquences humaines catastrophiques.

Bien que le risque zéro n'existe pas, il est tout naturel que la société mette tout en œuvre pour empêcher et anticiper les accidents de ce type. C'est pourquoi les ouvrages d'art et particulièrement leurs assemblages sont régulièrement inspectés. L'arrêt d'utilisation d'un pont a évidemment des conséquences économiques outre celui de la réparation structurelle de l'ouvrage. Dans le domaine des ponts routiers, le trafic peut toujours être dévié sur un réseau secondaire. Par contre pour les ponts rails la fermeture d'un pont est synonyme d'arrêt d'exploitation de la ligne et le manque à gagner par l'exploitant est alors conséquent, outre le désagrément des clients. Dès lors, il est évident que les auscultations des soudures des pièces d'entretoisement sont capitales pour les maîtres d'ouvrage. Afin de les réaliser des moyens importants sont souvent nécessaires du fait des hauteurs des ouvrages et de la difficulté d'y accéder. Des passerelles de visites sont la plupart du temps prévu en amont du projet.

### 2-2-3-2- pathologies observées :

On appellera contraintes « secondaires » les contraintes qui résultent de certains phénomènes de second ordre ou de distorsion des sections. Ces contraintes ne sont généralement pas calculées par les méthodes habituelles de la résistance des matériaux qui se limitent à la bonne évaluation des contraintes nominales.

Les contraintes nominales modifiées et les contraintes géométriques ne sont pas considérées ici comme contraintes « secondaires », bien que leur calcul nécessite l'utilisation de programme d'éléments finis ou de formulaires spéciaux, puisqu'elles résultent directement de l'application des charges.

Les contraintes secondaires résultent plutôt de déformations « parasites » de la structure.

Nous citerons quatre exemples significatifs :

a- les fissures de fatigue résultent de la non soudure sur les semelles d'un raidisseur vertical d'âme supportant une entretoise.

Ce détail est à l'origine de nombreuses fissures de poutres aux Etats-Unis (voir (6) euro code page 396). La figure 1.20 montre un tel détail tout à fait déconseillé.

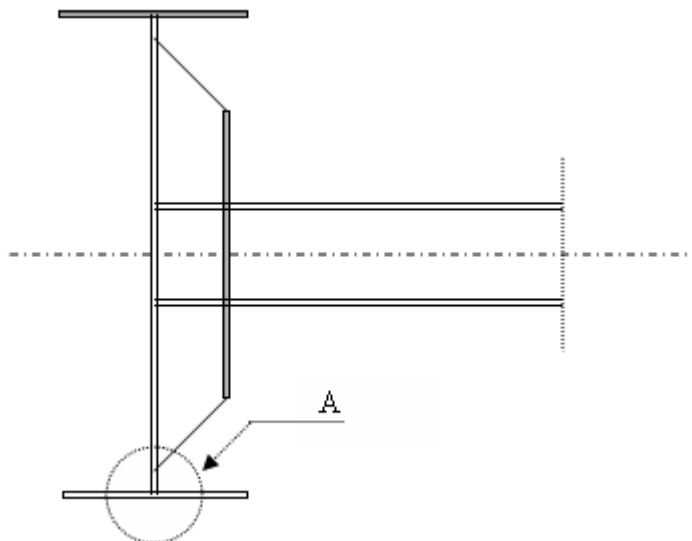


Fig. 1.20 Raidisseur d'âme non soudé à la semelle

La rotation transversale de la section est gênée par la rigidité transversale des membrures inférieures (distorsion de la section) qui va provoquer des contraintes transversales  $\sigma_t$  importantes dans le morceau d'âme non raidi compris entre le raidisseur vertical et la semelle (Fig. 1.21).



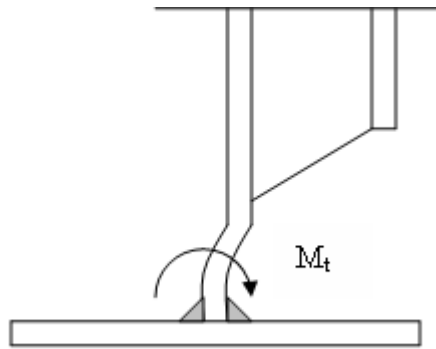


Fig. 1.21: Détail A

Dans ce cas précis, les contraintes ne résultent pas de l'application directe de charges au droit de l'entretoise mais de la rotation d'ensemble de la section. Il est noté qu'elles pourraient aussi bien résulter du déversement des poutres au droit d'un appui intermédiaire, le flambement latéral de la membrane comprimée est « empêché » par les entretoises qui constituent des points d'appuis souples ou rigides. Au niveau de la membrure supérieure, l'application de charges sur la dalle entre les poutres crée une rotation imposée transversale qui donne un moment  $M_t$  analogue. Dans le cas où le raidisseur vertical est soudé sur la semelle supérieure, les charges appliquées au droit de l'entretoise sur la dalle donnent lieu à des moments fléchissants dans le cadre formé par la dalle, les raidisseurs verticaux et l'entretoise. Les contraintes qui en résultent doivent être considérées pour la vérification à la fatigue. Elles ne sont pas à proprement parler « Secondaires ».

**b-** les fissures de fatigue à la jonction âme-semelle résultent de la « Respiration » de l'âme.

L'amplification des défauts de planéité de l'âme due aux contraintes normales de compression peut provoquer des fissures de fatigue longitudinales au pied du cordon âme-semelle dans l'âme de la poutre.

**c-** Des défauts de contact se sont avérés sur certains assemblages d'entretoisement réalisés à l'aide de boulon à haute résistance (Fig. 1.22 [16]). L'assemblage d'entretoises avec les montants, réalisé par platine d'extrémité boulonnée, conduit à des défauts de contact du fait de la trop grande raideur des pièces à assembler. Il en résulte d'importantes majorations de contrainte en certains points des platines et un mauvais fonctionnement des boulons qui ne peuvent plus être considérés comme des boulons à serrage contrôlé. La corrosion est également favorisée.

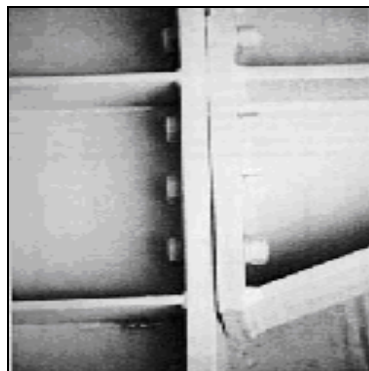


Fig. 1.22 Défauts de contact dans un assemblage entretoise - montant par platine d'extrémité boulonnée (d'après [16])

**d-** Une étude réalisée en 1998 [11] répertorie une centaine d'assemblages boulonnés sur des ponts multipoutres (Fig. 1.23) présentant des fissurations dans l'état d'Alabama. La liaison entre les entretoises et les poutres principales sont réalisées à l'aide de cornières en L, directement boulonnées sur les âmes des poutres. Les flèches relatives entre les différentes poutres sont à l'origine du développement des fissures de fatigue dans les cornières. Ce type de connexion est à proscrire car il n'est pas assez raide. Le contact entre l'aile de la cornière et l'âme des poutres n'est pas correctement assuré ce qui conduit à de la fissuration en fatigue au niveau des trous de la cornière.

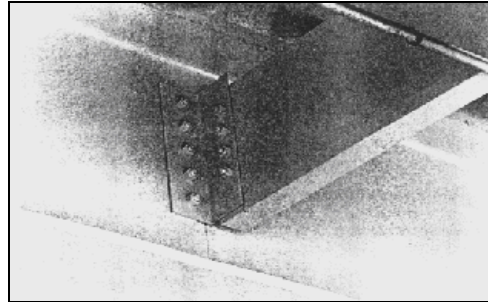


Fig. 1.23 : Cornière d'assemblage entretoise – poutre par boulons (d'après [11])

Pour améliorer la raideur de ce type d'assemblage et obtenir un meilleur encastrement, il serait préférable de respecter une symétrie de transmission des efforts dans la poutre en positionnant non pas une cornière mais deux de chaque côté de l'entretoise. Cet assemblage gagnerait en performance en allongeant les ailes des cornières boulonnées sur la poutre afin de positionner plus de fils de boulons et ainsi de mieux empêcher leur décollement.

### **2-2-3-3- Réparations :**

La réparation des assemblages d'entretoisement n'est jamais aisée. Les défauts de conception que nous venons de présenter peuvent être compensés par l'augmentation de la raideur de la liaison (dans le cas des cornières boulonnées) ou par l'attachement des montants sur les semelles inférieures des poutres principales. Le remplacement d'une pièce transversale est toujours une opération coûteuse, le travail devant s'exécuter la nuit pour ne pas arrêter le trafic sur l'ouvrage. De plus ces réparations nécessitent des soudures in situ.

En conséquence, la question de la nécessité des entretoises prend tout son sens car elle permet en premier lieu, d'appréhender l'urgence de la réparation à accomplir. En particulier dans le domaine des quadripoutres, les entretoises paraissent redondantes par rapport à la rigidité globale de l'ouvrage. Dès lors, la solution la plus économique et la plus simple pour supprimer les problèmes de fatigue dans les entretoises sont tout simplement d'enlever les entretoises. Des recherches ont alors été effectuées, principalement aux Etats Unis d'Amérique, pour connaître l'influence de la suppression des entretoises dans des ponts quadripoutres sujets à des fissurations de fatigue. Keating et al. en 1996 [24] sont les premiers à analyser cette possibilité. Le pont étudié comporte cinq poutres principales et quatre travées. Les auteurs concluent que l'enlèvement des entretoises en zone courante augmente de 25% les contraintes dans les semelles. La recherche la plus complète sur ce sujet est celle de Stallings et al. [41] en 1999: le pont étudié comporte huit poutres principales et trois travées. Comme la majorité des ponts mixtes américains, la dalle n'est pas connectée aux poutres. Les auteurs montrent que le diaphragme n'a que très peu d'effet sur la distribution transversale des charges de camions et que sa suppression conduit à une augmentation des contraintes dans les semelles inférieures de seulement 15%. Il semble dès lors que la meilleure solution pour réparer les assemblages entretoise/poutre est tout simplement d'enlever définitivement les entretoises.

Mais si la suppression des entretoises est possible, nous pouvons nous demander à juste titre s'il ne serait pas plus préférable de concevoir directement ces ponts sans entretoise.

### 3- Différentes méthodes d'analyses prenant en compte les éléments transversaux :

#### 3-1- Méthodes analytiques :

##### 3-1-1- Méthode de la poutre droite infiniment rigide sur appuis élastiques :

L'entretoise d'un pont multipoutre n'est que très peu soumise à la flexion. Cette dernière est la conséquence de la différence de flexion longitudinale des poutres principales. S'inspirant de ce constat, Courbon [10] considère l'entretoise comme une poutre infiniment rigide par rapport aux poutres principales. Cette hypothèse lui permet de développer une méthode simple pour réaliser le dimensionnement de ce type d'ouvrage d'art.

A partir d'un chargement fixé au préalable, la méthode de Courbon détermine les réactions d'appuis exercées par l'entretoise sur les poutres principales. D'une part, la poutre infiniment rigide se déplacera dans son ensemble sans fléchir. D'autre part, l'entretoise repose sur  $n$  appuis élastiques au niveau des liaisons avec les poutres principales. Cela signifie qu'aux nœuds les réactions d'appuis verticales  $R_i$  exercées par l'appui  $i$  sur la poutre sont proportionnelles à l'abaissement  $y_i$  de la poutre au droit de l'appui.

##### 3-1-1-1- Détermination des réactions d'appuis des poutres sur une entretoise :

Dans un cas général, nous avons  $n$  poutres inégales et inégalement espacées numérotées de 1 à  $n$ . Prenons 0 comme origine sur l'entretoise (Fig. 1.24):

$y_i$  : l'abscisse de la poutre  $i$

$I_i$  : son moment d'inertie

$e$  : l'abscisse d'une charge  $P$  appliquée à l'entretoise

$R_i$  : la réaction de l'entretoise sur la poutre  $i$ .

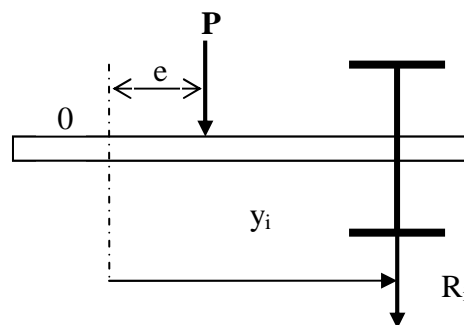


Fig. 1.24 : Réactions de l'entretoise sur la poutre  $i$

Les réactions étant considérées comme positives lorsqu'elles sont dirigées dans la direction de la charge, nous pouvons écrire les équations d'équilibre (Fig.1.25):

$$P + \sum_{i=1}^n R_i = 0 \quad (1.1)$$

$$P \cdot e + \sum_{i=1}^n R_i y_i = 0 \quad (1.2)$$

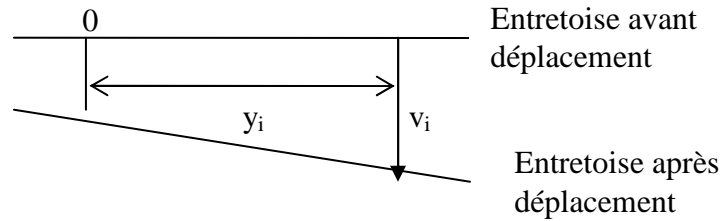


Fig. 1.25 : Déplacement de l'entretoise

Soit  $v_i$  la flèche de la poutre  $i$  au droit de l'entretoise étudiée (Fig. 1.25). Comme les entretoises sont considérées comme indéformables, les flèches  $v_i$  et les abscisses  $y_i$  sont reliées par une relation linéaire. Il en est de même pour  $\frac{R_i}{I_i}$  qui est proportionnel à  $v_i$  et  $y_i$ .

Ainsi  $R_i = I_i (\alpha + \beta y_i)$  et les équations d'équilibre nous donnent

$$P + \alpha \sum I_i + \beta \sum y_i I_i = 0 \quad (1.3)$$

$$Pe + \alpha \sum y_i I_i + \beta \sum y_i^2 I_i = 0 \quad (1.4)$$

Fixons maintenant l'origine des  $y_i$  comme étant la solution de  $\sum y_i I_i = 0$ . Remarquons que si l'ensemble des poutres admet un axe de symétrie vertical, l'origine des  $y_i$  se trouve sur cet axe.

$$\text{Nous notons alors : } \alpha = -\frac{P}{\sum I_i} \text{ et } \beta = -\frac{Pe}{\sum y_i^2 I_i} \quad (1.5)$$

$$\text{On en déduit : } R_i = -\frac{P I_i}{\sum I_i} \Delta_i \text{ en posant } \Delta_i = 1 + \frac{\sum I_i}{\sum y_i^2 I_i} y_i e \quad (1.6)$$

Si nous nous intéressons maintenant à un cas simple où les poutres sont identiques et également espacées, nous obtenons :  $I_i = I$

$y_i = -\frac{n+1-2i}{2} \lambda$  Avec  $\lambda$  l'espacement entre deux poutres voisines. Les appuis étant numérotés de la gauche vers la droite.

$$\text{On obtient donc : } \sum y_i^2 I_i = \lambda^2 I \left[ \sum \frac{(n+1)^2}{4} - (n+1) \sum i + \sum i^2 \right] \quad (1.7)$$

Compte tenu que :  $\sum i = \frac{n(n+1)}{2}$  et que :  $\sum i^2 = \frac{n(n+1)(2n+1)}{6}$ , Il vient :

$$\sum y_i^2 I_i = \lambda I \frac{n(n^2-1)}{6} \quad (1.8)$$

$$\text{Nous obtenons alors : } R_i = -\frac{P}{n} \Delta_i \text{ et } \Delta_i = 1 - 6 \frac{n+1-2i}{n^2-1} \left( \frac{e}{\lambda} \right)$$

Lorsque les charges  $P$  sont appliquées sur l'entretoise, les effets dans une section, (moments fléchissants, efforts tranchants, flèches) que l'on calculerait dans la poutre  $i$  en supposant une répartition des charges proportionnelle aux moments d'inertie des poutres, sont multipliés par un coefficient d'excentricité  $\Delta_i$  donné ci-dessus. Il faut noter que cette règle ne s'applique qu'aux entretoises intermédiaires, non appuyées.

### 3-1-1-2- Généralisation dans le cas d'un pont multipoutre à entretoises rigides :

Considérons un pont (Fig.1.26) multipoutre solidarifié par des entretoises rigides (et non plus une seule). Nous supposons que les poutres principales du pont sont parallèles entre elles, de longueur identique  $L$ , soumises aux mêmes liaisons poutre / entretoise et qu'elles possèdent des inerties proportionnelles, tel que le rapport entre deux inerties successives soit constant.

Les poutres seront dirigées suivant l'axe des x, indicées i de 1 à n. Perpendiculairement à ces poutres, et suivant l'axe y, nous disposerons des entretoises numérotées j de 1 à N, de longueur constante l. Les nœuds de liaisons seront notés  $A_i^j$ . L'origine des x se situe sur l'appui de gauche des poutres principales.

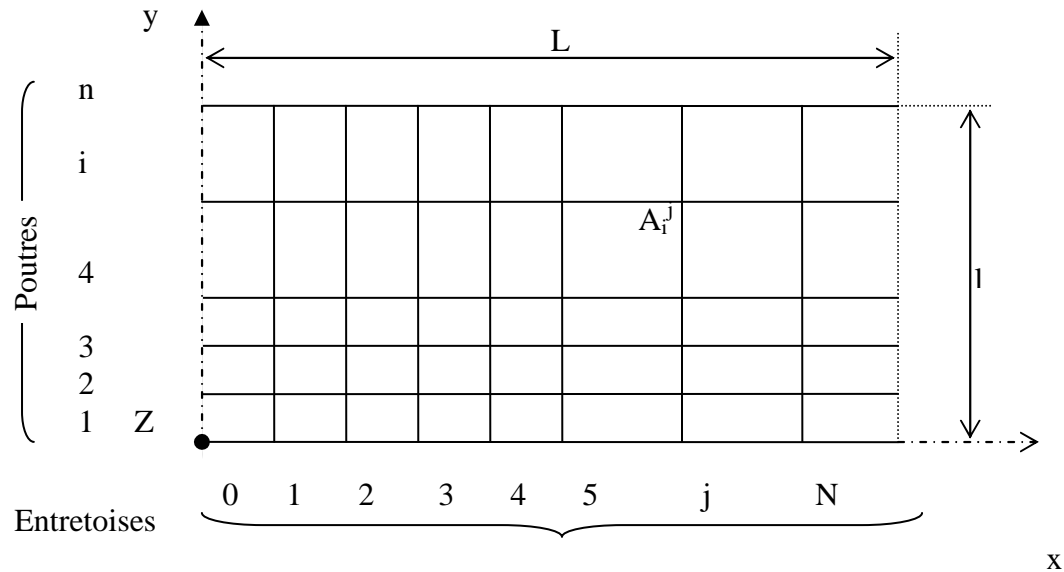


Fig. 1.26 : Grillage de poutre

Pour calculer les efforts, il est nécessaire de remplacer une charge P s'appliquant sur une poutre à une abscisse  $\alpha_p$ , par un système de charges équivalentes  $Q_1, Q_2, \dots, Q_N$  appliquées aux points d'intersections de la poutre et des entretoises.

Pour une poutre nous avons la distribution de charges suivante (Fig.1.27) :

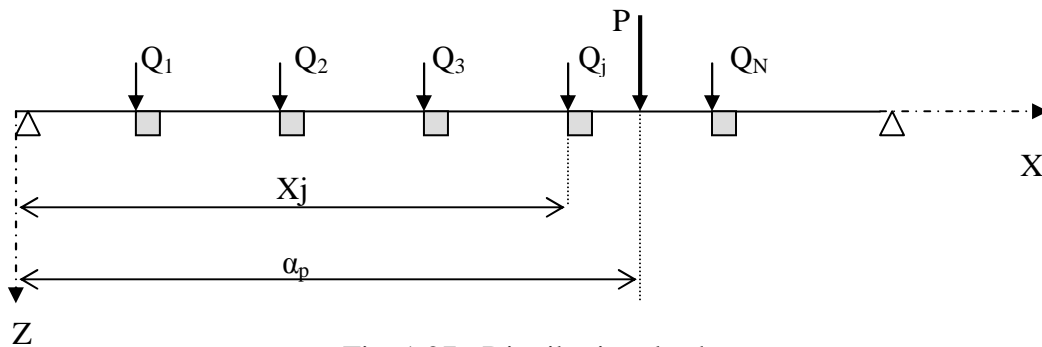


Fig. 1.27 : Distribution de charge

Pour déterminer la répartition des charges équivalentes, nous écrivons qu'en un point de coordonnée x, la flèche créée par la charge P appliquée en un point de coordonnée p est égale à la somme de 1 à N des flèches créées par les charges équivalentes  $Q_j$  appliquées aux points de coordonnées  $x_j$ . Ce qui se traduit par l'équation :

$$Q_1 K_x^{x_1} + Q_2 K_x^{x_2} + \dots + Q_j K_x^{x_j} + Q_N K_x^{x_n} = P K_x^{\alpha_p} \tag{1.9}$$

$$\sum_{j=1}^N (Q_j K_x^{x_j}) = P K_x^{\alpha_p} \tag{1.10}$$

Nous calculerons les charges équivalentes  $Q_j$  en écrivant cette équation en chaque point d'intersection poutre/entretoise, et en résolvant le système de N équations linéaires à N inconnues qui en découlent.  $K_x^{x_j} = K_y^x$ , désignant la flèche prise par la poutre simplement appuyée (Fig.1.28), supposée non liée aux entretoises, dans la section d'abscisse y, sous l'action de la seule charge d'unité appliquée dans la section d'abscisse x.

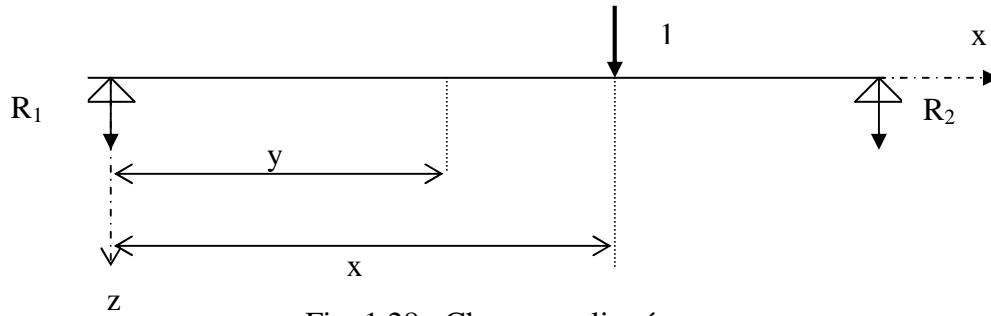


Fig. 1.28 : Charge appliquée en x

La flèche  $K_y^x$  de la poutre (de module de Young E, d’inertie I et de longueur L) a pour expression :

- Pour  $y < x$  :  $K_x^y = \frac{-1}{EI} \left[ \frac{L-x}{6L} y^3 + \left( \frac{-x^3}{6L} + \frac{x^2}{2} + \frac{Lx}{3} \right) y \right]$  (1.11a)

- Pour  $y > x$  :  $K_x^y = \frac{-1}{EI} \left[ \left( \frac{Ly^2}{2} - \frac{y^3}{6} \right) \frac{x}{L} + \left( \frac{-x^3}{6L} - \frac{Lx}{3} \right) y + \frac{x^3}{6} \right]$  (1.11b)

Pour calculer les charges équivalentes de la poutre chargée, en chacun des appuis poutre / entretoise, nous résolvons le système matriciel suivant en calculant  $K_y^x$  pour une charge unité :

$$\begin{bmatrix} K_{x1}^{x1} & K_{x1}^{x2} & \dots & K_{x1}^{xj} & \dots & K_{x1}^{xN} \\ K_{x2}^{x1} & K_{x2}^{x2} & \dots & K_{x2}^{xj} & \dots & K_{x2}^{xN} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ K_{xj}^{x1} & K_{xj}^{x2} & \dots & K_{xj}^{xj} & \dots & K_{xj}^{xN} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ K_{xN}^{x1} & K_{xN}^{x2} & \dots & K_{xN}^{x3} & \dots & K_{xN}^{xN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1 \\ Q_2 \\ \dots \\ Q_j \\ \dots \\ Q_N \end{bmatrix} = P \cdot \begin{bmatrix} K_{x1}^{op} \\ K_{x2}^{op} \\ \dots \\ K_{xj}^{op} \\ \dots \\ K_{xN}^{op} \end{bmatrix} \quad (1.12)$$

Les charges équivalentes  $Q_j$  sont alors connues et la théorie des poutres peut alors s’appliquer aisément pour obtenir les efforts tranchants, les moments et les flèches des poutres.

**3-1-1-3- Commentaires sur cette méthode :**

La méthode de Courbon est assez simple d’utilisation. Son hypothèse forte sur la rigidité infinie des entretoises est proche de la réalité. De plus, nous pouvons très bien nous affranchir de cette hypothèse en effectuant un calcul de résistance des matériaux habituel avec la vraie raideur de l’entretoise. Par exemple, nous pouvons utiliser la méthode des trois moments pour obtenir les flèches de l’entretoise en la considérant comme une poutre sur appuis élastiques. Les flèches de l’entretoise nous permettent ensuite de calculer les réactions d’appuis de l’entretoise sur les poutres principales [40]. Tout calcul fait, nous nous sommes aperçus que le fait de prendre la vraie raideur d’une entretoise dans un pont quadripoutre ou l’hypothèse d’une raideur infinie, nous donnait exactement les mêmes résultats. L’hypothèse de Courbon est parfaitement utilisable dans le cas des ponts multipoutres, puisqu’ils ont des entretoises (en particulier lorsqu’il s’agit de diaphragmes) ayant une très grande rigidité.

Cependant cette méthode néglige complètement le rôle de la dalle dans la transmission des efforts. Elle ne permet pas de calculer les répartitions des charges entre les poutres dans le cas sans entretoise. Elle ne peut pas non plus prendre en compte la spécificité des ponts biais qui sont pourtant très fréquents.

Le chargement considéré est aussi très limité puisqu'il ne peut s'agir que de forces ponctuelles.

Mais malgré tout cela, nous considérons que cette méthode est vraiment efficace pour sa simplicité d'utilisation et pour sa bonne prédiction d'un ouvrage comportant au moins une entretoise. Dans le cas d'un prédimensionnement, nous la conseillerions vivement aux ingénieurs.

### 3-1-2- Méthode du grillage de poutres et de la dalle orthotrope :

Cette seconde méthode de calcul repose sur la théorie des plaques orthotropes. Elle fut développée par Guyon [19] dans le cas d'une dalle orthotrope à rigidité torsionnelle négligeable. Massonnet en 1950 généralisa les relations trouvées par Guyon en introduisant l'effet de la torsion dans les calculs [28]. En 1966, Massonnet et Bare publièrent un recueil de ces méthodes illustré par un certain nombre d'exemples.

#### 3-1-2-1- Principe de la méthode et hypothèses :

Cette méthode vise à déterminer les efforts transitant dans un grillage de poutres soumis à un chargement quelconque, ponctuel ou réparti. Le système dalle-poutre discret est remplacé par un système uniforme composé d'une dalle anisotrope ou orthotrope ayant des caractéristiques constantes suivant chacun de ses axes transversal et longitudinal. Ce passage d'une répartition discrète de la rigidité, à une répartition continue, est l'hypothèse principale sur laquelle repose cette méthode. La deuxième hypothèse consiste à admettre que le coefficient de Poisson du matériau constitutif est nul.

Cette hypothèse est plus ou moins contestable, mais, dans la mesure où le but de la méthode est de déterminer la répartition des efforts dans les différentes parties de la structure et où les variations de ces efforts ne sont pas très importantes, l'erreur qui en résulte peut être considérée comme négligeable.

Le réseau de poutres est assimilé à une dalle orthotrope possédant deux bords libres (selon  $Ox$ ) et deux bords simplement appuyés (selon  $Oy$ ). La méthode s'appuie sur la résolution approchée de l'équation différentielle d'un grillage simple constitué, dans le sens des  $y$ , de  $n$  poutres espacées de  $b_0$ , et de  $N$  entretoises, dans les sens des  $x$ , espacés de  $l_0$  (Fig.1.29). Cette équation est équivalente à celle d'une plaque orthotrope :

$$q_p \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + q_E \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (1.13)$$

Donc :

- $q_p$  : rigidité flexionnelle des poutres, répartie par unité de longueur ;
- $q_E$  : rigidité flexionnelle des entretoises, répartie par unité de longueur ;
- $\gamma_p$  : rigidité torsionnelle des poutres, répartie par unité de longueur ;
- $\gamma_E$  : rigidité torsionnelle des entretoises, répartie par unité de longueur ;
- $w$  : déformée de la dalle ;
- $p(x, y)$  : chargement de la dalle.

La résolution analytique directe de cette équation conduit à des calculs compliqués et peu pratiques à mettre en œuvre. La méthode de **Massonnet** permet de s'affranchir de cette difficulté en utilisant une méthode approximative basée sur les coefficients de répartition.

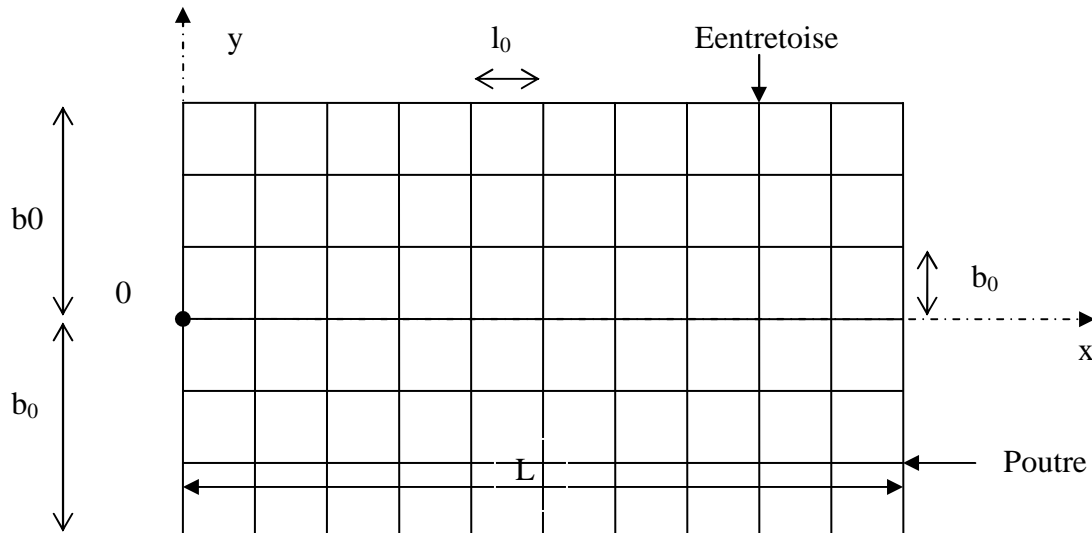


Fig. 1.29 : Grillage de poutres

La construction réelle est remplacée par une dalle orthotrope présentant les mêmes rigidités moyennes de flexion et de torsion. La répartition réelle du chargement est remplacée par celle qui naît sous une charge répartie le long de l'axe X de la construction et d'excentrement e. Une fois la distribution transversale déterminée dans la plaque orthotrope, les autres calculs obéissent aux règles ordinaires de l'équilibre des forces et des moments.

**3-1-2-2- Les deux paramètres fondamentaux :**

Deux paramètres fondamentaux caractérisent l'ouvrage calculé. Le premier:  $\vartheta$  est le paramètre d'entretoisement. Il détermine la souplesse de l'entretoisement. Plus  $\vartheta$  est grand, plus souple est l'entretoisement.

$$\vartheta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{q_p}{q_E}} \quad (1.14), \quad \alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 \sqrt{q_p \cdot q_E}} \quad (1.15)$$

Le deuxième :  $\alpha$ , est le paramètre de torsion. Il caractérise la résistance à la torsion de l'ouvrage.

Ces deux paramètres sans dimension sont très importants car ils conditionnent la détermination de tous les coefficients de répartitions transversales.

Le paramètre d'entretoisement se calcule facilement car  $q_p = \frac{E_p \cdot I_p}{b_0}$  et  $q_E = \frac{E_E \cdot I_E}{l_0}$ . Par contre, le paramètre de torsion impose le calcul des rigidités de torsion, généralement difficile à évaluer, de sorte que nous devons utiliser des hypothèses simplificatrices pour obtenir une valeur approchée de  $\alpha$ . Heureusement, le paramètre de torsion prend une expression particulièrement simple dans le cas d'une construction mixte. En effet, nous pouvons admettre que la rigidité propre de torsion des poutrelles métalliques est négligeable et assimiler par conséquence le pont à une plaque dont les rigidités à la flexion dans les deux sens  $q_p$  et  $q_E$  sont celles de la dalle isotrope en béton majorées dans les rapports  $\pi = \frac{q_p}{D}$  et  $\varepsilon = \frac{q_E}{D}$  avec

$$D = \frac{E_d \cdot e_d^3}{12} \quad (E_d \text{ est le module de Young et } e_d \text{ la hauteur de la dalle en béton).)$$



Tout calcul fait, on obtient pour une poutre mixte :  $\alpha = \frac{1}{\sqrt{\pi\varepsilon}}$ .

### 3-1-2-3- Les coefficients de répartition transversale :

L'étude analytique d'un grand nombre de cas a permis à Massonnet de déterminer des coefficients de répartition transversale K en fonction des deux paramètres fondamentaux. Ces coefficients sont définis dans des tables pour les deux valeurs extrêmes  $\alpha = 0$  et  $\alpha = 1$ . Des formules d'interpolation permettent de déterminer K pour la valeur de  $\alpha$  réelle. Chaque type d'effort (moments, efforts tranchants, etc.) fait intervenir un coefficient de répartition transversale des charges différent. Ce dernier est alors multiplié par le moment moyen pour obtenir le moment fléchissant existant dans une poutre déterminée. Le moment moyen correspond au moment de flexion de la poutre seule sous la charge et appuyée à ses extrémités. La répartition transversale des charges étant connue, l'étude du pont se poursuit par les méthodes ordinaires de la stabilité des constructions.

### 3-1-2-4- Commentaires sur cette méthode :

Comme mentionné précédemment, la méthode de Massonnet est simple à utiliser grâce aux différentes tables permettant de calculer les coefficients de répartition transversales. Les raideurs des poutres et des entretoises sont « tartinées » sur la longueur et la largeur de la dalle équivalente. L'excentrement des poutres et des entretoises par rapport à la dalle est négligé. Cette méthode est aussi efficace que celle de Courbon dans le cas d'un calcul de prédimensionnement mais elle nécessite un apprentissage plus important. De plus, les entretoises ne sont pas considérées comme infiniment rigides. Elle est particulièrement performante dans le cas d'un très grand nombre de poutres et d'entretoises puisque l'erreur commise par le « tartinage » des raideurs est alors plus faible. Cependant, avec les conceptions modernes des ponts mixtes, le nombre d'entretoises sont souvent assez faible. La méthode de Massonnet est alors moins performante pour ces ponts. Cependant, elle permet de prévoir le comportement du pont sans entretoise, en considérant uniquement la raideur de la dalle dans la direction transversale et celle des poutres mixtes dans la direction longitudinale.

## 3-2- Méthodes des éléments finis :

### 3-2-1- Grillage de poutres et modélisation monodimensionnelle :

De nombreux articles ont été publiés à partir des années 60 afin de déterminer l'influence des entretoises sur des ponts spécifiques. La première étude date de 1964 : Stevens et Gosbell [42] réalisent une structure en laboratoire d'un pont à dalle orthotrope avec un grand nombre d'entretoises. Ce modèle est réalisé en Perspex (sorte de plexiglas) car l'étude est uniquement élastique. Cette première étude expérimentale de pont montra que les théories basées sur les plaques orthotropes ne permettaient pas de prédire convenablement la flexion des poutres. Dès lors un champ de recherche se développa pour déterminer les réelles influences des entretoises dans des ponts multipoutres. Le recours aux calculs par éléments finis se généralisa et s'imposa pour pallier aux insuffisances des méthodes, de types ingénieurs, traditionnelles. Les premières études numériques sur l'influence des entretoises sont réalisées en 1977 par Culham et Gahli [12] et en 1979 par Kostem et deCastro [25]. Elles concernent des ponts multipoutres en béton armé précontraint d'une seule travée. Le nombre d'entretoises intermédiaires est l'un des paramètres de ces études.

La géométrie réelle des ponts est traduite en grillage de poutre à l'aide d'éléments barres à deux nœuds. L'inertie de la dalle est alors prise en compte dans l'inertie des poutres du grillage. Ces deux recherches ont la particularité d'aboutir à des conclusions opposées. En effet, Culham et Gahli démontrent que la présence d'une entretoise à mi-travée permet d'obtenir la meilleure répartition des efforts des charges roulantes de camion sur l'ensemble des poutres pour quatre longueurs de travées différentes (12 m, 18 m, 24 m et 30 m).

Les ponts étudiés sont toujours des quadripoutres. La charge du camion se situe à mi-travée du pont modélisé, donc bien évidemment lorsque le pont est muni d'une seule entretoise, cette dernière se trouve directement sous la charge. Elle est plus efficace dans la redistribution des charges que dans le cas où le pont comporte deux entretoises au tiers de la portée du pont et donc relativement loin de la charge du camion. Cependant, les auteurs montrent aussi que la présence de trois entretoises dont l'une est sous la charge, conduit à une moins bonne distribution des charges sur les poutres.

De façon équivalente, Kostem et deCastro calculent le facteur de distribution des charges pour un pont à une travée de 21,64 m et comportant entre zéro et quatre entretoises. Ce facteur de distribution traduit la différence de répartition des charges entre la poutre la plus chargée et celle la moins chargée. La charge du camion est située au milieu de la travée. Les auteurs montrent que le facteur de distribution le plus petit est obtenu pour deux cas différents : soit le pont est muni d'une unique entretoise à mi-portée, soit le pont comporte quatre entretoises (dont aucune n'est directement sous la charge). Cependant l'apport de l'entretoise est pratiquement insignifiant (Fig. 1.30), de l'ordre de 3%. La différence entre les deux recherches s'explique par la prise en compte du moment d'inertie des entretoises.

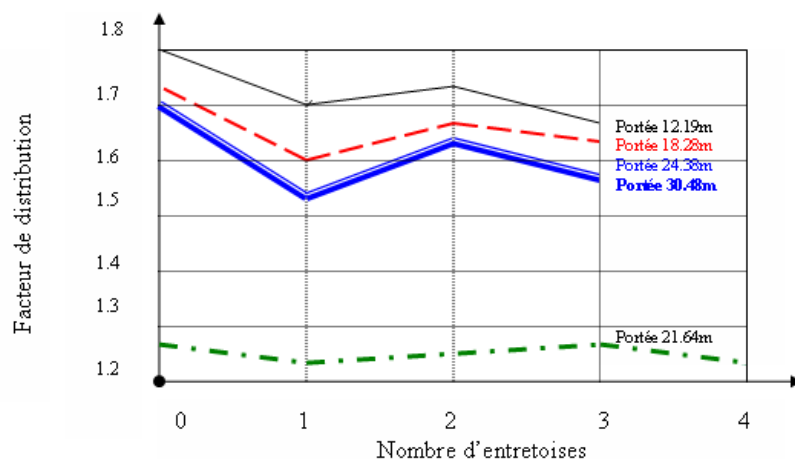


Fig. 1.30 : Facteur de distribution en fonction du nombre d'entretoises (d'après [12] et [25]).

En effet, Kosterm et DeCastro valent leur modélisation sur un test réalisé sur un pont similaire à celui de leur étude, ce qui les conduit à minimiser l'inertie de l'entretoise à 25% de sa valeur réelle. L'inertie de l'entretoise étant plus faible, elle remplit moins bien son rôle de répartiteur de charge. Les auteurs justifient cette diminution d'inertie de l'entretoise par le fait que l'entretoise ne peut être considérée comme une poutre continue mais plutôt comme plusieurs sections de poutres séparées par les poutres principales.

Cette analyse bibliographique, qui ne se veut pas exhaustive, montre que l'apport de l'entretoise dans un pont multipoutre n'est réellement pas déterminé. L'utilisation de la modélisation numérique par rapport aux méthodes analytiques offre la possibilité d'étudier un pont sans entretoise et de déterminer le nombre d'entretoise optimum. Cependant la modélisation en grillage de poutres pose le difficile problème de la traduction géométrique réelle de la liaison de l'entretoise sur les poutres à l'aide des éléments barres. Dès lors l'analyse de l'entretoisement ne peut négliger la géométrie réelle de l'ouvrage. L'utilisation d'une modélisation de grillage de poutres fut abandonnée et remplacée par une modélisation bidimensionnelle dans les années 80.

### 3-2-2- Modélisation bidimensionnelle:

Ce type de modélisation est aujourd'hui encore la plus simple et la plus efficace pour réaliser le dimensionnement d'un pont mixte à poutres. Le maillage est très facile à effectuer et les calculs sont rapides car le nombre d'éléments est restreint.

La dalle est prise en compte dans la modélisation. Elle est discrétisée en éléments plaques car la largeur et la longueur d'une dalle de pont sont beaucoup plus grandes que son épaisseur. La charpente porteuse de la dalle composée de poutres et d'entretoises est modélisée sous forme de grillage par des éléments barres à 2 nœuds. Afin de respecter la position de la dalle par rapport à celle des poutres, des éléments liens rigides connectent leur centre de gravité (Fig. 1.31).

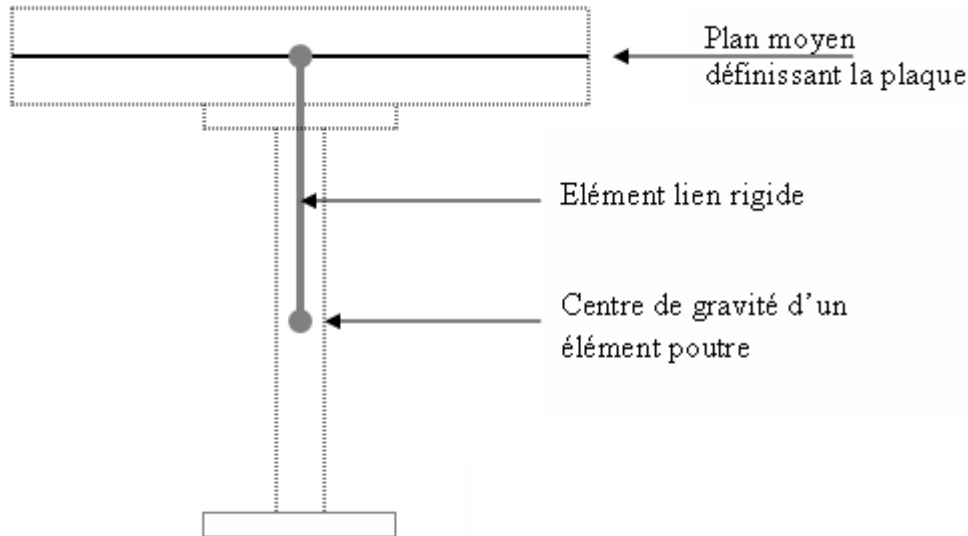


Fig.1.31 : Maillage bidimensionnel

Chen en 1995 [9] et Nowak et al. [32] présentèrent cette manière de modéliser pour prédire la distribution des charges d'un camion dans un pont multipoutre. Les auteurs négligèrent complètement les entretoises dans leur modélisation. Chen justifie ce choix en se référant aux travaux de Kostern et deCastro [25] qui avaient démontrés que l'influence des entretoises était insignifiante. Cependant Kostern et deCastro modélisaient les structures en grillage de poutres.

La prise en compte de la dalle était alors réduite à une modification de l'inertie des poutres métalliques pour former une inertie de poutre mixte. La flexion transversale de la dalle ne pouvait être considérée, contrairement à la modélisation bidimensionnelle. Ainsi la généralisation des résultats basés sur un grillage de poutres dans le cadre d'une étude plus fine bidimensionnelle peut paraître un peu hâtive.

Le positionnement des éléments d'entretoisement, dans une approche bidimensionnelle, est délicat puisque la géométrie des poutres est traduite par des éléments filaires. L'entretoise est obligatoirement connectée au centre de gravité des poutres et sa position sur la hauteur des âmes ne peut être représentée. Seule une analyse tridimensionnelle peut donc réellement décrire l'influence de l'entretoisement d'un pont

### 3-2-3- Modélisation tridimensionnelle :

Tedesco et al. Modélisent [43] un pont comportant neuf poutres par une approche tridimensionnelle afin de qualifier l'influence des entretoises. Comme précédemment, la dalle est discrétisée en éléments plaques. Par contre les poutres ne sont plus traduites uniquement par des éléments barres mais par une combinaison d'éléments permettant de conserver l'aspect volumique des poutres réelles. Les semelles sont discrétisées en éléments plaques et les âmes sont maillées par des éléments de poutre à trois nœuds formant des croix de Saint-André (Fig. 1.32). Tedesco et al décrivent avec beaucoup de rigueur la position des différents éléments entre eux afin de respecter la géométrie exacte de la structure réelle. Comme la dalle et les semelles des poutres sont discrétisées à l'aide d'éléments plaques, les nœuds de leur maillage sont situés sur leur plan moyen. L'utilisation de liens rigides permet de prendre en compte l'excentrement entre les éléments provenant de leur épaisseur en couplant les cinq degrés de liberté aux deux nœuds de ces éléments. La dalle et les semelles des poutres sont reliées par des éléments rigides ainsi que l'âme et les semelles des poutres. La présence de ces liens rigides enrichit la modélisation puisqu'ils permettent de prendre en compte la non connexion de la dalle avec les semelles supérieures des poutres (Fig. 1.32). Le degré de liberté concernant le déplacement horizontal du pont dans la direction de  $x$  est alors non couplé entre les nœuds de la dalle et ceux de la semelle supérieure.

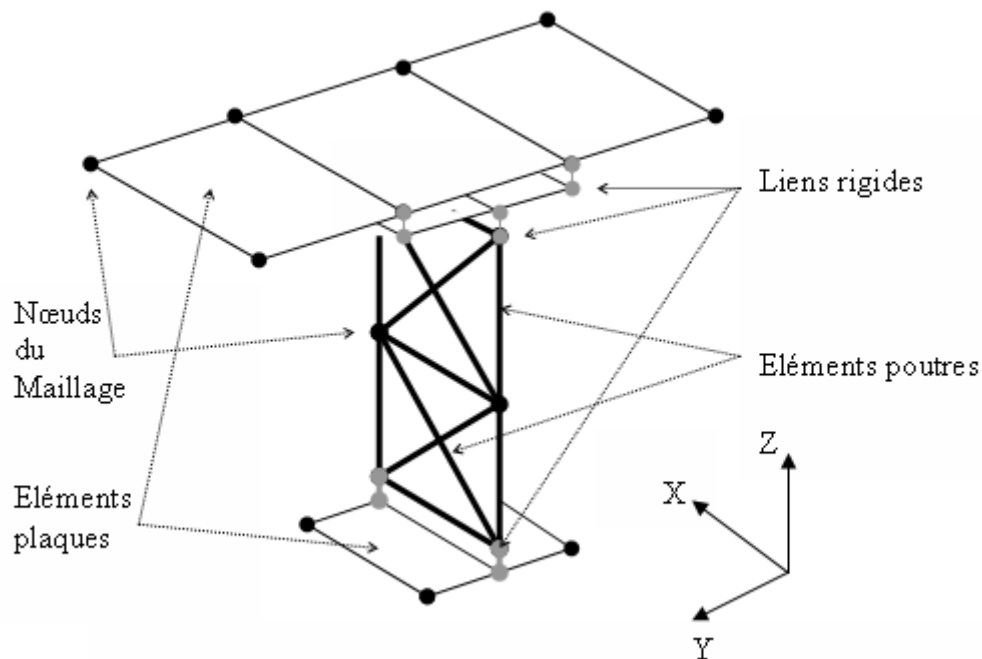


Fig. 1.32 : Maillage 3D avec des éléments rigides

La même technique est utilisée pour assembler les âmes des poutres aux entretoises. Ces dernières sont prises en compte grâce à deux éléments barres reliant les poutres entre elles. La description des éléments transversaux est donc beaucoup plus rudimentaire que celle réalisée pour le reste du pont. L'utilisation de deux éléments barres pour l'entretoise ne prend pas en compte correctement la flexion des entretoises et la raideur qu'apporte l'entretoise aux âmes des poutres est beaucoup plus faible que celle de la réalité. L'utilisation de plaques ou d'éléments poutres en croix de Saint-André permettrait sans doute de mieux traduire l'apport des entretoises. Quoiqu'il en soit, Tedesco et al. concluent que l'apport de l'entretoise est négligeable puisque la comparaison d'un modèle avec et un modèle sans entretoise aboutie à des résultats sensiblement similaires. Zhou et al. en 2004 [47] ont la même volonté de décrire le plus justement possible l'aspect tridimensionnel d'un multipoutre.

Ils apportent deux améliorations importantes à la modélisation de Tedesco. Tout d'abord, la description de l'âme à l'aide d'éléments barres est remplacée par des éléments plaques. Ainsi la flexion et les contraintes en dehors du plan dans les âmes sont mieux approchées et mieux diffusées sur les membrures des poutres. La deuxième amélioration provient de la description de la dalle qui n'est plus modélisée en éléments plaques mais en éléments volumiques (Fig. 1.33). Ceci permet d'avoir une meilleure représentation de la fissuration du béton et de sa propagation dans l'épaisseur de la dalle. De plus, le nombre d'éléments transversaux pour la dalle est doublé par rapport au maillage de Tedesco afin de mieux modéliser la flexion transversale de la dalle. Des éléments liens sont aussi utilisés pour connecter le plan moyen des plaques des semelles supérieures aux faces inférieures des éléments volumiques du béton. Comme pour Tedesco et al les éléments liens permettent d'étudier l'ouvrage en considérant que la dalle n'est pas connectée aux poutres grâce à un découplage des degrés de liberté relatifs aux déplacements horizontaux. Cette modélisation est confrontée aux résultats expérimentaux réalisés par Perou et al. [34].

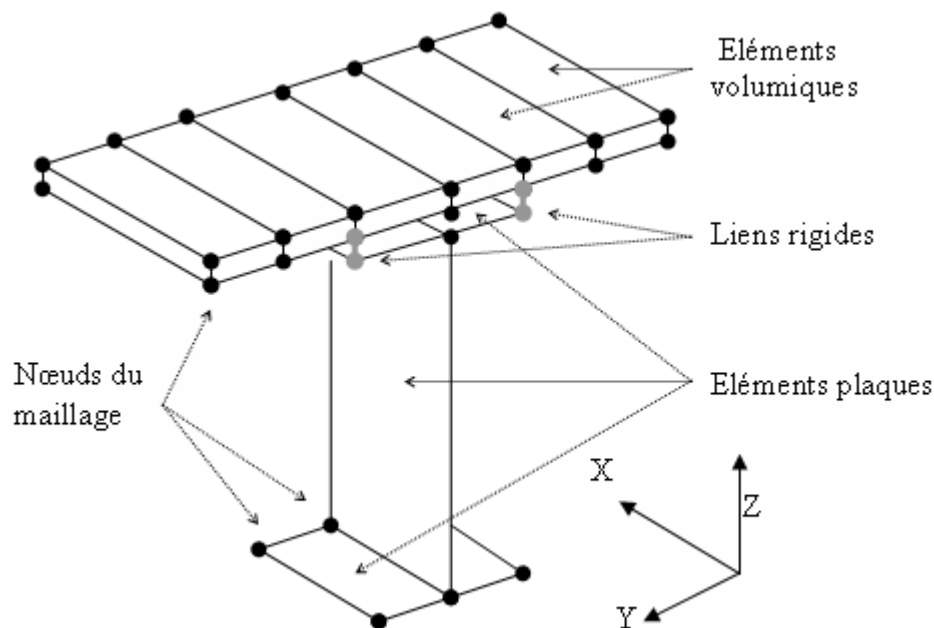


Fig. 1.33 : Maillage 3D avec des éléments rigides

La figure 1.34 valide clairement la modélisation de Zhou. Une loi de comportement non linéaire du béton est utilisée afin de considérer sa fissuration. Cependant le modèle béton utilisé converge difficilement et la charge maximale expérimentale n'a pas pu être atteinte. A partir d'une charge de 25 kN, le calcul diverge, probablement à cause de la définition de la charge appliquée. En effet, cette dernière est une charge ponctuelle, appliquée à un nœud au centre de l'ouvrage.

Cette charge très localisée conduit probablement à un poinçonnement du béton et à une forte localisation des déformées plastiques sous la charge. De plus, ce chargement ne peut s'apparenter à celui d'un camion (au moins trois essieux donc six points d'impact). Il aurait été préférable de charger l'ouvrage par une charge plus diffuse, plus proche de la réalité, et qui assurerait une meilleure convergence numérique du calcul.

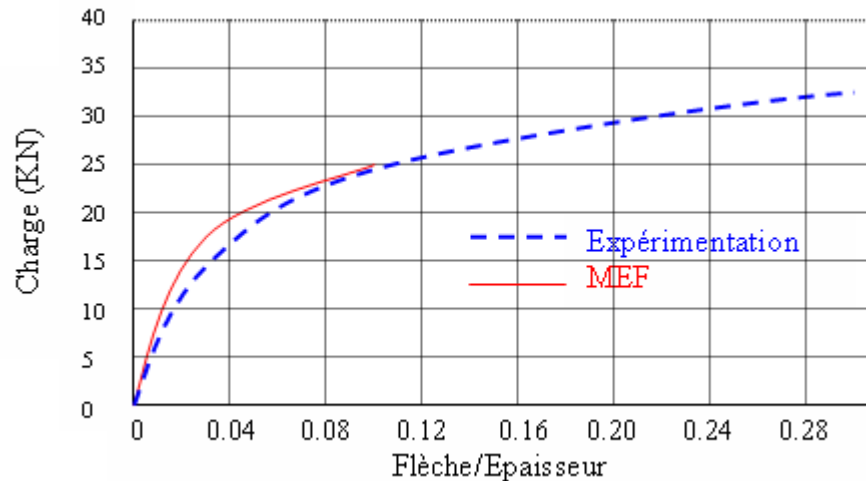


Fig. 1.34 : Comparaison expérience et numérique

Quatre entretoises relient les quatre poutres du pont étudié dont deux sont positionnées sur appuis. Comme Tedesco et al. Zhou et al modélisent les entretoises à l'aide d'éléments barres à deux nœuds formant deux diagonales entre les poutres. Certes la raideur des entretoises est mieux approchée que précédemment car les semelles inférieures et supérieures des poutres sont la base des diagonales. Mais l'âme des poutres n'est pas rigidifiée ; chaque âme des poutres est alors libre de fléchir transversalement. Des éléments supplémentaires représentant les montants des poutres pourraient palier facilement à ce manque de raideur.

Comme toujours, les auteurs concluent que l'impact du diaphragme est très faible pour un chargement réduit du pont. Cependant pour des charges proches de l'ultime, l'entretoise permet de réduire la fissuration de la dalle et la flèche globale de l'ouvrage de 30%.

### 3-3- Modélisation des lois de comportement du béton :

Les méthodes analytiques, par leur nature, font l'hypothèse d'un comportement parfaitement élastique des matériaux. De plus, la description des ouvrages en grillage de poutres ne permet pas d'étudier la répartition des contraintes dans la dalle et dans les poutres car ils sont globalisés ensemble. Pour la même raison, le comportement des matériaux est élastique avec une approche monodimensionnelle par la M.E.F. Or les ponts mixtes sont composés d'une dalle de béton. Le comportement mécanique du béton est très différent en compression et en traction. L'utilisation de la théorie de l'élasticité évacue les phénomènes de fissuration et surtout ne redistribue pas correctement les contraintes dans les éléments. En dépit des phénomènes physiques, les contraintes de traction dans le béton dépassent la limite seuil  $f_{tj}$ .

Seule une approche de type bidimensionnelle ou tridimensionnelle permet d'étudier le comportement des ponts avec des lois non linéaires pour les matériaux. La modélisation de la dalle sous forme d'éléments plaques à définition surfacique (plaque mince) utilisée par **Tedesco et al.** [43] permet d'étudier la fissuration du béton. Les éléments plaques sont peu gourmands en temps de calcul mais en contrepartie ils négligent les contraintes normales perpendiculaires aux plans des plaques. La modélisation de la dalle en éléments volumiques est certes coûteuse en temps de calcul mais elle reste la meilleure solution pour étudier précisément la fissuration du béton. De plus **Zhou et al.** [47], qui utilise ces éléments, sont les premiers à montrer que la présence de l'entretoise à une influence sur la fissuration de la dalle.

#### 4- Conclusions :

- La genèse du chemin de fer est intimement liée à celle des ponts ferroviaire. Ce chemin de fer nécessitant la construction d'un pont ferroviaire, ce pont fut réalisé en maçonnerie de l'époque puis la fonte, le fer puis aujourd'hui l'acier. Ces matériaux plus légers permettaient de franchir de plus grandes portées. Aujourd'hui, la construction métallique est à l'honneur dans le développement des lignes à grandes vitesses avec le T.G.V.

- Les pièces transversales des ponts ont de multiples rôles. Tout d'abord, elles stabilisent les poutres pendant les différentes phases de chantier. Puis elles assurent la transmission des charges sur l'ensemble des poutres en phase de service. Elles assurent également l'alignement des poutres et conservent les angles de la section transversale. Cependant leur coût de réalisation reste élevé et des opérations de soudage sont nécessaires sur le chantier. De plus, les éléments transversaux sont fortement sollicités à la fatigue et leurs assemblages peuvent être endommagés si de mauvaises dispositions constructives sont employées. Afin de les réparer, la solution la plus tentante est de les supprimer. Une prédiction des conséquences de leur suppression est alors nécessaire pour assurer la sécurité de l'ouvrage. En particulier, la répartition des efforts dans le tablier et dans les poutres doit être anticipée afin de s'affranchir de l'apparition de tout nouveau défaut. Or, l'évaluation exacte du rôle mécanique des éléments transversaux dans l'ouvrage est mal qualifiée. Pourtant un grand nombre de recherches ont analysé leur impact mécanique, mais la complexité du problème géométrique comme mécanique—nécessite l'utilisation d'un certain nombre d'hypothèses. L'outil informatique permet de mieux prendre en compte les différents paramètres du problème et de diminuer l'importance des hypothèses. L'amélioration de la description du problème est donc couplée aux progrès informatiques de ces trente dernières années.

- Les méthodes analytiques permettent de réaliser un prédimensionnement des structures à poutres et à dalle. Elles ont beaucoup été employées avant les progrès informatiques des années 70-80 car elles offraient des moyens simples pour calculer les sollicitations et les flèches dans ces structures. Elles sont performantes pour des structures comportant un grand nombre de poutres et d'entretoises. Elles permettent de résoudre les équations aux dérivés partiels des plaques en passant par des décompositions comme celles des séries de Fourier.

Cependant, elles reposent sur des hypothèses fortes et la géométrie de l'ouvrage n'est jamais complètement respectée. Elles furent plus ou moins abandonnées lors de la conception de logiciels basés sur la méthode des éléments finis. Ces logiciels ont suivi le développement des capacités des ordinateurs, gérant de plus en plus d'équation simultanément et de plus en plus vite. Dans les années 70-80, la capacité des ordinateurs était encore très faible et la méthode des éléments finis ne pouvait s'appliquer qu'à des éléments linéaires et peu nombreux. C'est pourquoi, les premiers calculs de ponts multipoutres à entretoises utilisant la M.E.F. nécessitaient la traduction géométrique de l'ouvrage en grillage de poutres comportant la raideur de la dalle.

- La qualification du rôle des pièces transversales dans un pont mixte multipoutre nécessite une simulation satisfaisant l'ensemble des phénomènes physiques d'un pont. A ce jour, aucune modélisation ne permet de juger de façon convaincante l'impact de l'entretoisement. En outre, l'étude d'un pont ferroviaire doit intégrer l'aspect de la vitesse du convoi et l'excitation de l'ouvrage qui en résulte :

La géométrie d'un pont mixte est complexe. Le maillage doit reproduire cette géométrie le plus fidèlement possible : pour cette raison, seule une analyse tridimensionnelle peut convenir. Cette dernière doit prendre en compte de la rigidité des différents composants du pont et de leur position exacte dans l'ouvrage.

L'utilisation d'une taille constante et égale d'éléments entre les différentes pièces permet de s'affranchir de l'influence du maillage dans le modèle. La connexion des éléments représentant différents composants (poutre, dalle) génère des zones de singularités, en particulier lorsque les éléments ne sont pas coplanaires. Le raffinement de ces zones de connexion est alors nécessaire pour minimiser les effets de l'extrapolation des contraintes aux points d'intégration des éléments sur les nœuds.

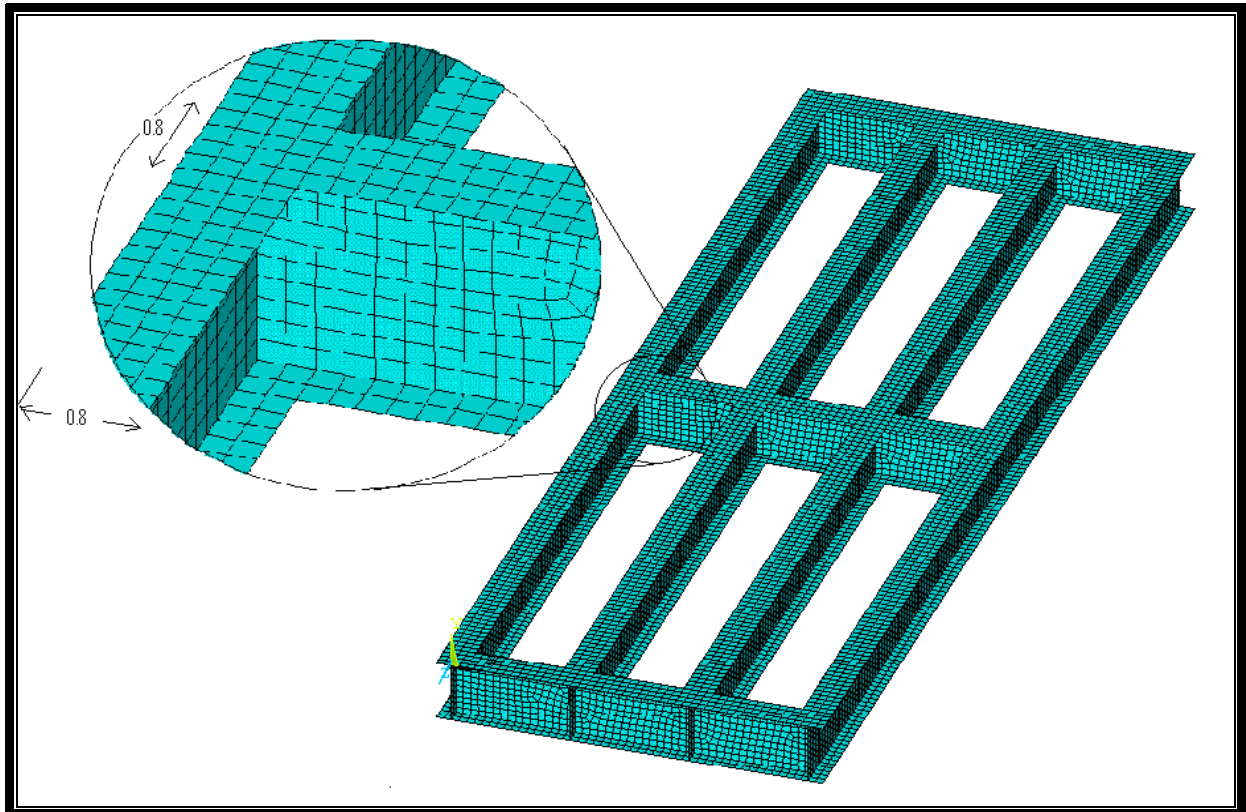
Le comportement mécanique du béton est complexe, sa résistance à la traction est très faible ce qui conduit à l'apparition de fissures pour des charges très faibles. La fissuration du béton doit être connue pour assurer la pérennité de l'ouvrage. L'entretoisement maintient l'alignement des poutres sous l'effet de flexion longitudinale de l'ouvrage, ce qui réduit la flexion transversale de la dalle. La fissuration de la dalle évolue donc en fonction de la raideur de l'entretoisement. Une loi de comportement mécanique non linéaire est nécessaire pour approcher les phénomènes de fissuration du béton.

Le poids propre d'un pont ferroviaire est très important et il ne peut pas être négligé. La description des véhicules circulant sur le pont doit être le plus réaliste possible.

Les véhicules sont habituellement décrits comme des charges statiques. Cependant, ils franchissent et traversent le pont à une vitesse importante. Dans le cas de pont rail sur les lignes à grandes vitesses, l'aspect dynamique ne peut pas être négligé. Les éléments d'entretoisement apportent de la raideur transversale, ce qui peut diminuer la vibration de l'ouvrage. De plus, le passage répété d'essieux avec des espacements constants peut conduire à une excitation importante du pont. La description des trains sous forme de charges mobiles est alors nécessaire.

Donc tous les éléments transversaux sont importants. La modélisation d'une entretoise nécessite aussi la modélisation des montants afin de raidir les âmes des poutres. Les recherches antérieures ont relativement mal défini la vraie raideur des entretoises. L'utilisation d'entretoises très rigides permet de mieux comparer l'impact de l'entretoisement. En effet si son apport est négligeable, celui d'une entretoise moins raide le sera encore plus. Les diaphragmes sont donc choisis pour qualifier l'entretoisement.





*Le model «n'est pas réel mais un bon conducteur de réel»* Benjamine FONDANE

Chapitre : 2

## ΤΕΧΝΙΘΥΕΣ ΝΥΜΕΡΙΘΥΕΣ

## Techniques numériques

*L'objectif de ce chapitre est de définir une technique numérique performante pour apprécier le rôle de l'entretoisement d'un pont à poutres. Dans un premier temps, nous montrerons pourquoi et comment nous avons choisi ce pont comme support de notre étude; puis nous aborderons la modélisation de ce pont dans l'espace. Nous mettrons ainsi en lumière la difficulté de concilier un maillage performant avec la représentation de qualité d'un diaphragme. Enfin nous montrerons comment nous avons abordé le modèle du béton implanté dans le logiciel ANSYS que nous avons utilisé. Nous déterminerons les paramètres nécessaires à ce modèle et la meilleure façon de les identifier.*

### **1- Structure représentative :**

Afin d'étudier l'apport de l'entretoisement dans un quadripoutre ferroviaire à grande vitesse, nous avons décidé de choisir un pont réel parmi le parc existant. L'utilisation d'un quadripoutre existant nous permet de fonder notre recherche sur une géométrie réelle. Cependant, le choix d'une structure réelle pose le problème de sa représentativité puisque chaque pont a toujours une spécificité propre (nombre de travées, présence d'un biais, position de l'entretoisement, etc.). Notre volonté est d'étudier un pont quadripoutre dont le comportement soit facilement généralisable. Nous avons choisi un pont mixte multipoutre ferroviaire déjà existant, car ce dernier est le moins spécifique : il est droit et composé d'une seule travée moyenne. Son choix assure une bonne représentativité du comportement général de ce type de pont.

L'ouvrage est composé d'une seule travée de 30 m. Il comporte quatre poutres en Profilés Reconstitués Soudés (PRS) de 1,7 m de hauteur (Fig. 2.1), et il est sans biais de franchissement. Il comprend des diaphragmes sur appuis mais il n'a aucun entretoisement intermédiaire. La dalle en béton armé a une épaisseur de 0,40 m et elle est connectée aux semelles supérieures des poutres et des diaphragmes.

Le pont a une section typique d'un quadripoutre. L'espacement des poutres est de 3,2 m et la position des voies de circulation est désaxée par rapport au centre du pont de 2,4 m. Les poutres ont une hauteur de 1,7 m. La largeur des semelles est de 0,8 m et leur épaisseur de 2 cm, les âmes ont une épaisseur de 2 cm.

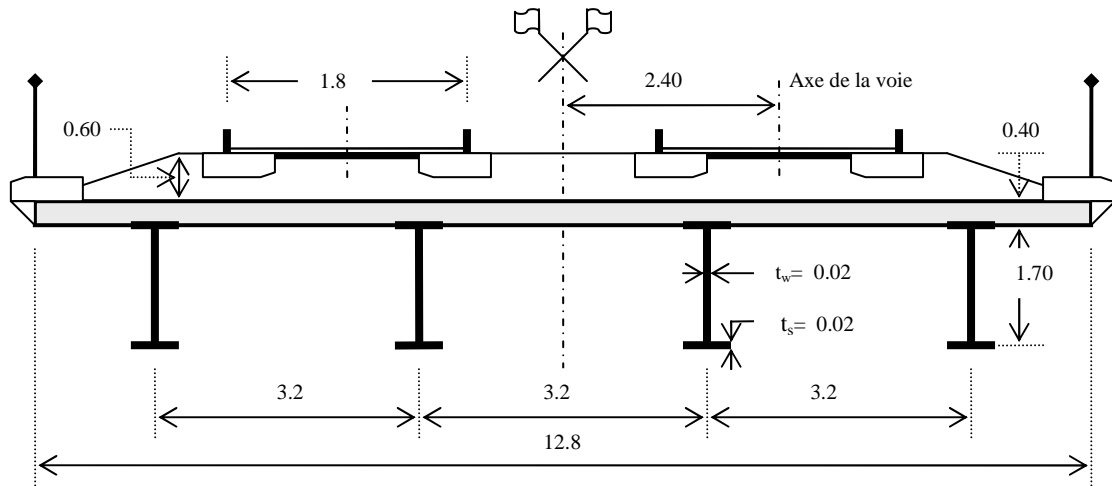


Fig. 2.1 : Coupe transversale du pont

Les calculs effectués pour dimensionner l'ouvrage ont été réalisés par une modélisation en grillage de poutre par simulation numérique. Ces calculs ont montré que sans entretoisement les critères de dimensionnement (contraintes, flèches, accélérations dans le tablier, fatigue des assemblages) étaient respectés. Notre objectif n'est pas de dimensionner cet ouvrage mais d'utiliser ses caractéristiques afin d'étudier l'impact de l'entretoisement intermédiaire. Afin de comparer le comportement de ce pont avec ou sans entretoisement intermédiaire, nous avons donc dû choisir leurs dimensions.

Conformément aux dimensions standard des diaphragmes dans ce type de pont, nous avons utilisé la même section pour le diaphragme que celle des poutres principales qui est, de plus, très proche de la section des diaphragmes sur appuis.

## 2- Configuration et localisation des éléments d'entretoisement :

Transversalement nous avons choisi trois types d'entretoisements (Fig.2.2) :

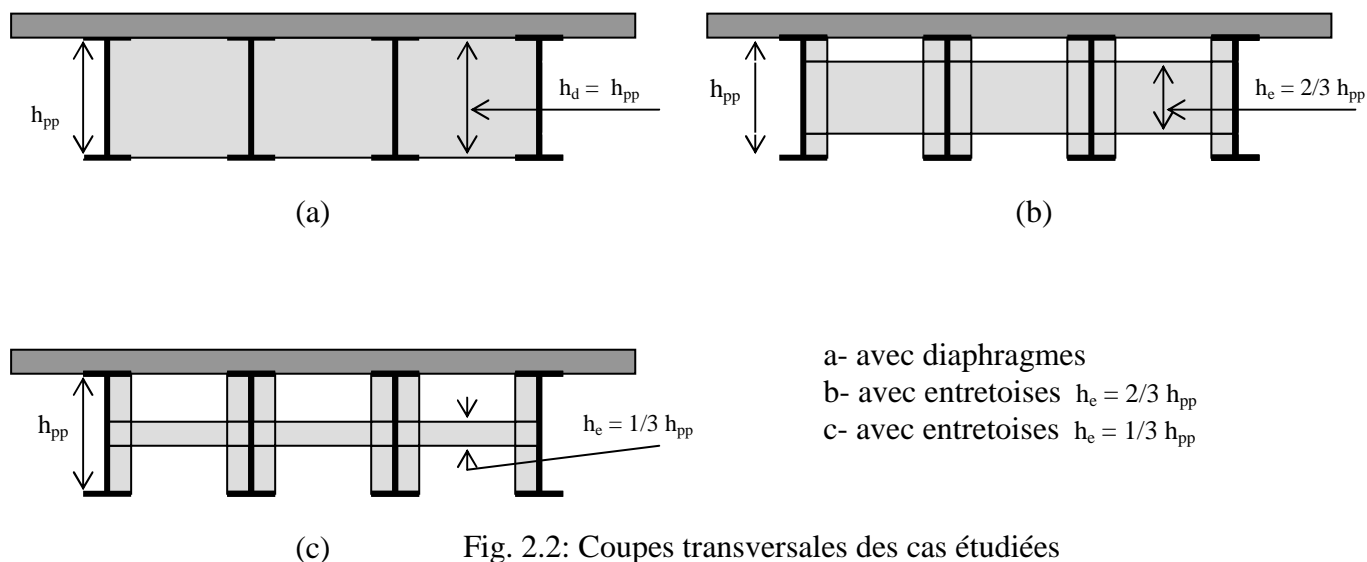


Fig. 2.2: Coupes transversales des cas étudiées

Longitudinalement pour chaque type d'entretoisement nous avons choisi comme paramètre d'étude le nombre d'entretoises intermédiaires (Fig.2.3) :

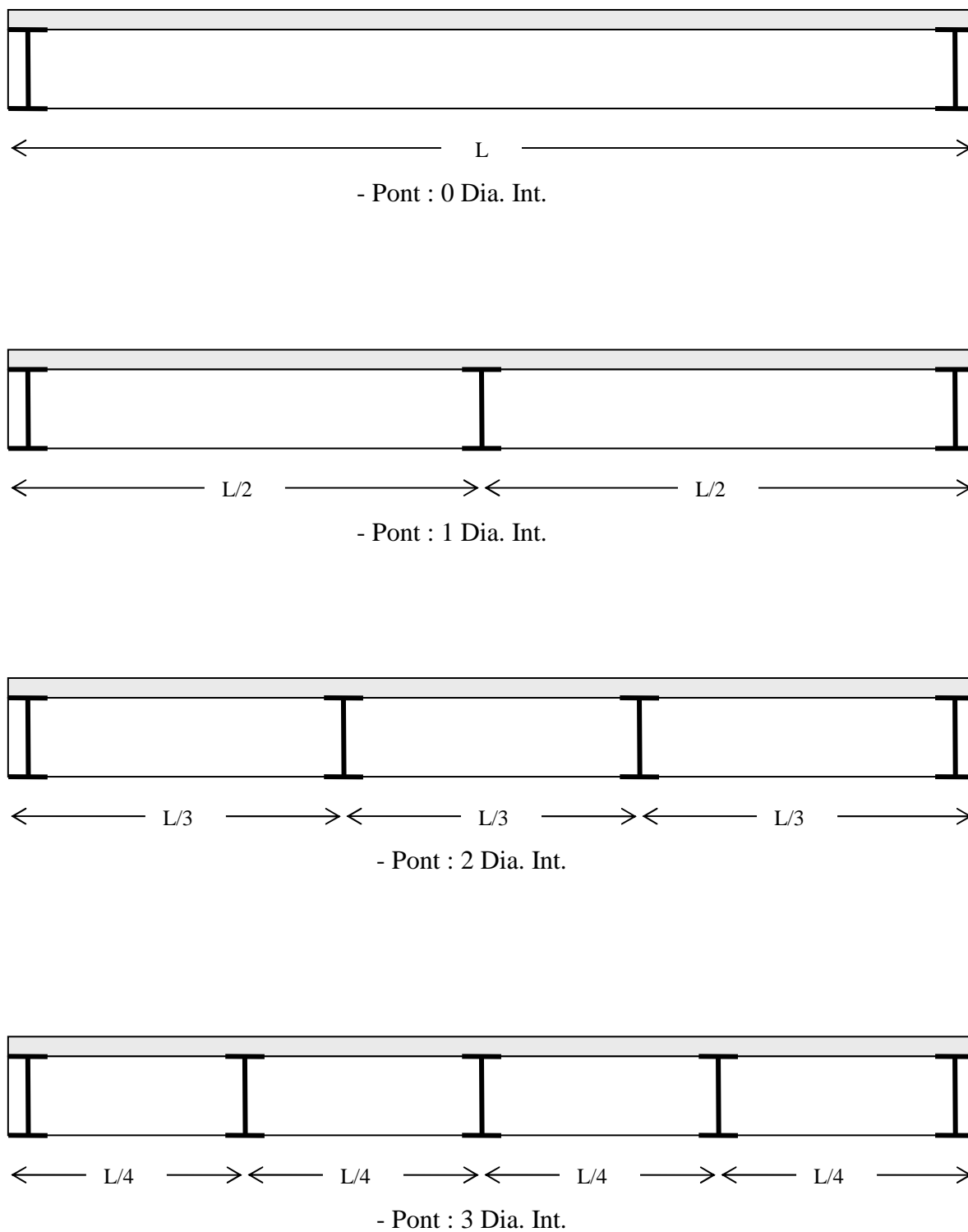


Fig. 2.3 (a): Coupes longitudinales des cas étudiés

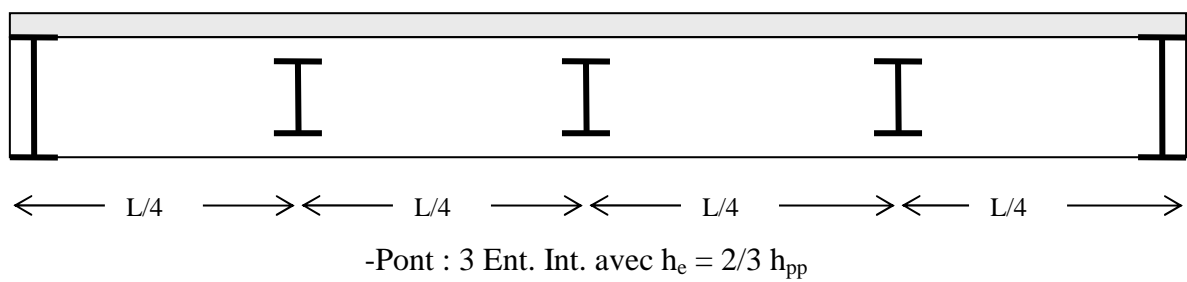
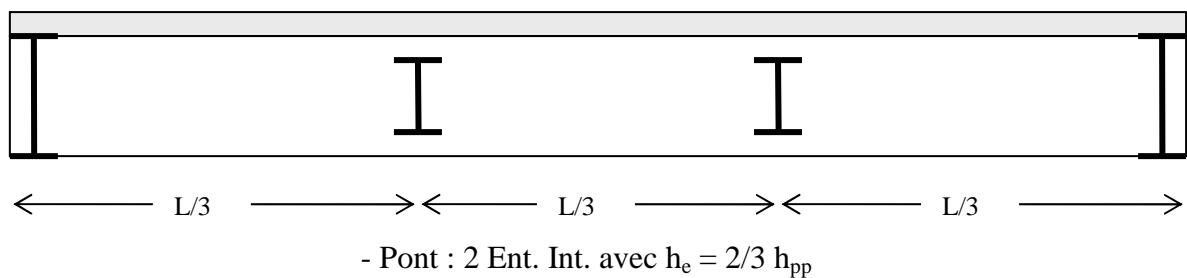
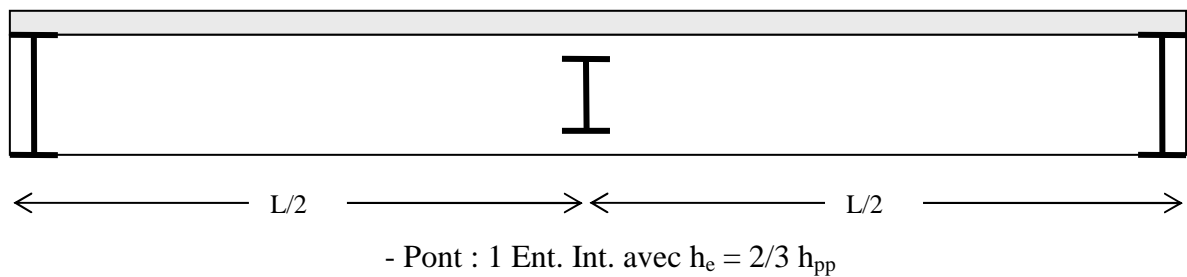


Fig. 2.3 (b): Coupes longitudinales des cas étudiés

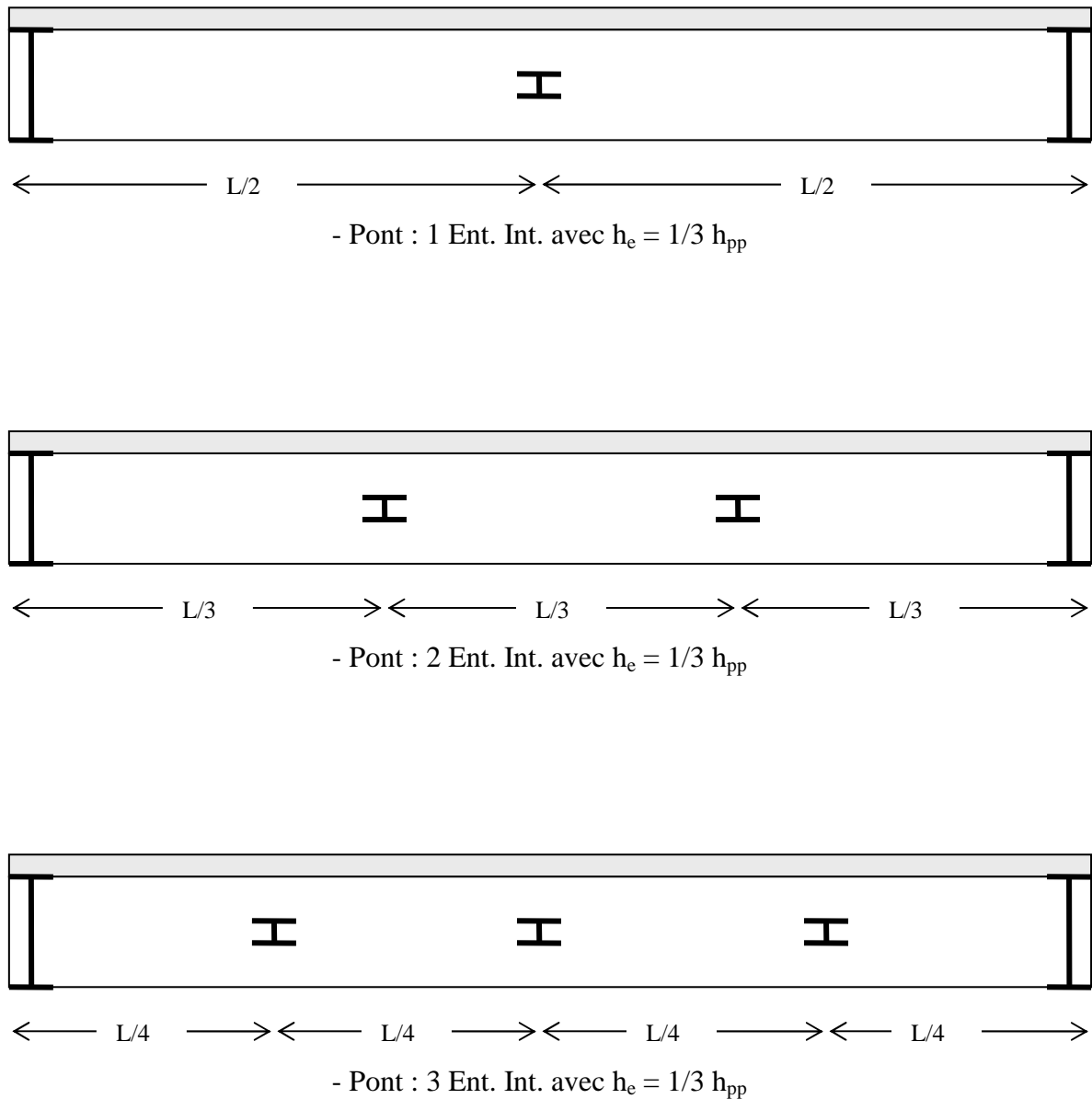


Fig. 2.3 (c): Coupes longitudinales des cas étudiées

### 3- Discrétisation de la géométrie :

Les ouvrages d'art comportent différents types de pièces structurales : dalle, poutre, diaphragme, armatures. Ces pièces ont des dimensions et des caractéristiques bien différentes et correspondent à des familles d'éléments numériques distincts. La modélisation est donc construite avec des éléments de nature différente. Nous avons retenu quatre familles d'éléments pour modéliser un pont à poutres : des éléments barres, des éléments plaques, des éléments volumiques et des éléments masses. Nous utilisons le programme d'éléments finis ANSYS, pour effectuer notre simulation numérique.

### 3-1- Eléments barres :

Les éléments barres sont bien adaptés pour modéliser les armatures de la dalle. On utilise les éléments barres LINK8 [2], dont les sections sont circulaires. Cet élément peut être employé pour modéliser les armatures, les câbles, les liens, les ressorts, etc. L'élément de barre 3-D est un élément uniaxial de traction-compression avec trois degrés de liberté à chaque noeud : translations dans les directions nodales de  $x$ , de  $y$ , et de  $z$  (Fig. 2.4).

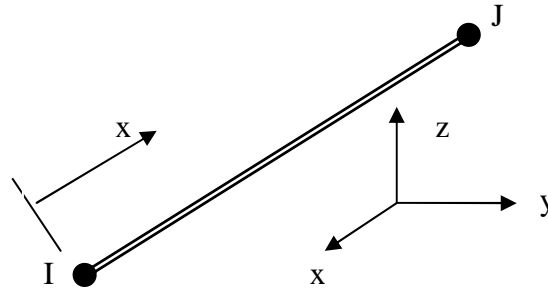


Fig. 2.4 : La géométrie de LINK8

### 3-2- Eléments plaques :

Les éléments plaques sont bien adaptés pour modéliser les membrures (semelles et âmes) des poutres principales et des éléments d'entretoisement intermédiaires. On utilise les éléments plaques SHELL63 [2]. SHELL63 a des possibilités de flexion et de membrane. L'élément a six degrés de liberté à chaque noeud : trois translations dans les directions  $x$ ,  $y$ , et  $z$ , et les rotations nodales de autour de  $x$ ,  $y$  et  $z$  (Fig. 2.5).

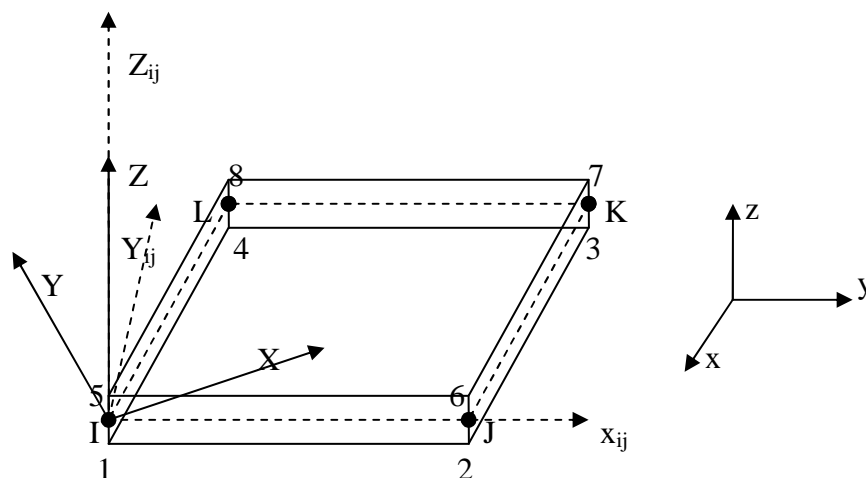


Fig. 2.5 : La géométrie de SHELL63

### 3-3- Éléments volumiques :

Les éléments volumiques sont bien adaptés pour modéliser la dalle en béton. On utilise les éléments solides SOLID65 [2]. Cet élément peut être employé pour modéliser les solides 3D, avec ou sans les barres de renforcement. Le solide est capable de fissurer dans la traction et de l'écraser dans la compression. L'élément est défini par huit nœuds (Hexaèdre) ayant trois degrés de liberté à chaque nœud (translations) (Fig. 2.6).

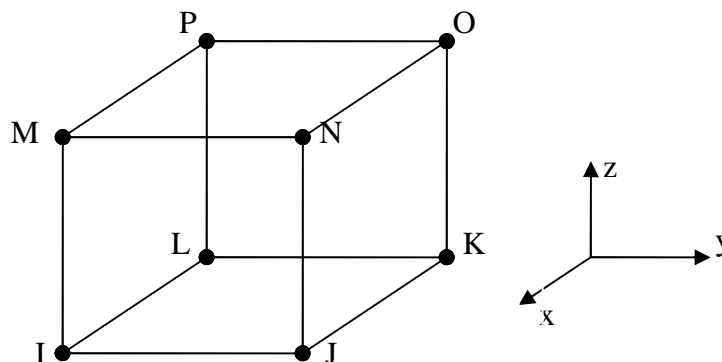


Fig. 2.6 : La géométrie de SOLID65

Dans ces modélisations, l'interface béton-acier structural (semelle supérieure des PRS en acier et tablier en béton, et les armatures avec le béton aussi) c'est une liaison parfaite par la liaison de certains degrés de liberté de ces éléments (nœuds coïncidents).

### 3-4- Maillage du pont :

La complexité de la géométrie physique d'un ouvrage ne peut jamais être parfaitement décrite par un maillage. De plus, l'unicité du maillage n'existe pas pour décrire une forme donnée. Cependant en prenant certaines précautions, le maillage peut se rapprocher judicieusement de la géométrie physique. La génération d'un maillage est souvent considérée, à tort, comme une étape bénigne de la simulation ; elle est pourtant la fonction des résultats numériques. Le maillage d'un multipoutre comporte huit pièces différentes, connectées entre elles : la dalle, les armatures, les trois membrures de la poutre et les membrures des éléments d'entretoisements intermédiaires (Diaphragmes et entretoises).

La difficulté principale de la génération d'un maillage tridimensionnel réside dans la connexion des pièces qui sont multiples et dans des directions différentes. De plus, la densité de notre maillage doit être optimal afin de réduire autant que possible la taille du problème.

En premier lieu, nous devons franchir l'obstacle de la connexion des pièces perpendiculaires ou coplanaires. La démarche la plus logique est conserver le même nombre d'éléments dans les pièces coplanaires et le même dans les éléments des pièces perpendiculaires. Ainsi, l'influence du maillage est homogène sur ces différentes.

Tout d'abord, posons le problème de la connexion entre les membrures supérieures des poutres et des diaphragmes. Ces éléments sont dans le même plan et chacun conduit à une raideur dans des directions privilégiées, celle de la longueur de l'ouvrage pour les poutres et celle transversale à l'ouvrage pour les diaphragmes le nombre d'éléments doit nous permettre d'étudier la flexion des membrures dans les deux directions ; un nombre trop restreint d'éléments aboutit à une raideur numérique importante. L'utilisation de quatre éléments linéaires dans la largeur fut alors retenue (Fig. 2.7).



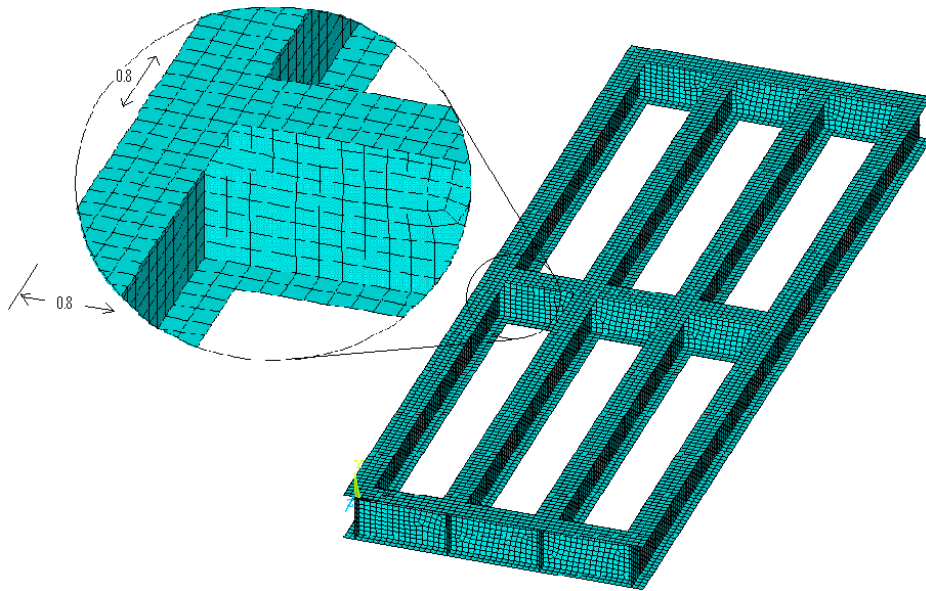


Fig. 2.7 : Connexion des membrures poutre/diaphragme  
-Cas d'un pont avec 3 diaphragmes-

La même chose que les entretoises (Fig. 2.8), les entretoises est complètement connectée aux poutres. Les feuillet moyens des membrures des entretoises sont excentrés de leur demi-épaisseur.

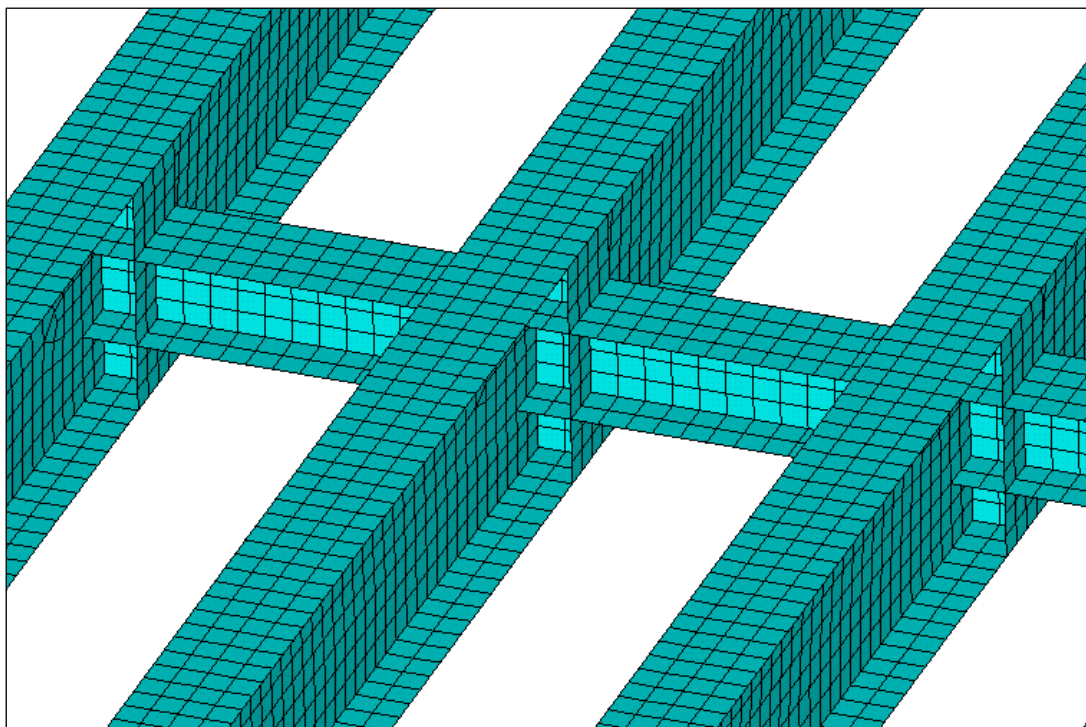


Fig. 2.8 : Connexion des membrures poutre/entretoises

La dalle de roulement en béton armé est discrète en éléments linéaires volumiques à huit nœuds (SOLID65), un raffinement du maillage dans l'épaisseur assure une solution numérique plus performante [30]. De plus le tablier est constitué d'armatures que nous devons positionner dans son épaisseur.

Ces armatures sont réparties en deux nappes distinctes, l'une proche de la fibre supérieure et l'autre proche de la fibre inférieure du tablier. La division du tablier en quatre éléments dans l'épaisseur est un bon compromis. La hauteur de chaque éléments est de 0.1 m (Fig. 2.9). Les différents cotés du volume sont dans les rapports acceptables (suivant les tailles des éléments plaques des poutres et diaphragmes).

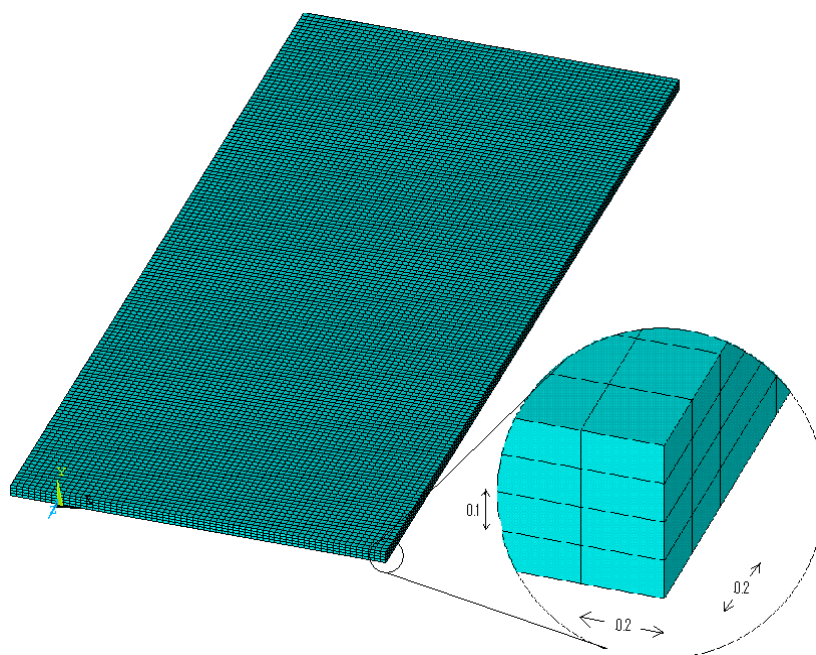


Fig. 2.9 : Maillage du tablier

Les nœuds entre les plaques (membrure supérieure d'une poutre) et les volumes (tablier) sont communs, l'utilisation d'éléments de liaison n'est pas nécessaire et la géométrie est correctement définie (Fig. 2.10). de plus, les risques de pivots nuls sont supprimés car à partir des surfaces communes entre les éléments volumiques et les éléments plaques, le logiciel ANSYS extrapole les rotations de ces surfaces communes afin de les transmettre sur les degrés de liberté des trois rotations des plaques.

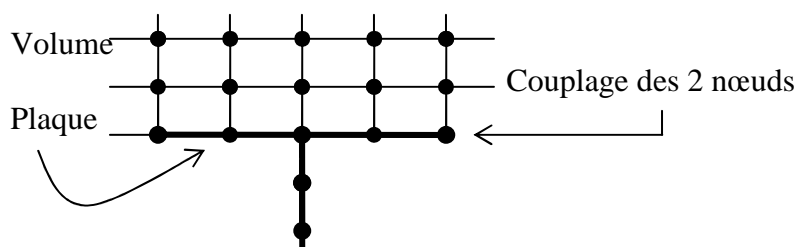


Fig. 2.10 : Couplage des nœuds

La position du ferrillage est tributaire du maillage du tablier puisque les éléments barres (LINK8) doivent être connectés aux nœuds existants dans la dalle. Nous avons utilisé par nappe : 17 barres de 20Ø dans la direction longitudinale espacées de 0.8 m et 31 barres de 20Ø dans la direction transversale espacées de 1m (Fig. 2.11).

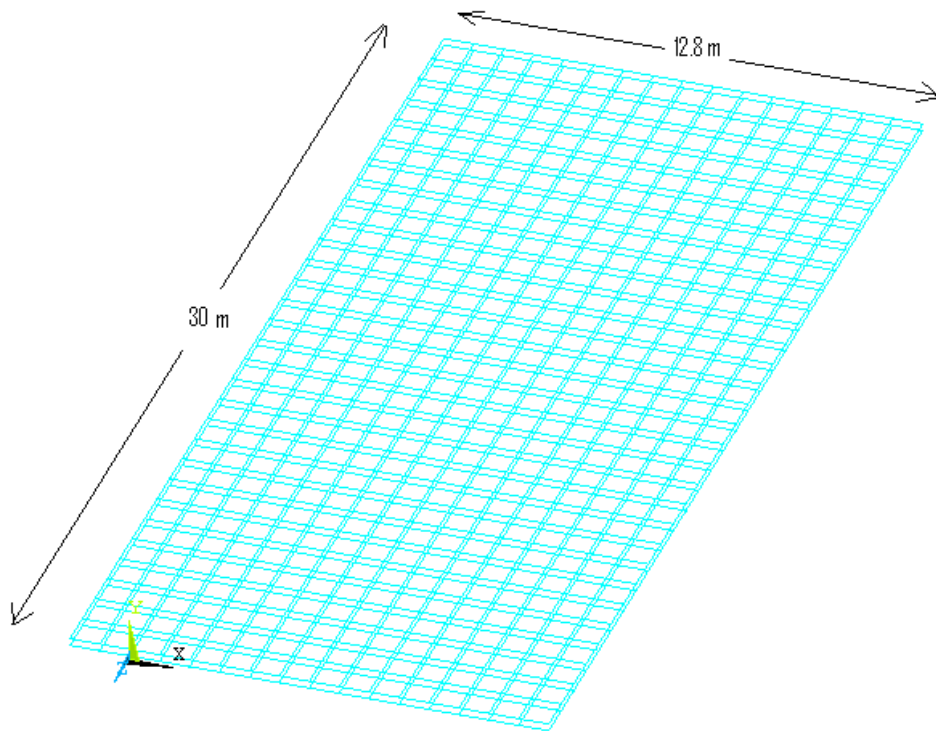
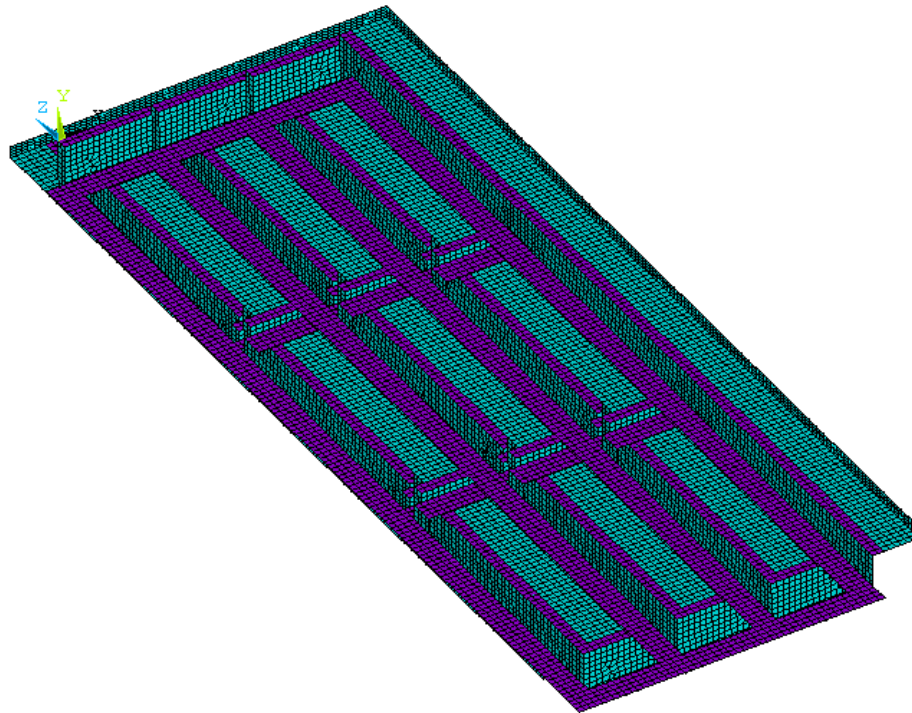


Fig. 2.11 : Maillage de ferrailage

Fig. 2.12 : Maillage global  
-Cas d'un pont (i) avec 2 entretoises intermédiaires-

### 3-3-2- Conditions aux limites modélisées :

Les conditions limites imposées dans un modèle numérique sont toujours d'une grande importance. Dans le cas de notre ouvrage d'art, nous allons analyser les réelles conditions d'appuis afin de les transposer par un blocage de degrés de liberté adéquat. Les appuis simples et les butées antissismiques de l'ouvrage se résument par :

- sur la première culée, seuls le déplacement et la rotation longitudinale sont libres ;
- sur la seconde culée, aucun déplacement et aucune rotation n'est possible ;

Nous avons modélisés ces conditions d'appuis sur notre maillage en affectant des conditions limites sur les files de nœuds des semelles inférieures des deux extrémités de poutres (Fig. 2.13). Ces conditions d'appuis se rapprochent de celles réelles du pont. Il est cependant important de noter qu'aucune modélisation consistant à bloquer des degrés de libertés de déplacement et de rotation aux nœuds n'est en mesure de reproduire fidèlement la réalité. Il serait plus judicieux de modéliser les conditions d'appuis du pont en utilisant des éléments de contact avec un frottement. Ceci permettrait d'être plus représentatif du contact poutre-teflon-pile. Malheureusement, l'utilisation de surfaces de contacts dans une modélisation aux éléments finis est beaucoup trop gourmande en temps de calcul pour que nous puissions l'utiliser dans notre modèle qui est déjà conséquent.

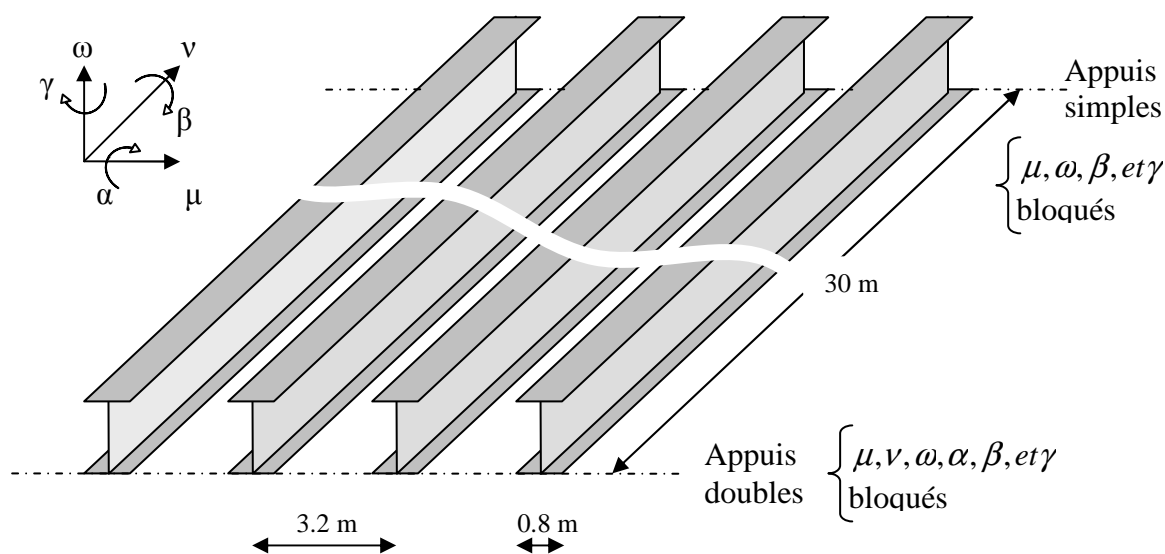


Fig. 2.13 : Conditions d'appuis modélisées

### 3-4- Modélisation du chargement :

Les ouvrages d'art ferroviaire ont la particularité d'être très raides afin de réduire les vibrations lors du passage d'un train à grande vitesse. Cette raideur est apportée par un poids propre très important dû à une dalle de forte épaisseur de 40 cm et à la mise en place d'un ballast de 60 cm d'épaisseur. Le premier chargement naturel du pont est donc son poids propre. Les autres charges proviennent des véhicules. Le schéma de charge international nommé UIC 71 [37] regroupe les enveloppes des sollicitations provoquées par les trains les plus lourds, réels ou envisagés. Ce schéma est utilisé pour le dimensionnement des ouvrages, pour des calculs statique et de fatigue. Le chargement réel est celui du TGV : ce dernier est utilisé pour le dimensionnement sous sollicitation dynamique. Ces deux types de convois sont décrits dans le l'Eurocode 1 [1]. Ils sont définis de façon linéaire car la plupart des calculs réalisés au niveau des projets de ponts s'effectuent en grillage de poutre. Dans cette partie, nous présenterons les différents cas de charge et nous les adapterons de façon à les utiliser sur notre ouvrage.

### 3-4-1- Le poids propre :

Le poids propre de la structure est composé du poids des poutres principales, des éléments transversaux, de la dalle et du ballast. Il est calculé en fonction de la densité des matériaux. La densité de l'acier est considérée de façon générale à 78.5 KN/m<sup>3</sup>. Celle du béton est prise à 25 KN/m<sup>3</sup> ce qui englobe la masse des armatures. Outre ces deux matériaux, le ballast a un rôle important dans le calcul du poids propre de l'ouvrage, sa densité vaut 20 KN/m<sup>3</sup>. Ce dernier est considéré comme uniformément réparti sur l'ensemble du tablier avec une épaisseur de 0,6 m. Le tableau 2.1 illustre la répartition du poids propre du pont. 88% du poids propre du pont provient de la dalle et du ballast (le poids linéique du rail est négligeable devant les autres poids):

Éléments	% sur le total
Poutres principales	8 %
Diaphragmes ou entretoises	≈ 4 %
Dalle	40 %
Ballast	48 %
<b>Total</b>	<b>100 %</b>

Tableau 2.1 : Répartition du poids propre

### 3-4-2- Surcharges ferroviaires :

#### 3-4-2-1- schéma de charge de l'UIC 71 :

L'Union Internationale des Chemins de Fer a développé un schéma de charge communément appelé **UIC 71** (Fig. 2.14). Ce schéma a été défini de telle sorte que les sollicitations calculées qui en résultent, pour les tabliers à travée simple, couvrent celles calculées sous les convois-types de référence composés des matériels existants les plus agressifs et circulant chacun à leur vitesse maximale autorisée. Ce schéma est défini par l'Eurocode 1 [1]. Il est composé de quatre charges ponctuelles de 250 KN et de charges réparties de 80 KN/m. Les charges réparties de 80 KN/m n'ont pas de dimension limite sur l'ouvrage. Elles doivent être positionnées pour créer les sollicitations les plus importantes. Ce schéma de charge est à une dimension charger un pont avec des charges ponctuelles de 250 KN est très pénalisant localement vis à vis de l'effort tranchant. De plus, le ballast qui maintient la voie sur l'ouvrage permet de diffuser les efforts. Nous avons donc réparti ce chargement par la mise en place du ballast qui a un rôle de répartition transversale important.

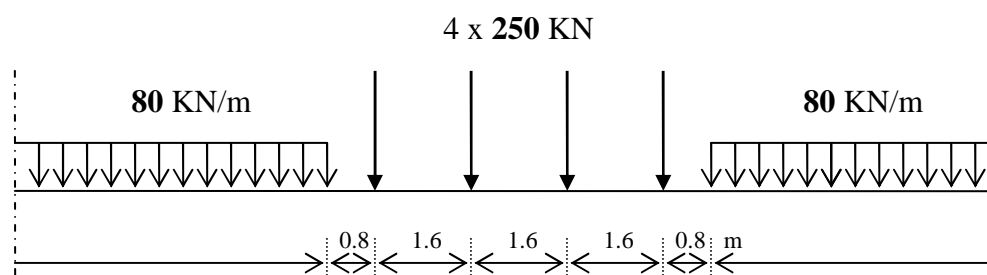


Fig. 2.14 : Schéma de charge de UIC 71

La force d'essieu ponctuelle de 250 kN se répartit sur une bande longitudinale continue de largeur :  $2.25 + e/2$  (Fig. 2.15) soit dans notre cas sur 2,8 m.

Cette répartition transversale doit s'accompagner d'une répartition longitudinale des forces afin d'obtenir une charge répartie. Or aucune indication n'existe sur cette répartition longitudinale.

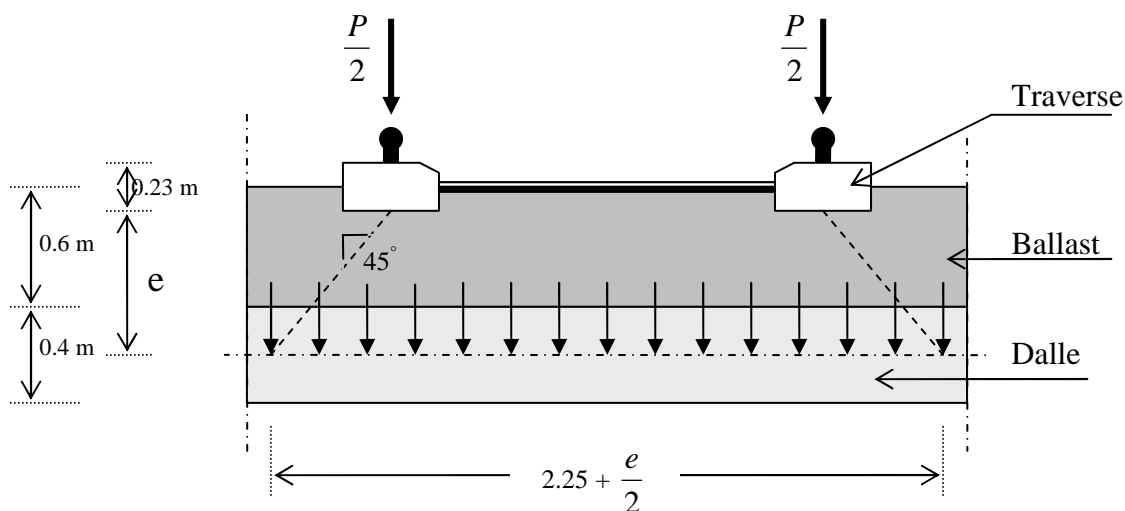


Fig. 2.15 : Répartition transversale des charges

Pendant, le schéma du chargement de l'UIC 71 ci-dessus nous permet de déterminer cette répartition en considérant que chaque force ponctuelle de 250 kN s'applique sur une zone de 1,6 m. Comme nous avons quatre forces, la zone concernée sera de 6,4 m linéaire. Ainsi sur notre structure, le chargement réparti est appliqué sur une surface de 2,8 m de façon transversale et de 6,4 m de façon longitudinale (Fig. 2.16).

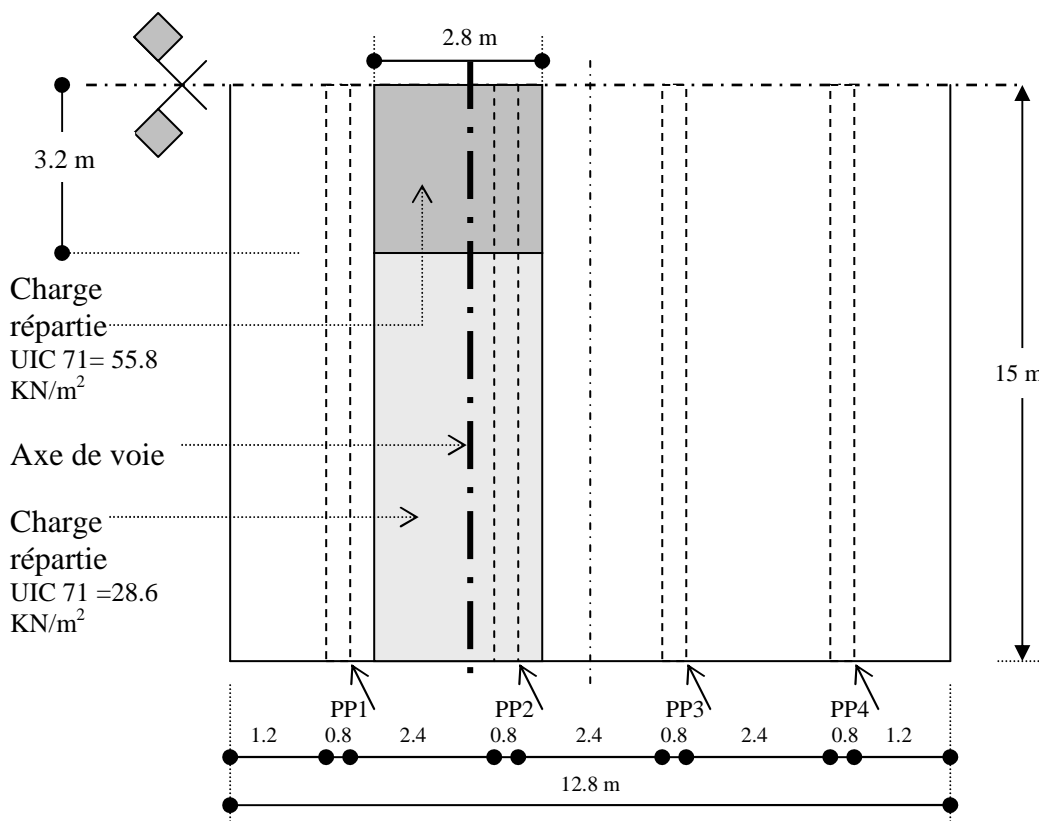


Fig. 2.16 : Zones chargées du tablier (UIC 71) pour une seule voie

Les 4 forces ponctuelles de 250KN de l'UIC sont remplacées par une charge répartie sur une surface de 6,4 x 2,8 m, soit :

$$q_{250} = \frac{4 \times 250}{6.4 \times 2.8} = 55.8 \text{KN} / \text{m}^2;$$

La charge répartie de 80 KN/ml de l'UIC 71 est répartie de façon transversale sur une zone de 2.8, soit :

$$q_{80} = \frac{80}{2.8} = 28.6 \text{KN} / \text{m}^2.$$

Cette modélisation permet d'obtenir un chargement plus représentatif de la réalité. Ainsi une partie du chargement est au droit d'une poutre centrale qui reprend alors mieux les efforts que dans le cas d'une force ponctuelle.

### 3-4-2-2- schéma de charge SW:

Les schémas de charges SW représentent l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes. La disposition des charges est celle à la Fig. 2.17, avec des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles figurant au tableau 2.2.

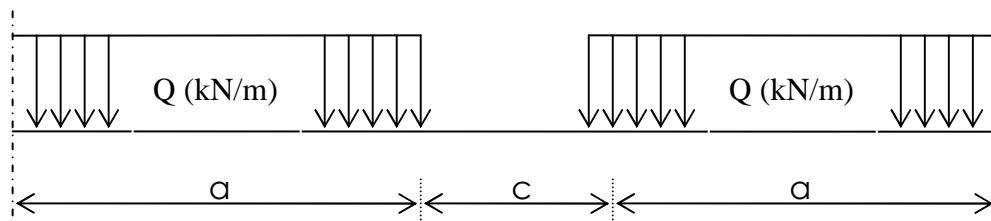


Fig. 2.17 : Schéma de charge de SW

Classe de charge	Q (kN/m)	a (m)	C (m)
<b>SW/0</b>	133	15.0	5.3
<b>SW/2</b>	150	25.0	7.0

Tableau 2.2 : valeurs caractéristiques des charges pour les schémas de charges SW

Ainsi sur notre structure, le chargement réparti est appliqué sur une largeur de 2,8 m de façon transversale (comme dans la Fig. 2.16 de UIC71).

### 3-4-2-3- Train à vide :

Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12.5 KN/m, et appliquée sur toute la longueur de l'ouvrage.

### 3-4-2-4- chargement dû au T.G.V. :

Depuis son lancement, le TGV a beaucoup évolué dans sa forme et sa technique, mais il conserve son principe de rame articulée et indéformable (Fig. 2.18), c'est à dire que les rames sont composées de deux motrices encadrant entre huit et dix voitures. Chaque rame possède une voiture bar, deux ou trois voitures "première classe", les autres voitures sont consacrées à la "seconde classe".

Le TGV est basé sur le principe de la rame articulée et indéformable, ce qui signifie que toutes les voitures sont solidaires et par conséquent, un seul bogie est nécessaire entre chacune d'elles. Cela offre deux avantages principaux : d'une part, comme les voitures sont liées entre elles, elles peuvent difficilement se coucher en cas de déraillement, d'autre part, cela diminue la résistance à l'avancement tout en améliorant le confort du voyageur, puisqu'il ne se trouve pas assis sur les "roues". Grâce à ce principe et à la suspension pneumatique des bogies.

Certes cette configuration implique que chaque rame a une capacité invariable, entre 370 et 516 places suivant le type de TGV, mais elles sont coupables par deux grâce à un attelage automatique situé dans le nez de chaque motrice. Les convois ainsi formés, ont une longueur comprise entre 400 et 475 mètres. Ce système permet d'adapter plus facilement l'offre à la demande.

Une rame de TGV (utilisée dans notre étude) est composée de 10 voitures encadrées par deux motrices à chaque extrémité. Une rame est constituée de 15 bogies et chaque bogie de 2 essieux. Au total, une rame est donc composée de 30 essieux. Le poids total d'une rame avec ces voyageurs est de 510 t, chaque essieu reprend donc 17 t. Sauf pour les deux motrices d'extrémité, l'espacement entre deux bogies est de 18,7m et celle entre deux essieux de 3m.

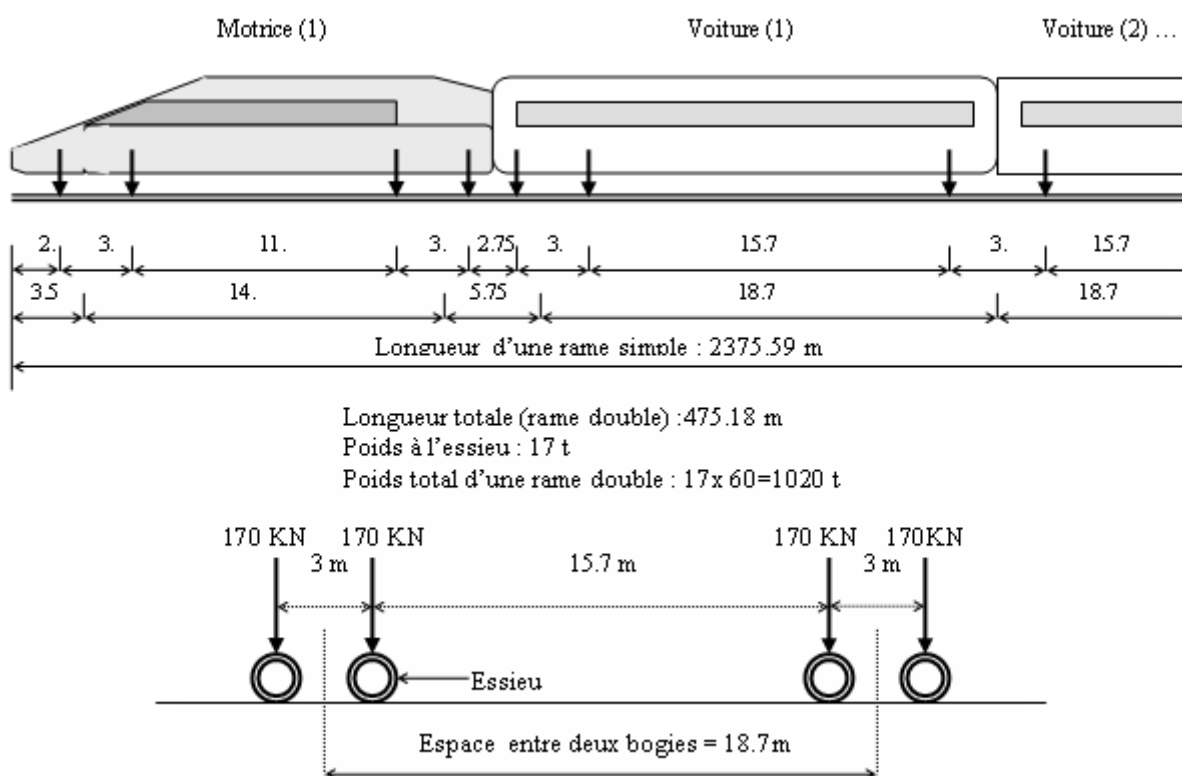


Fig. 2.18 : Schéma d'une rame de T.G.V.

Sur notre ouvrage, nous ne pouvons avoir plus de 2 bogies simultanément sur le pont. Lorsqu'un bogie est au centre du pont, les bogies qui l'encadrent sont à l'extérieur de l'ouvrage. Il n'y a alors que deux forces d'essieux situées au centre de l'ouvrage. C'est ce cas que nous étudierons plus précisément pour déterminer le comportement global de la structure en statique. La charge étant au droit du diaphragme intermédiaire ou entretoise située au milieu, l'influence de ce dernier est alors prépondérante dans la réponse de la structure.

Pour les mêmes raisons que pour le chargement de type UIC 71, nous répartissons les forces ponctuelles de 170 kN des deux essieux séparés de 3 m par un chargement surfacique. Ainsi nous limitons l'impact de l'effort tranchant dû aux forces ponctuelles et nous prenons mieux en compte le rôle de répartiteur du ballast.



Chacune des forces d'essieu sera répartie de façon transversale sur une distance de 2,80 m comme indiqué sur le schéma de la figure 2.15. Pour la répartition longitudinale, nous prenons en compte de façon plus précise la répartition d'une roue sur les traverses de la voie (Fig. 2.19).

Nous nous sommes inspiré d'Eurocode 1 [1] qui propose une répartition longitudinale d'un demi force d'essieu située au droit d'une traverse sur les deux traverses voisines dans le cas d'une pause de voie sans ballast. Les traverses sont toujours espacées de 0,6m. Nous avons adaptées cette répartition comme indiquée sur le schéma ci-dessous.

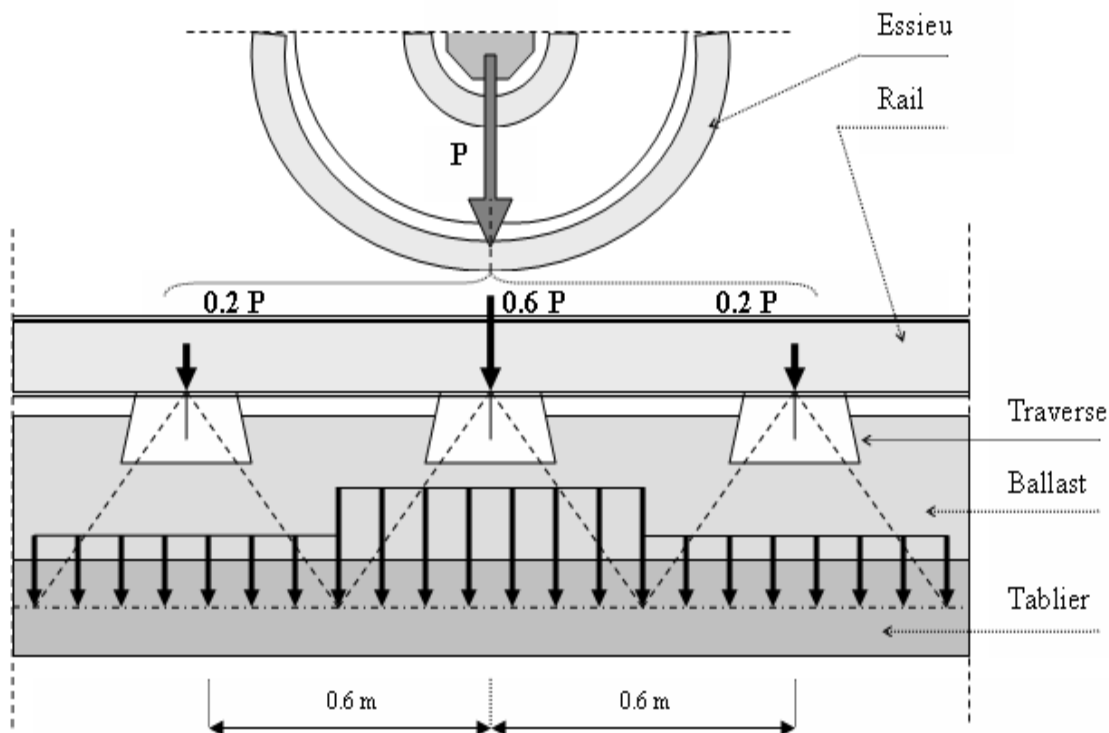


Fig. 2.19 : Répartition longitudinale d'une charge ponctuelle d'un essieu

Ainsi, nous avons pu discrétiser le chargement d'un bogie sur notre ouvrage en passant d'abord à la répartition d'une force ponctuelle sur trois traverses puis en transformant cette répartition en charge surfacique (Fig. 2.20 et 2.21).

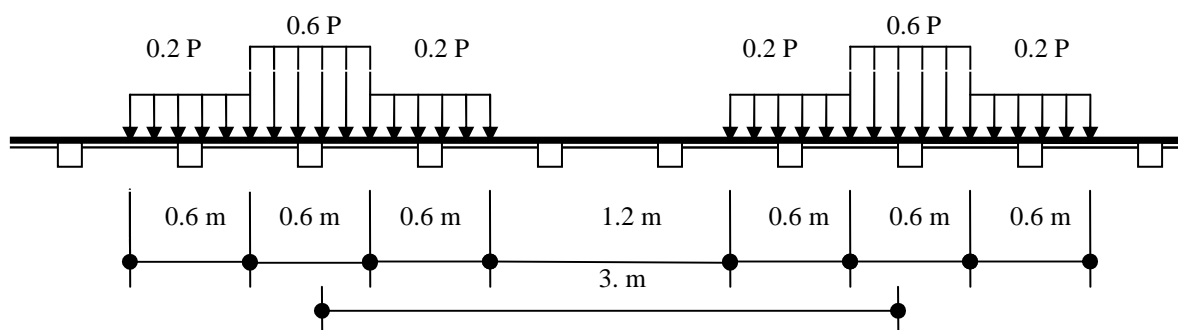


Fig. 2.20 : Répartition longitudinale des forces ponctuelles d'un bogie par des forces réparties

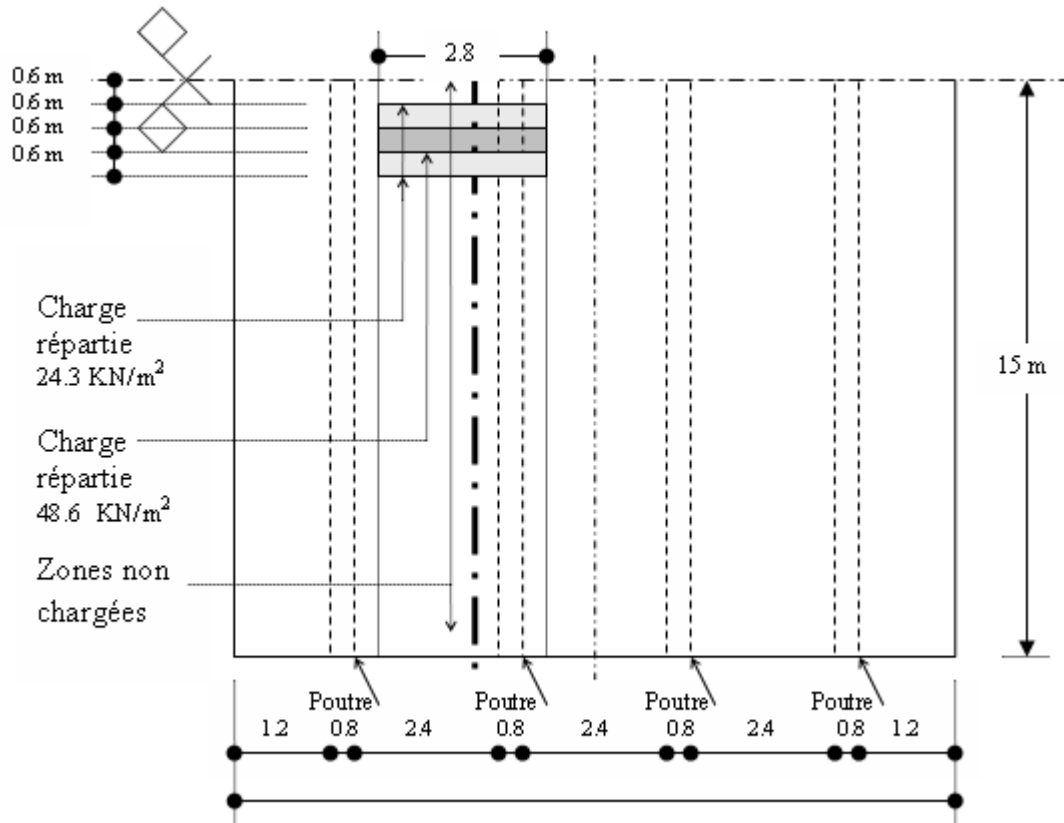


Fig. 2.21 : Zones chargées du tablier (T.G.V.) pour une seule voie

#### 4- Cas des charges étudiés:

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionner de la façon la plus défavorable (au milieu de travée) Tableau 2.3. Le comportement transversal de l'ouvrage sera alors significatif car le schéma de charge est appliquée sur l'une des voies de circulation, donc de façon désaxée par rapport au centre du pont ferroviaire.

Schémas de charges	position	Cas de chargement
UIC71	Une voie	<b>1</b>
	Deux voies	<b>2</b>
SW/0	Une voie	<b>3</b>
	Deux voies	<b>4</b>
SW/2	Une voie	<b>5</b>
	Deux voies	<b>6</b>
<b>Combinaison UIC71 + SW/0</b>	Une voie	<b>7</b>
	Deux voies	<b>8</b>
Train à vide	Une voie	<b>9</b>
	Deux voies	<b>10</b>
TGV	Une voie	<b>11</b>
	Deux voies	<b>12</b>

Tableau 2.3 : Cas des charges utilisés

## 5- Modélisation du comportement mécanique du béton :

L'analyse des structures en béton armé est une tâche très complexe. Plusieurs facteurs la compliquent, tenant compte du comportement non linéaire des matériaux, la modélisation du comportement du béton fissuré et sa contribution après sa fissuration, le problème de la modélisation de l'interface béton-acier (adhérence) et l'effet d'écroutissement du béton et des aciers. Dans cette étude, on considère les modèles élastoplastique.

Le comportement du béton dépend du sens de la sollicitation appliquée (traction ou compression). Ce comportement représenté par une courbe contrainte-déformation (Fig.

3.22) est caractérisé, en compression, par une phase élastique linéaire isotrope jusqu'à une contrainte dite limite élastique. Au-delà de cette limite les microfissures commencent à se propager et la raideur décroît sensiblement. C'est la phase plastique. Les déformations ne sont plus réversibles. A partir d'une valeur correspond à la résistance à la compression, cette devient descendante et sa pente dépend du degré de confinement et l'adhérence (béton-acier) [39] cependant dans le cas de la traction, cette courbe est caractérisée par une phase élastique linéaire suivie d'une rupture brutale (*cut-off*) ou graduellement (*tension stiffening*).

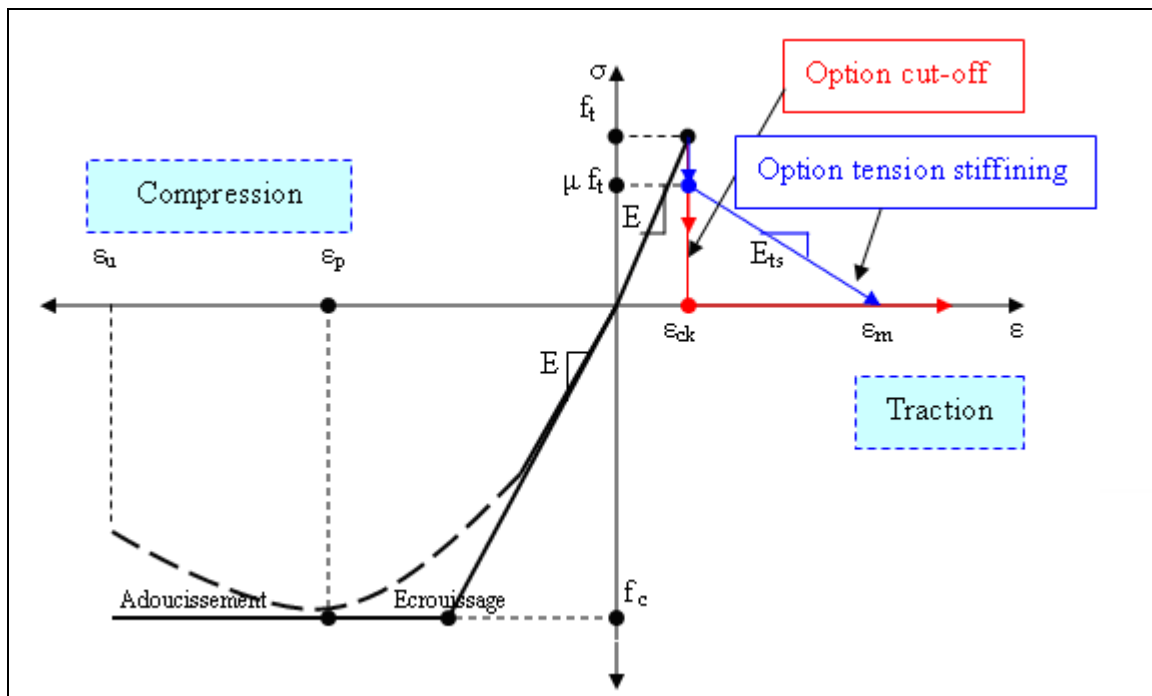


Fig. 2.22 : Courbe contrainte-déformation du béton

Les relations exprimant ses différentes phases sont données sous forme matricielle comme suit :

### 5-1- Béton élastique :

La loi incrémentale liant les accroissements de contraintes  $\{\Delta\sigma\}$  aux accroissements de déformations  $\{\Delta\epsilon\}$ , pour le béton élastique est donnée par la relation :

$$\{\Delta\sigma\} = [D^e] \{\Delta\epsilon\} \quad (2.1)$$

Avec  $[D^e]$  la matrice d'élasticité. Elle est donnée par loi de Hook [8].

### 5-2- Béton élastoplastique avec écrouissage :

Avec l'accroissement de la charge, l'état de contraintes du béton comprimé atteindra la surface d'écoulement. Le comportement du béton devient alors plastique. Les déformations totales peuvent être décomposées en une partie élastique et une partie plastique.

L'équilibre du système est obtenu moyennant un processus itératif.

La loi incrémentale élastoplastique pour un écoulement associé s'écrit [8] :

$$\{\Delta\sigma\} = ([D^e] - \frac{[D^e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T [D^e]}{A + \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}^T + [D^e] \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right\}}) \{\Delta\varepsilon\} \quad (2.2)$$

$$\text{Avec :} \quad \{\Delta\varepsilon\} = \{\Delta\varepsilon^e\} + \{\Delta\varepsilon^p\} \quad (2.3)$$

$\{\Delta\varepsilon^e\}$ ,  $\{\Delta\varepsilon^p\}$  : incréments des vecteurs de déformations élastique et plastique, respectivement.

$$\{\Delta\varepsilon^p\} = d\lambda \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\} \quad (2.4)$$

$d\lambda$  : Multiplicateur plastic. Il est donné par la relation suivante [23]

$$d\lambda = \frac{\left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}}{A + \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}^T [D] \left\{ \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma} \right\}} \{d\varepsilon\} \quad (2.5)$$

$f = f(\sigma)$  : La surface de charge définie par le critère de Drucker-Prager [13]

$A$  : Module d'écrouissage. Il est égal à zéro si le comportement est élastique parfaitement plastique, (Hinton et Owen [23]). Le calcul des termes de cette matrice est montré dans les ouvrages qui traitent de la plasticité tels que Zienkiewicz [48], Chen [8].

### 5-3- Béton tendu :

Le béton a un comportement élastique linéaire jusqu'à sa contrainte limite de traction. Lorsque la limite élastique, définie par le critère de Rankine, est atteinte le béton fissuré est intégré dans la modélisation par le biais du concept de la tension-adoucissante où une rigidité résiduelle continue à exister. La matrice  $[D]$  qui lie les accroissements de contraintes aux accroissements de déformations est donnée par Han et Chen [20]. Elle tient en compte l'évolution de la fissuration dès l'amorçage jusqu'à la fissuration complète.

Dans ce modèle, les caractéristiques du béton sont [44]:

Module de Young:  $E = 4 \times 10^4 \text{ N/m}^2$ ,

Module de Poisson :  $\nu = 0.20$ ,

Masse volumique :  $\rho = 25000 \text{ N/m}^3$ ,

Multiplicateur de relaxation de contrainte :  $\mu = 0.6$ ,

Résistance uni axiale de traction ultime :  $f_t = 2.52 \text{ MPa}$  et de compression :  $f_c = 32 \text{ MPa}$ .

Et on utilise les relations [44]:

Résistance bi axiale ultime à la compression  $f_{cb} = 1.2 f_c$ ,

Résistance ultime pour un état de compression biaxiale superposée :  $f_1 = 1.45 f_c$ ,

Résistance ultime pour un état de compression uniaxiale superposée :  $f_2 = 1.725 f_c$ ,

$$\text{Contrainte hydrostatique : } |\sigma_h| = \sqrt{3} f_c \text{ (ou } \sigma_h = \frac{1}{3}(\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp}) \text{)}. \quad (2.6)$$

### 6- Modélisation du comportement mécanique d'acier d'armatures :

L'acier de ferrailage a un comportement élastoplastique avec un domaine de plasticité parfaite. En pratique, le diagramme contrainte-déformation ( $\sigma$ ,  $\epsilon$ ) est supposé symétrique en traction et en compression par rapport à l'origine (Fig. 2.23). Il est caractérisé par :

$E = 2.1E11 \text{ N/m}^2$ ,  $\nu = 0.30$ ,  $\rho = 78000 \text{ N/m}^3$  et la contrainte d'écoulement :  $f_y = 300 \text{ MPa}$ .

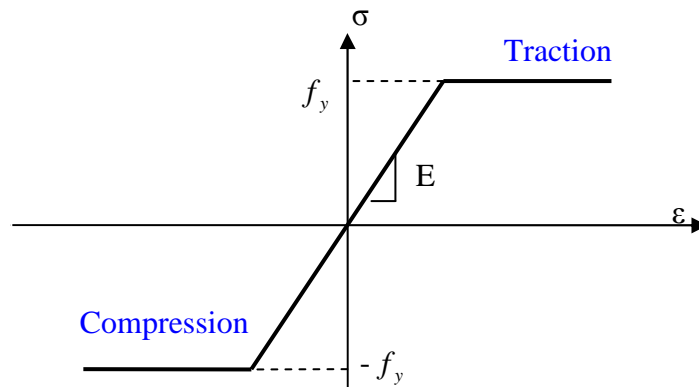


Fig. 2.23 : Courbe contrainte-déformation de l'acier

### 7- Modélisation du comportement mécanique d'acier de PRS :

La même courbe que dans la figure précédente (Fig.2.23), avec  $\nu = 0.30$  et  $E = 2.1E11 \text{ N/m}^2$ .

### 8- Méthodes de résolution des problèmes à non linéarité matérielle :

A l'état actuel, l'utilisation des algorithmes de résolution des problèmes non linéaires est une nécessité indispensable face aux développements des méthodes théoriques sophistiqués des destinés explicitement aux problèmes complexes. En effet, si nous voulons prévoir une bonne estimation des charges de rupture ou de ruine des ouvrages, il est nécessaire de recourir aux algorithmes de résolution utilisés en méthode des éléments finis sont des algorithmes incrémentaux itératifs présentent souvent des difficultés de convergence liées essentiellement à l'existence des points critiques en charges, en déplacement ou les deux à la fois.

Toutefois l'amélioration de ces algorithmes reste toujours un sujet à un intérêt particulier pour de nombreux chercheurs : Forde et Stierner 1987, Guenfoud 1990, Mestat 1988, 1993 1998, Hadi 1998.

Le comportement des matériaux est en général non linéaire et leur nature différentielle rend le recours aux méthodes de résolution incrémentales, nécessaire.

Le principe des processus incrémentaux consiste à appliquer par incréments successifs à un niveau de charge ou de déplacement et de trouver à chaque incrément la réponse de la structure. Cette dernière est obtenue après avoir linéarisé sur chaque incrément les équations d'équilibre. La littérature dans ce-ci domaine présente trois catégories des méthodes numériques de résolution des problèmes non linéaires, qui sont regroupées-en :

- les méthodes purement incrémentales ;
- les méthodes incrémentales itératives ;
- la méthode des contraintes initiales.

La base commune de ces méthodes consiste à décomposer le chargement appliqué en incréments de charge en calculant à chaque pas de charge la réponse de la structure avec ou sans

correction d'équilibre. A chaque incrément de charge et à chaque itération pour les méthodes spécifiques, il s'agit de résoudre donc le système d'équations linéaires suivant :

$$\{R_i\} = [K\{U_i\}]\{\Delta U_i\} - \{\Delta P_i\} \quad (2.7)$$

$[K(U_i)]$  Est la matrice de rigidité au point de déplacement  $U_i$ ,  $\{\Delta P_i\}$  et  $\{\Delta U_i\}$  sont respectivement les incréments de charge et de déplacement à la  $i^{\text{ème}}$  itération.

Pour notre analyse, on utilise la méthode de Newton-Raphson (N-R.) [4], qui est une méthode incrémentale itérative. Elle exige le calcul de la matrice de rigidité à chaque itération (Fig. 2.24). La convergence tangente à chaque itération nécessite un temps de calcul élevé.

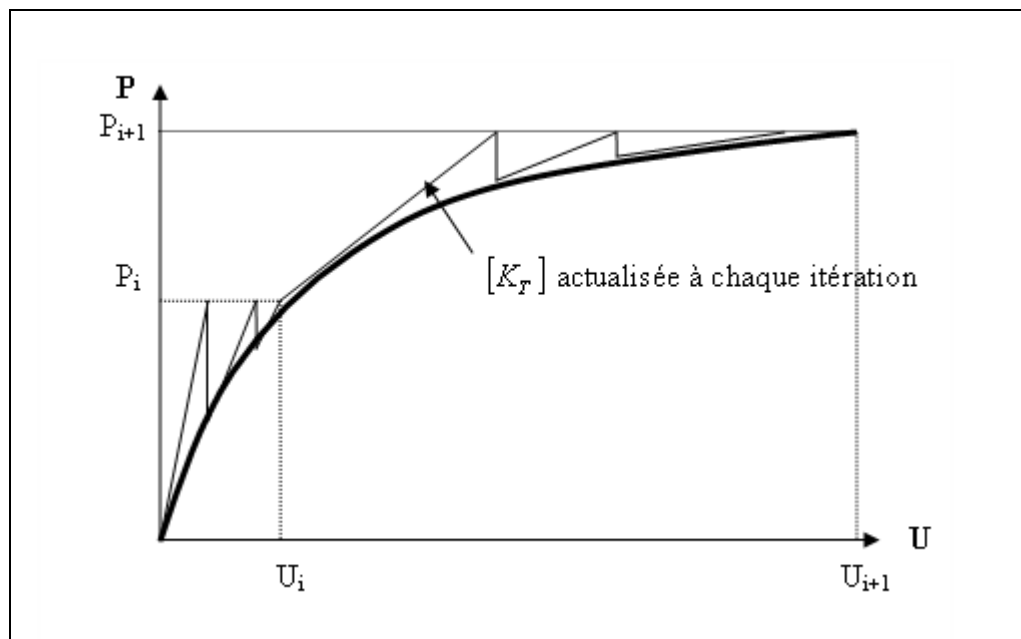


Fig. 2.24 : Méthode Newton-Raphson

$$U_i = U_{i+1} + \sum_{K=1}^{N_{iter}} \Delta U_i \quad (2.8)$$

Avec  $N_{iter}$  est le nombre nécessaire d'itération par incrément et  $[K_T]$  est la matrice de rigidité tangente, qui actualisée à chaque itération.

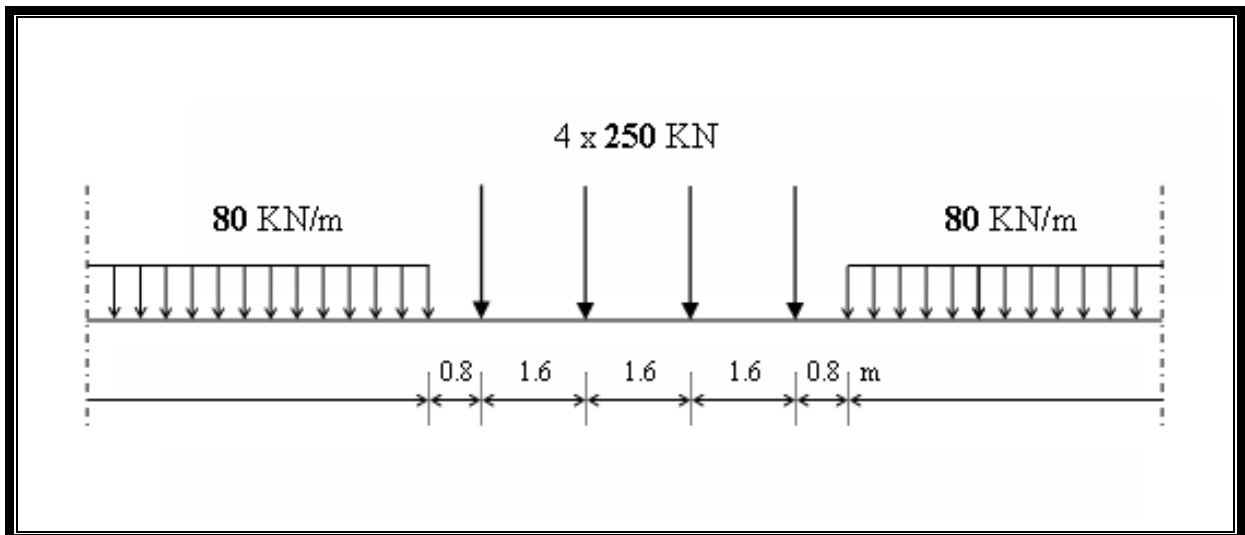
## 9- Conclusions :

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'ouvrage de référence de notre étude et sa modélisation tridimensionnelle à l'aide d'éléments finis. Nous avons aussi présenté et identifié les paramètres du modèle élastoplastique que nous utilisons pour décrire le comportement mécanique du béton.

Le modèle numérique que nous venons de décrire peut servir de référence à toutes modélisations d'ouvrages d'art de ce type.

Le maillage de l'ouvrage est déjà en soi une simplification importante de la géométrie réelle de l'ouvrage, surtout qu'un certain nombre d'éléments n'ont pas pu être pris en compte, tels que les caniveaux, les rails, les gardes corps, les appareils d'appuis, etc.

Dans les chapitres suivants nous présentons les résultats des analyses statique, modale et dynamique, et essayerons de comprendre l'influence de l'entretoisement intermédiaire sur le comportement global de l'ouvrage.



Chapitre : 3

## ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΤΑΤΙΘΥΕ



## Analyse statique

L'analyse statique est nécessaire pour dimensionner les différents éléments de structure d'un ouvrage. Nous devons considérer le poids propre de l'ouvrage et le chargement des véhicules (UIC71, SW, train à vide et TGV). Cependant, le chargement statique des véhicules est très faible vis-à-vis du poids propre mis en jeu sous ce type de sollicitation. Le comportement transversal de l'ouvrage sera alors significatif car le schéma de charge est appliqué sur l'une des voies de circulation, donc de façon désaxée par rapport au centre du pont ferroviaire.

### 1- Présentation des cas étudiés :

Dix configurations de tablier ont été analysées. Ces configurations ont été présentées au chapitre 2. L'analyse des résultats a été faite d'une part pour la dalle en béton armé et d'autre part pour les poutres PRS métalliques. Après analyse des différents résultats obtenus pour les cas de charges présentés dans le tableau 2.3. (Chapitre 2), il apparaît que les cas de charge N° 7 et N° 8 (UIC+SW0), sont les plus défavorables en terme de flèches et de contraintes dans la structure.

### 2- Analyse de la dalle en béton:

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats de l'analyse statique du tablier en étudiant d'influence des paramètres suivants

- Nombre d'entretoises intermédiaires (0, 1, 2 et 3) ;
- Hauteur des entretoises intermédiaires ( $h_e = h_{pp}$ ,  $h_e = 2h_{pp}/3$  et  $h_e = h_{pp}/3$ ).

Sur le comportement du tablier sous chargement excentré (1 voie ferrée chargée) et sous chargement centré (2 voies ferrées chargées) et ce à travers l'analyse :

- des contraintes longitudinales à mi portée dans la dalle en béton armé coté fibre inférieure et supérieure ;
- des contraintes transversales à mi portée dans la dalle en béton armé coté fibre inférieure et supérieure ;
- des déplacements verticaux du tablier à mi portée ;
- des contraintes à mi portée dans la semelle inférieure des poutres.

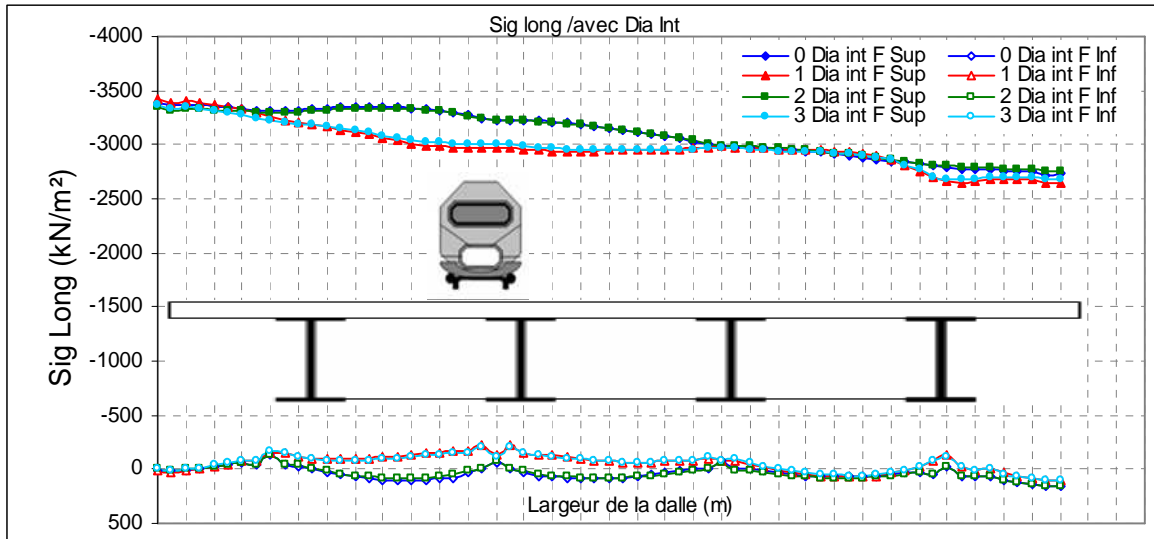
#### 2-1- Contraintes longitudinales à mi porté de la dalle :

##### 2-1-1- Chargement désaxé (une voie ferrée chargée): (Fig. : 3.1 et 3.2)

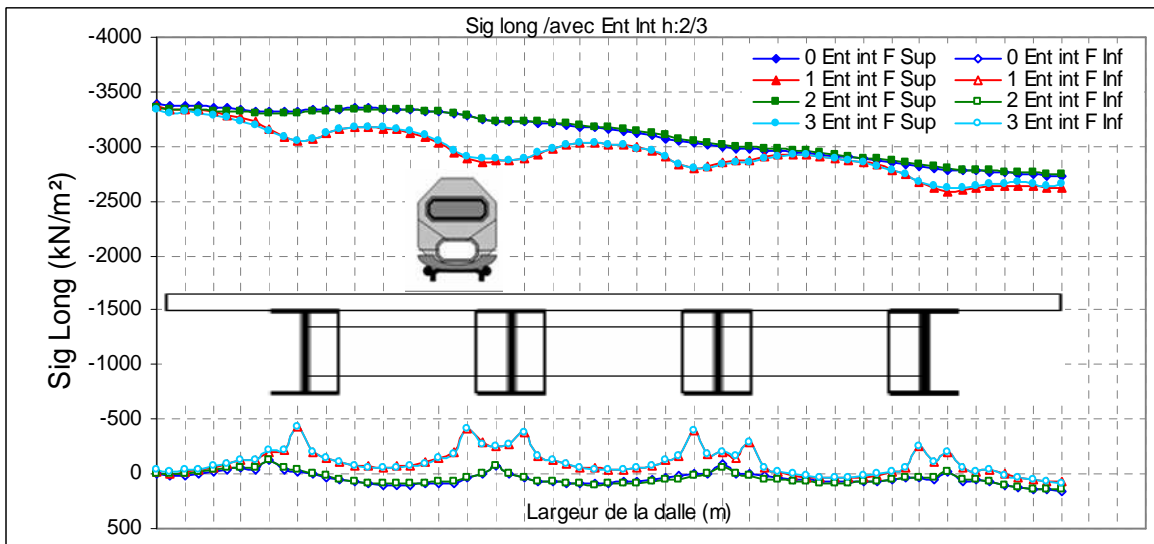
Coté fibre inférieure, la contrainte longitudinale à mi portée se situe au voisinage de 0. Coté fibre supérieure, la contrainte longitudinale à mi portée est une contrainte de compression et varie transversalement entre 2600 et 3400 kN/m<sup>2</sup>.

##### 2-1-1-1- Influence du Nombre d'entretoises sur le comportement de la dalle : (Fig. 3.1)

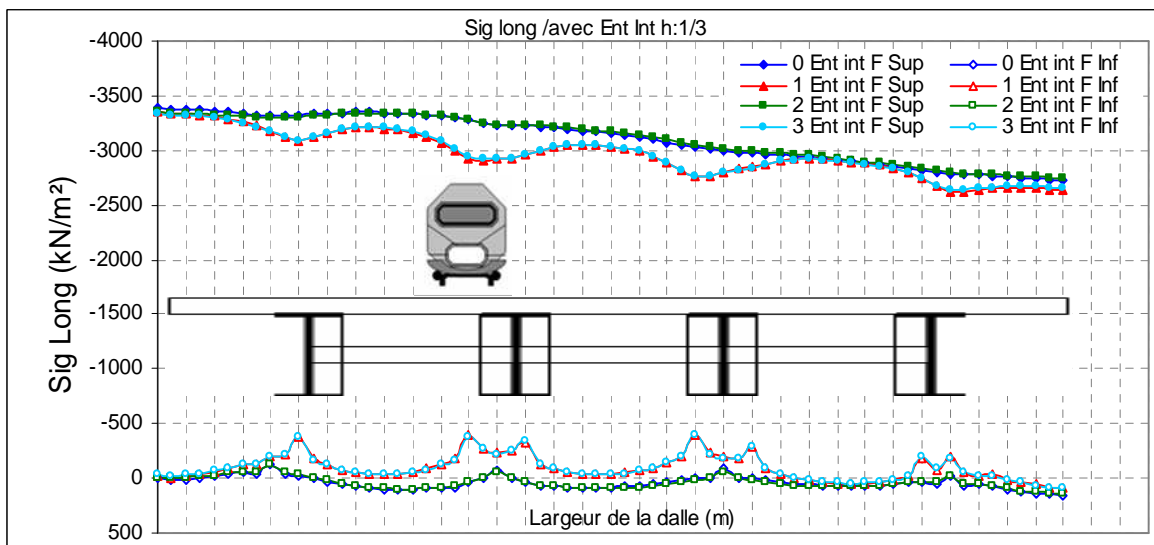
Indépendamment de la hauteur des entretoises, nous constatons un comportement similaire dans le cas d'un nombre pair ou impair d'entretoises. Le niveau des contraintes baisse de manière significative dans le cas d'un nombre impair d'entretoises, de l'ordre de 15 %.



(a)



(b)



(c)

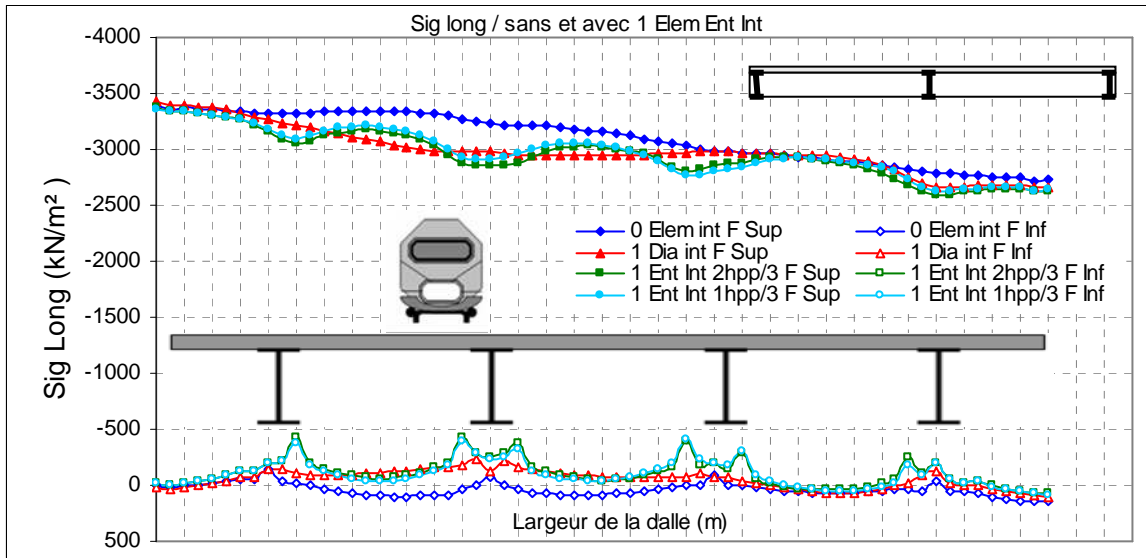
Fig. 3.1 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes longitudinales dans la dalle à mi portée pour un chargement désaxé (a) avec Diaphragme, (b) avec Entretoises  $2h_{pp}/3$ , et (c) avec Entretoises  $h_{pp}/3$ .

**2-1-1-2- Influence de la hauteur (ou type) des entretoises sur le comportement du tablier :**  
(Fig. 3.2)

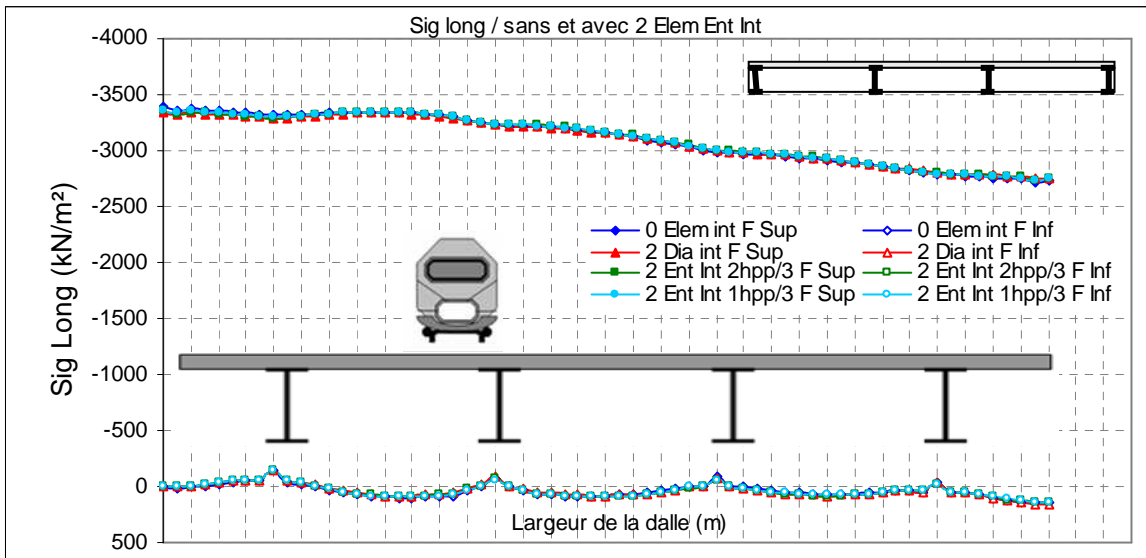
Nous constatons que dans le cas d'un nombre pair d'entretoise intermédiaires, la hauteur des entretoises n'a aucune influence sur l'état de contraintes à mi portée dans la dalle.

Cependant, dans le cas d'un nombre impair d'entretoises, nous avons relevé une diminution des contraintes longitudinale à mi portée de l'ordre de 12 % par rapport à un tablier sans entretoises intermédiaires.

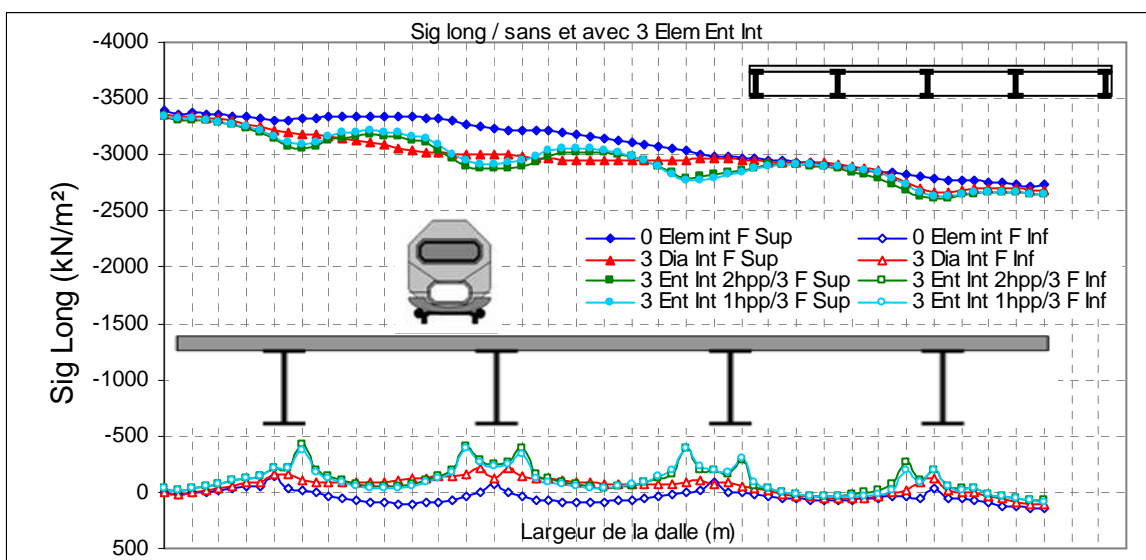
Par ailleurs dans le cas d'entretoise intermédiaire type diaphragmes ( $h_e = h_{pp}$ ) la distribution des contraintes est plus uniforme du fait que la dalle soit connectée au diaphragme.



(a)



(b)



(c)

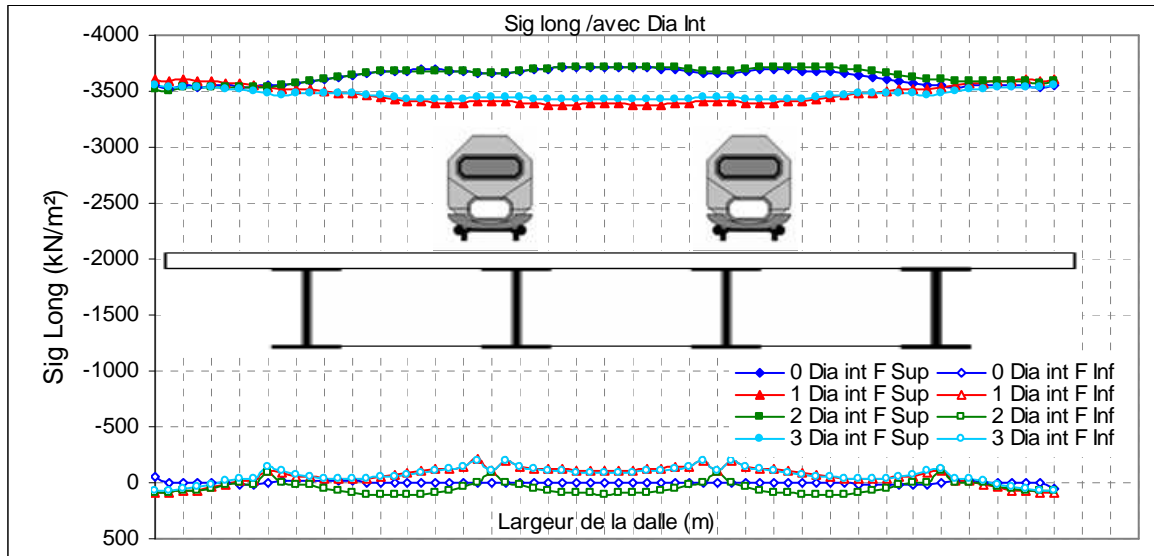
Fig. 3.2 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes longitudinales dans la dalle à mi porté pour un chargement désaxé  
 (a) 1 élément, (b) 2 éléments, et (c) 3 éléments.

**2-1-2- Sous chargement centré (2 voies ferrées chargées) :**

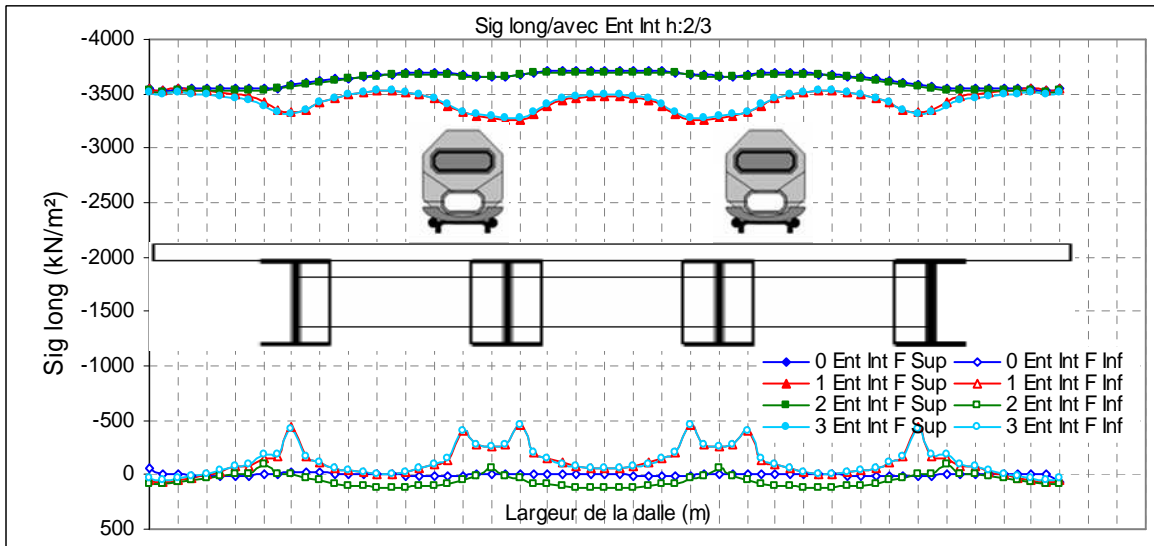
(Fig. : 3.3 et 3.4)

Coté fibre inférieure, la contrainte longitudinale à mi portée reste toujours au voisinage de 0.  
Coté fibre supérieure, la contrainte longitudinale à mi portée est pratiquement constante et voisine les 3500 kN/m<sup>2</sup>.

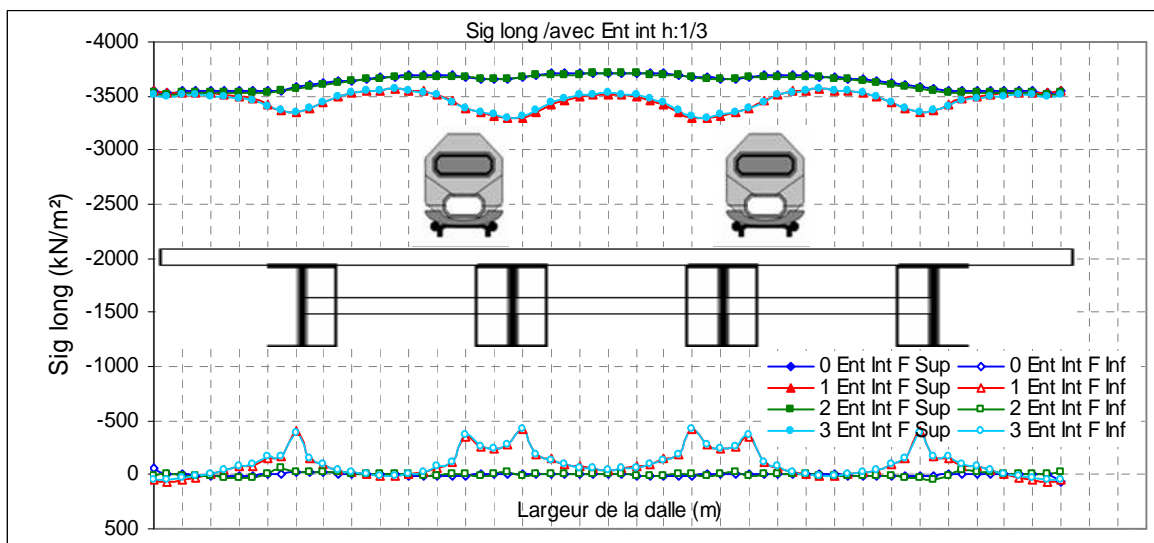
En ce qui concerne l'influence des paramètres, nous faisons, au vu des figures 3 à 4, exactement les mêmes constatations que celles du cas du chargement excentré citées dans le paragraphe précédent.



(a)

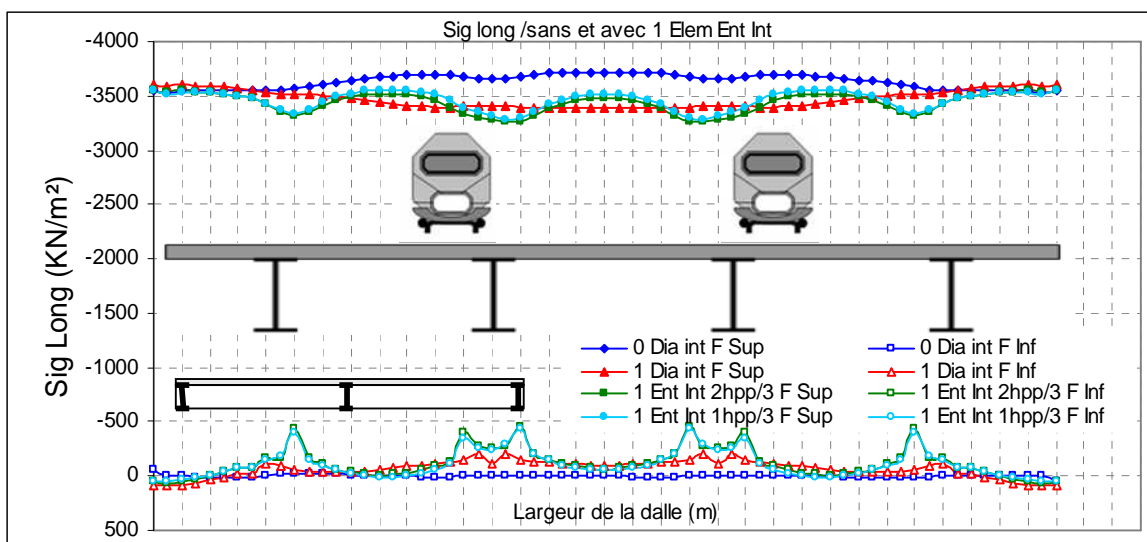


(b)

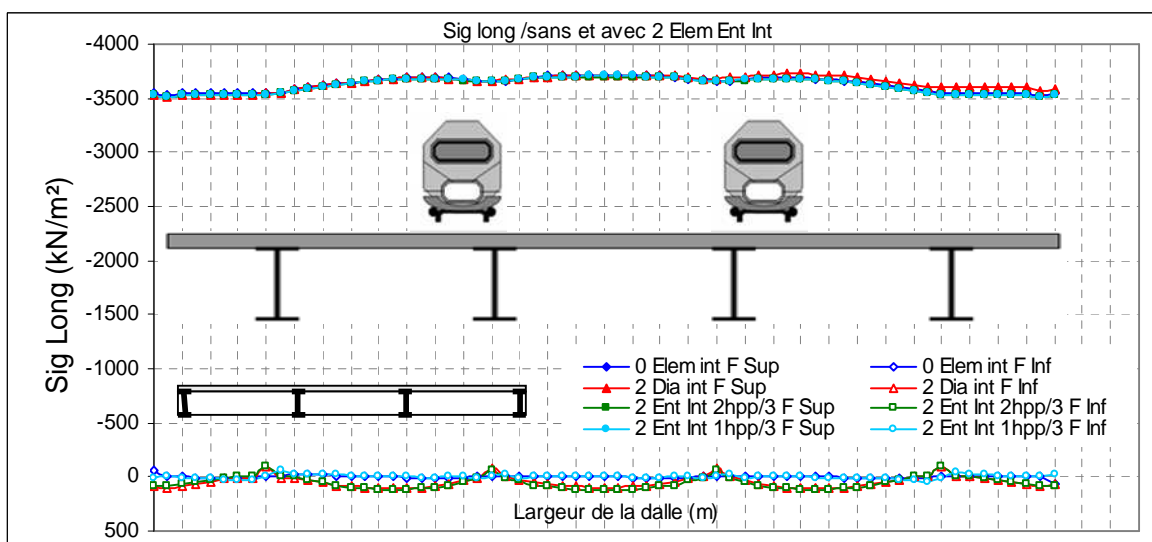


(c)

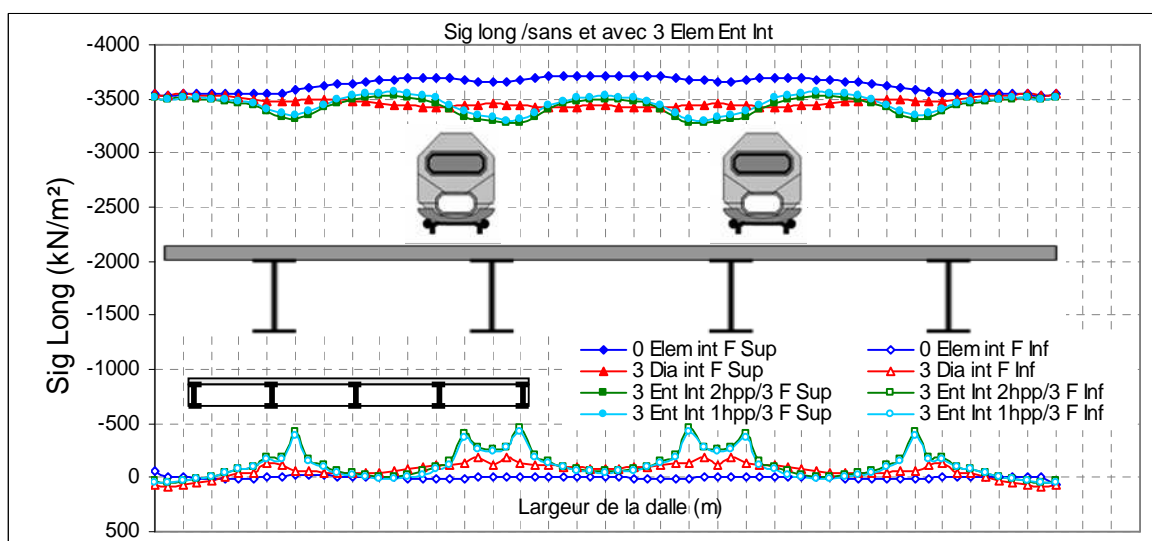
Fig. 3.3 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes longitudinales dans la dalle à mi portée pour un chargement sur deux voies (a) avec Diaphragme, (b) avec Entretoises 2h<sub>pp</sub>/3, et (c) avec Entretoises h<sub>pp</sub>/3.



(a)



(b)



(c)

Fig. 3.4 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes longitudinales dans la dalle à mi porté pour un chargement sur deux voies (a) 1 élément, (b) 2 éléments, et (c) 3 éléments.

## 2-2- Contraintes transversales à mi porté de la dalle :

### 2-2-1- Sous chargement désaxé: (Fig. : 3.6 et 3.7)

Les contraintes de compression et les contraintes de traction, sont faibles elles restent élastiques (Fig. 3.5), donc aucune fissure ne se développe à la dalle entre deux poutres principales proche du chargement (PP1 et PP2).

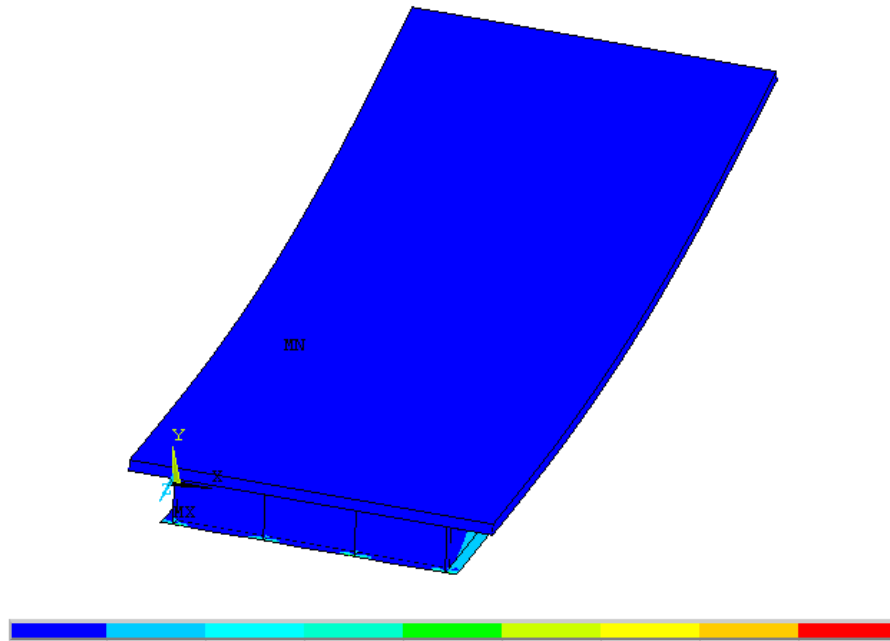


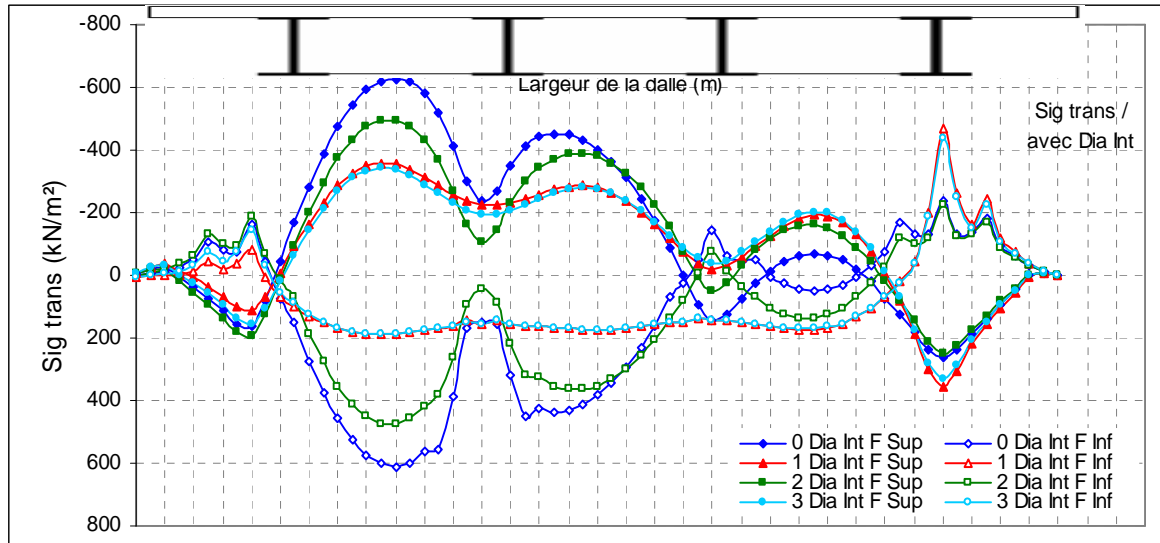
Fig. 3.5 : Iso valeurs de contraintes de Von Mises.

#### 2-2-1-1- Influence du nombre d'entretoises : (Fig. 3.6)

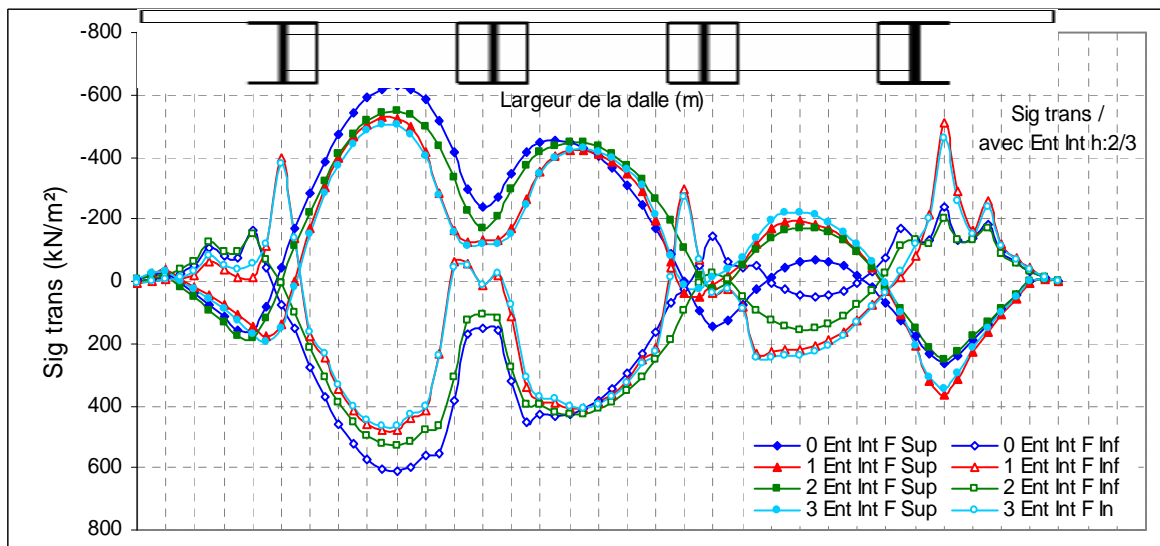
L'influence du nombre d'entretoises est beaucoup plus importante dans le cas des entretoises de type diaphragmes, où nous remarquons que les contraintes maximales (les deux fibres) en travée dans la dalle diminuent environ de 25 % pour le cas de 2 diaphragmes et pratiquement de 41 % dans le cas d'un nombre impair de diaphragmes sous la zone chargée.

Pour le cas des entretoises à  $2/3$  et  $1/3$  de la hauteur des poutres les écarts avec un tablier non entretoisé est faible de l'ordre de 8 %.

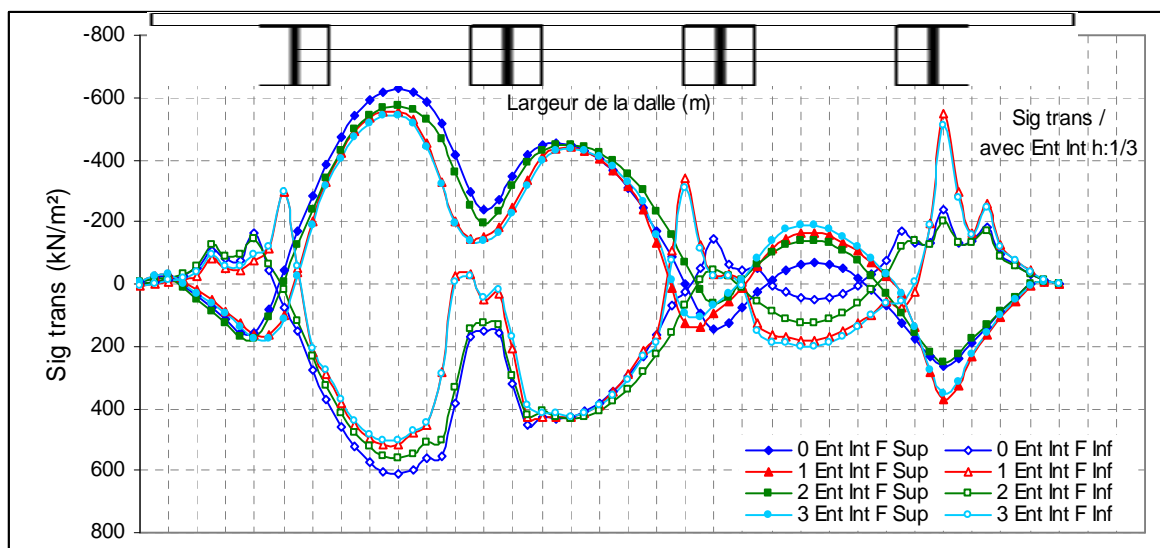




(a)



(b)



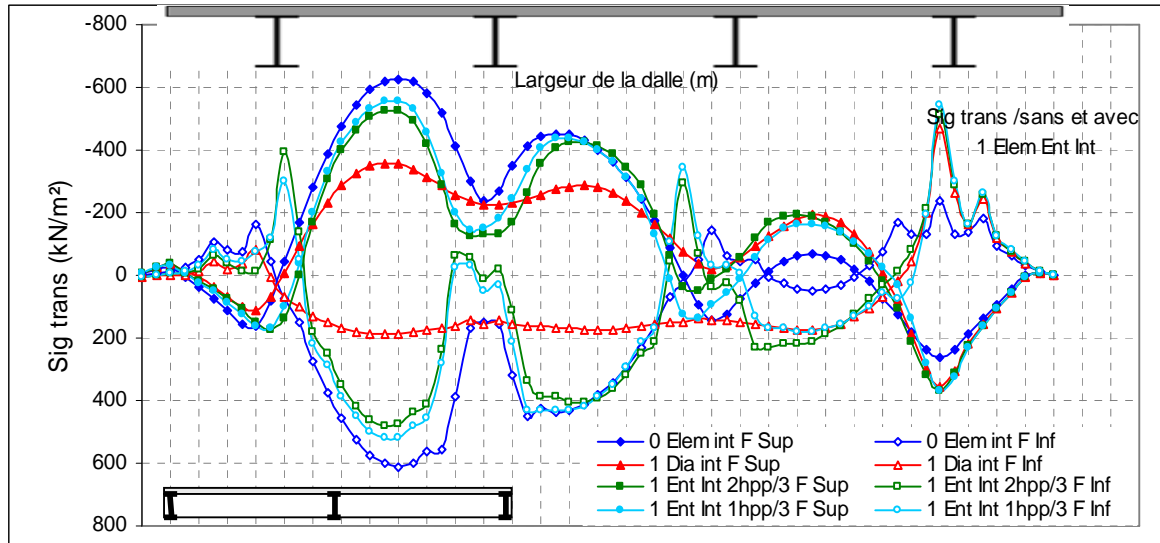
(c)

Fig. 3.6 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes transversales dans la dalle à mi portée pour un chargement désaxé (a) avec Diaphragme, (b) avec Entretoises 2hpp/3, et (c) avec Entretoises hpp/3.

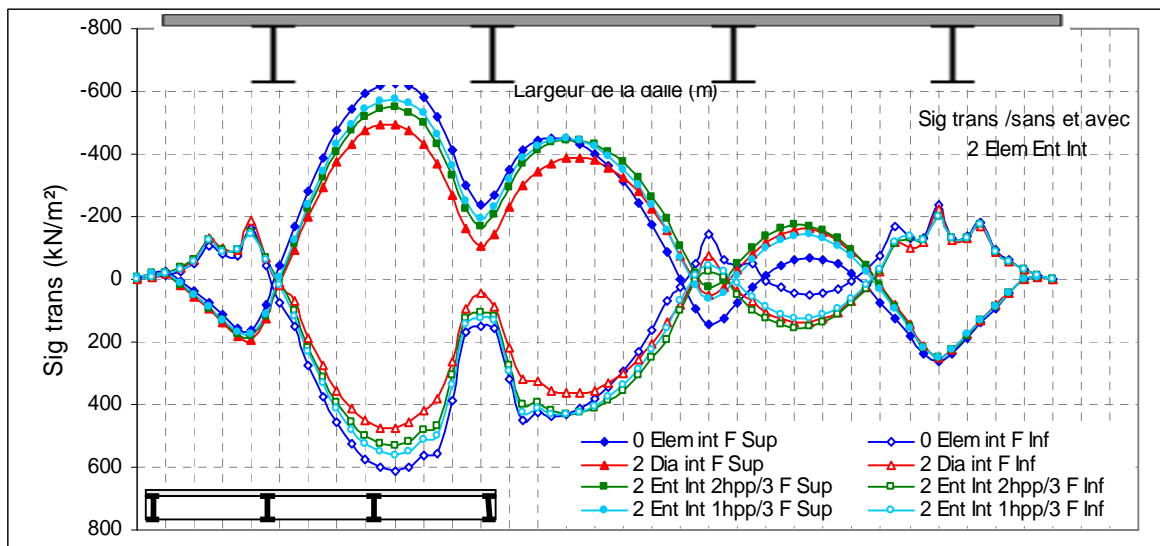
**2-2-1-2- Influence de la hauteur des entretoises: (Fig. 3.7)**

Au vu de la figure 3.7, il apparaît qu'un nombre impair d'entretoises intermédiaires de type diaphragmes conduit à une diminution des contraintes de traction et de compression en travée très importantes de plus de 46 %.

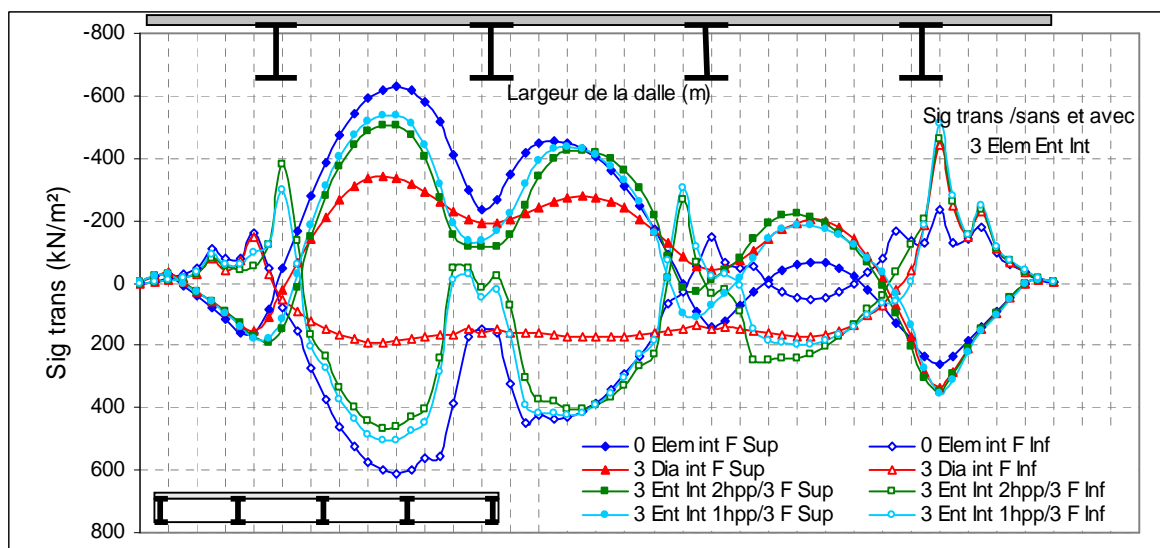
Pour le nombre pair d'entretoises ces écarts sont plus modérés environ 20 % seulement.



(a)



(b)



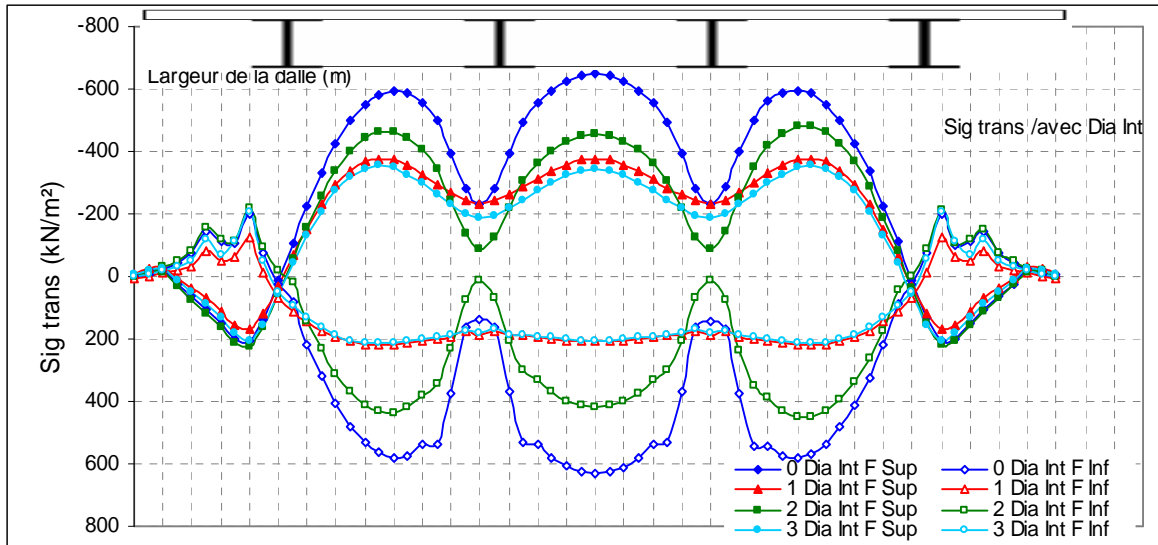
(c)

Fig. 3.7 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes transversales dans la dalle à mi portée pour un chargement désaxé  
 (a) 1 éléments, (b) 2 éléments, et (c) 3 éléments.

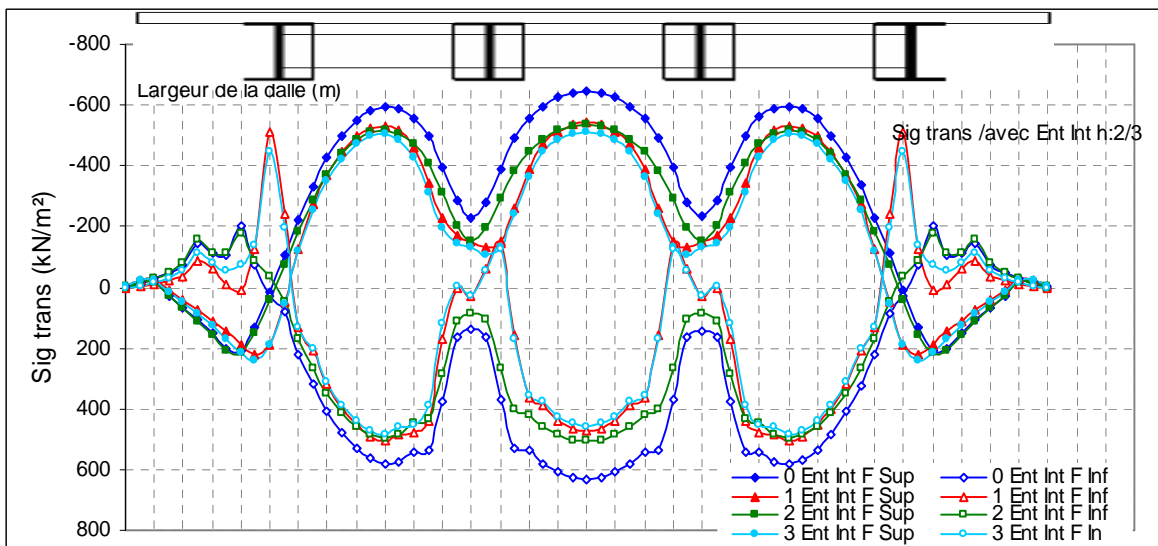
**2-2-2- Sous chargement sur deux voies:**

(Fig. : 3.8 et 3.9)

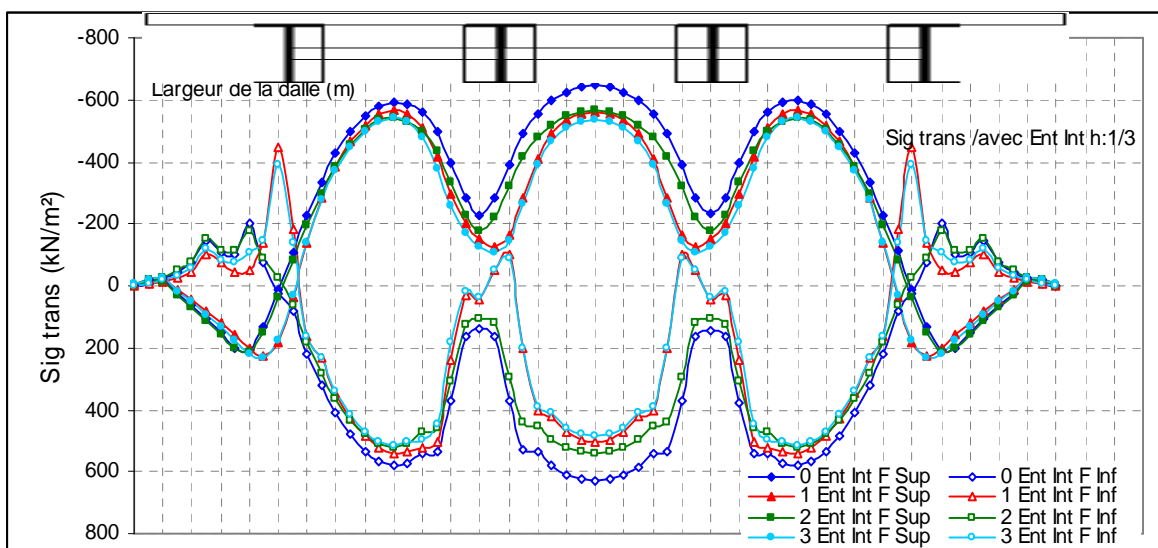
Au coté fibre supérieure et inférieure, les contraintes transversales à mi portée est restent toujours en 620 et 500 KN/m<sup>2</sup>. Sauf au cas des entretoises de type diaphragmes, où nous remarquons que les contraintes maximales en travée dans la dalle diminuent (200 KN/m<sup>2</sup>) environ de 60 % pour un cas d'un nombre impair de diaphragmes.



(a)

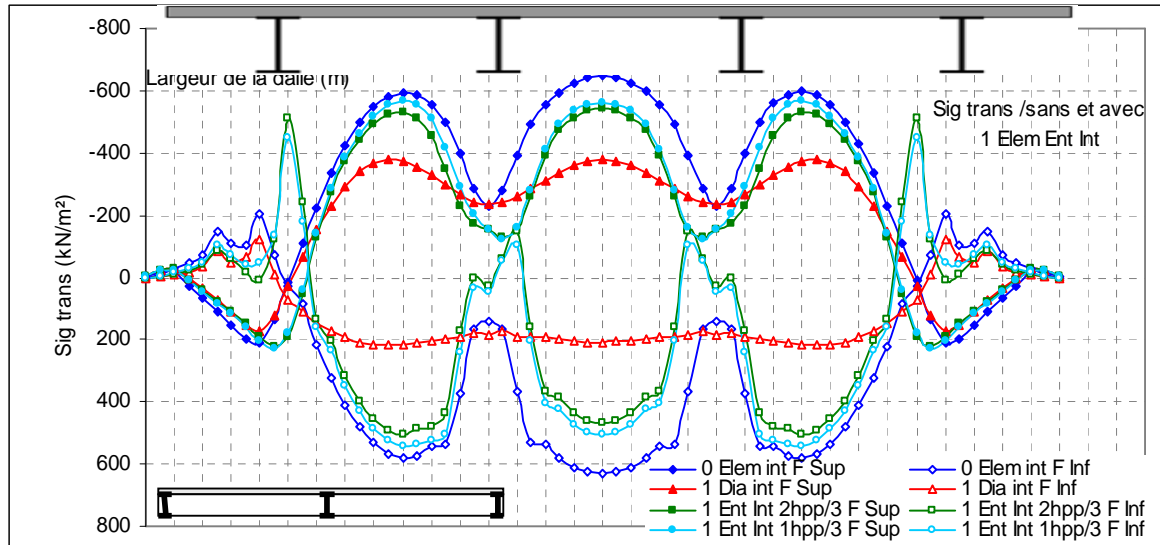


(b)

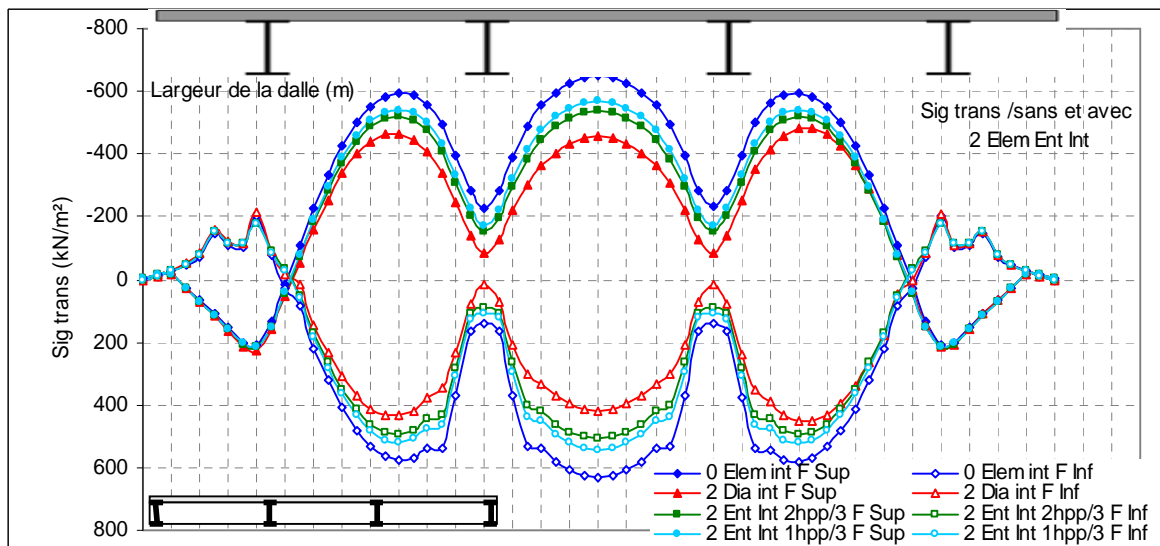


(c)

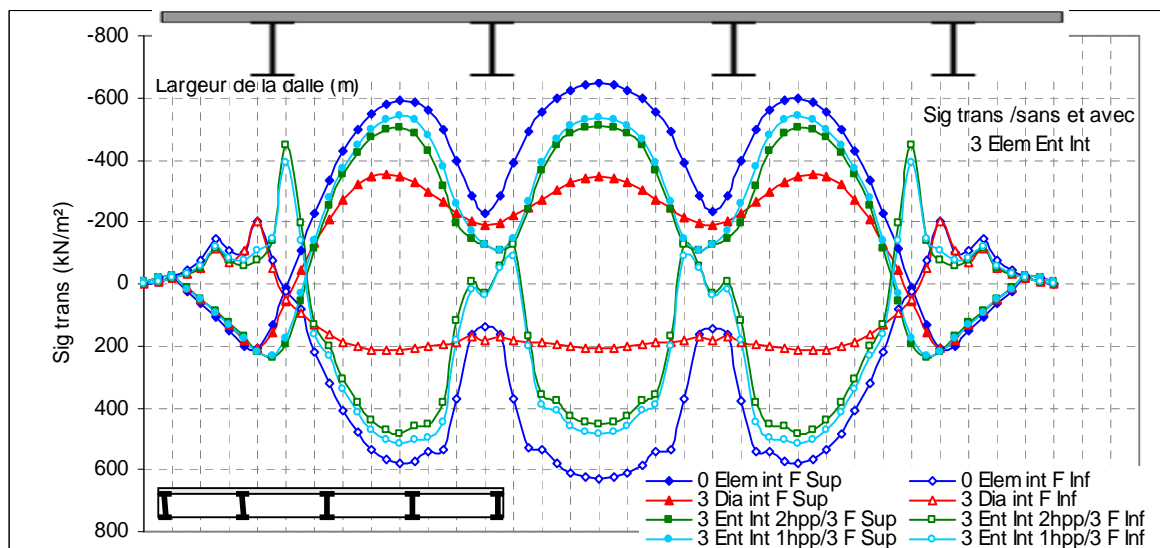
Fig. 3.8 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes transversales dans la dalle à mi portée pour un chargement sur deux voies (a) avec Diaphragme, (b) avec Entretoises 2h<sub>pp</sub>/3, et (c) avec Entretoises h<sub>pp</sub>/3.



(a)



(b)



(c)

Fig. 3.9 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes transversales dans la dalle à mi portée pour un chargement sur deux voies  
 (a) 1 éléments, (b) 2 éléments, et (c) 3 éléments.

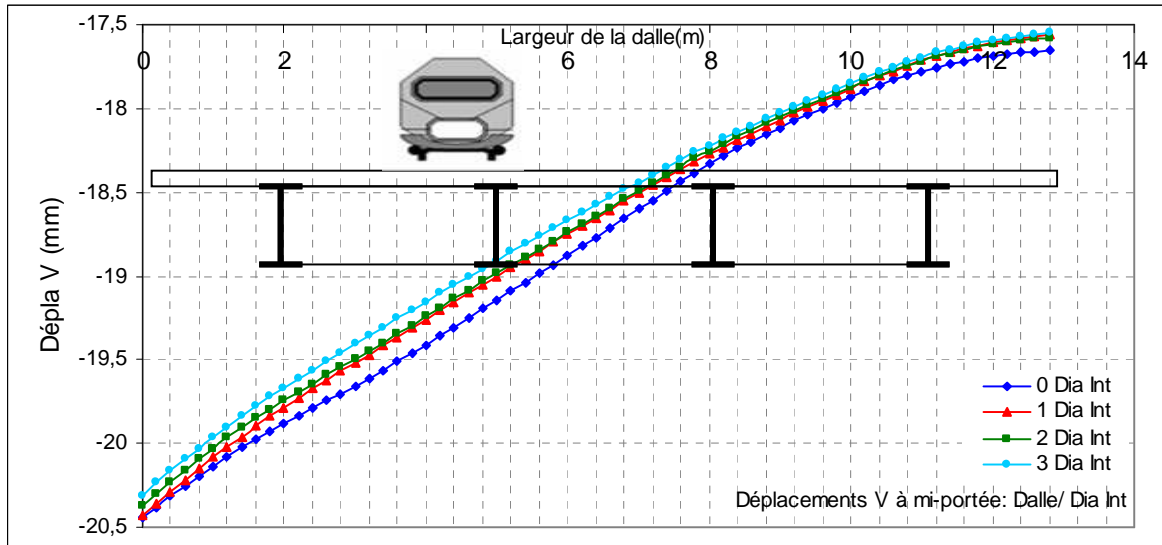
**2-3- Déplacements verticaux à mi porté de la dalle :**

(Fig. 3.10 à 3.13)

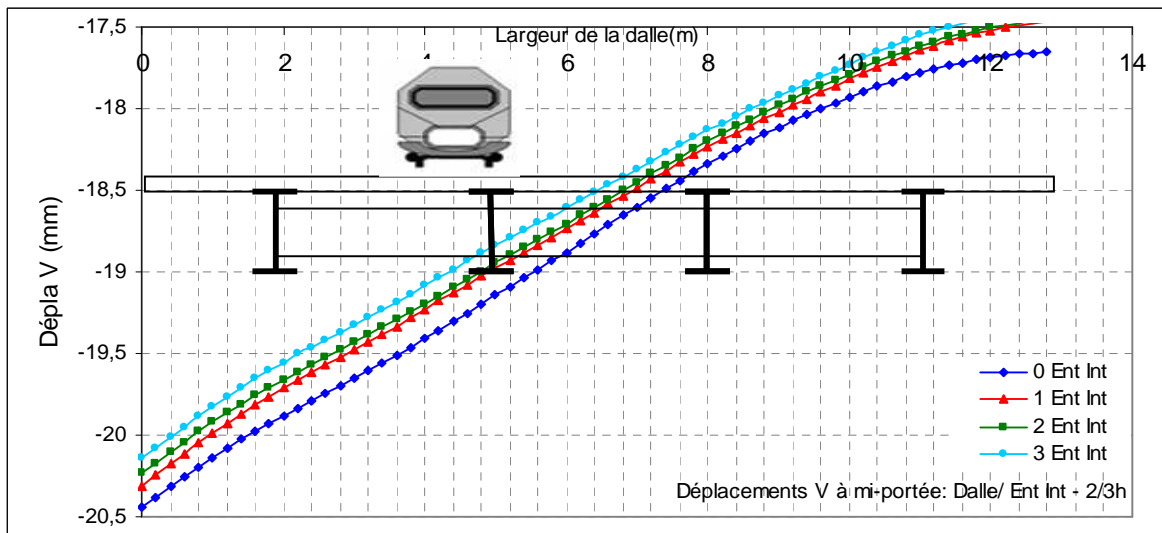
Pour les deux cas de chargements excentré et centré, nous notons, pour une hauteur d'entretoises donnée, une diminution des déplacements verticaux de la dalle à mi portée au fur et à mesure que le nombre d'entretoises augmente.

Nous avons également relevé, pour un nombre d'entretoises données, la hauteur de ces dernières à très peu d'influence sur le déplacement du tablier à mi portée.

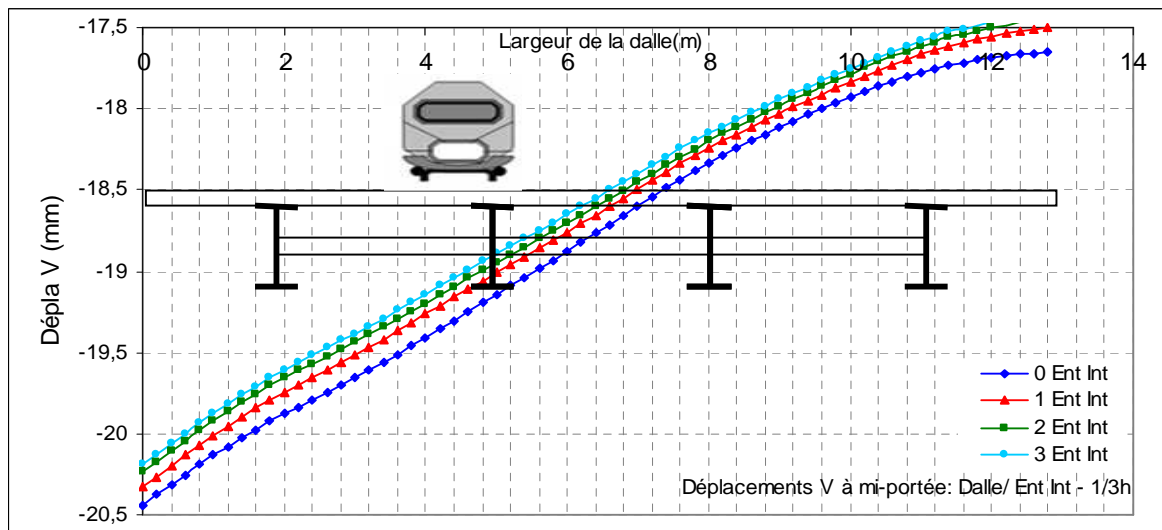
D'une façon générale, la présence des entretoises intermédiaires diminue les déplacements à mi porté du tablier.



(a)



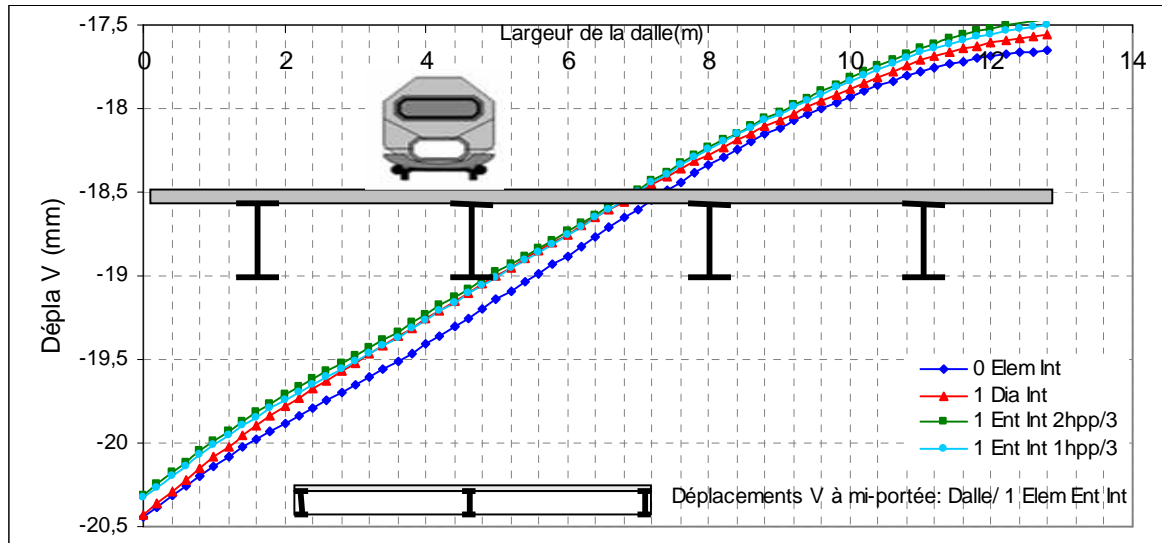
(b)



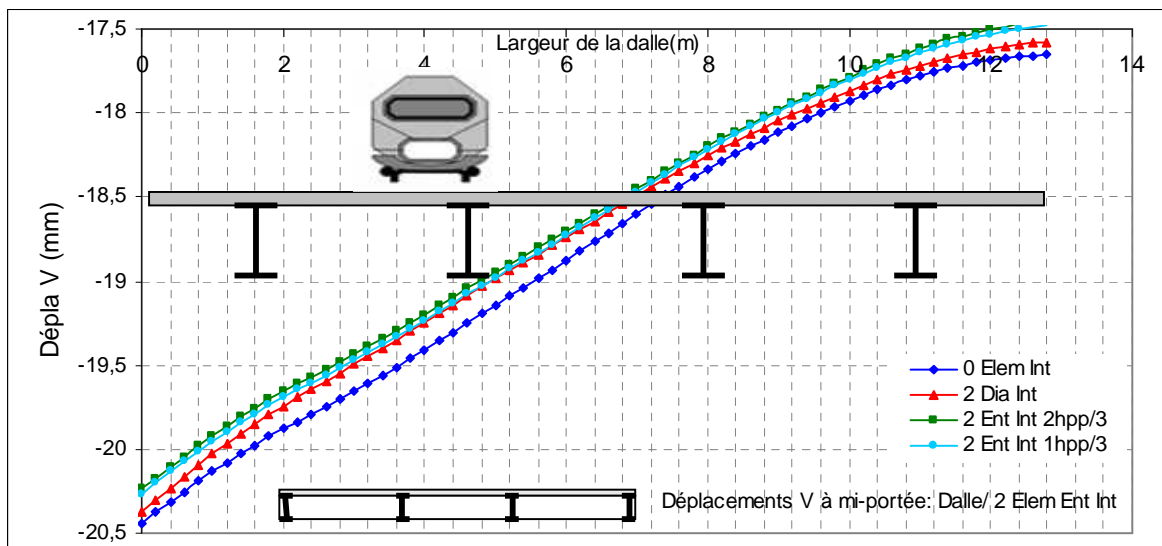
(c)

Fig. 3.10 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes dans la dalle à mi portée pour un chargement désaxé (a) avec Diaphragme, (b) avec Entretoises 2h<sub>pp</sub>/3, et (c) avec Entretoises h<sub>pp</sub>/3.

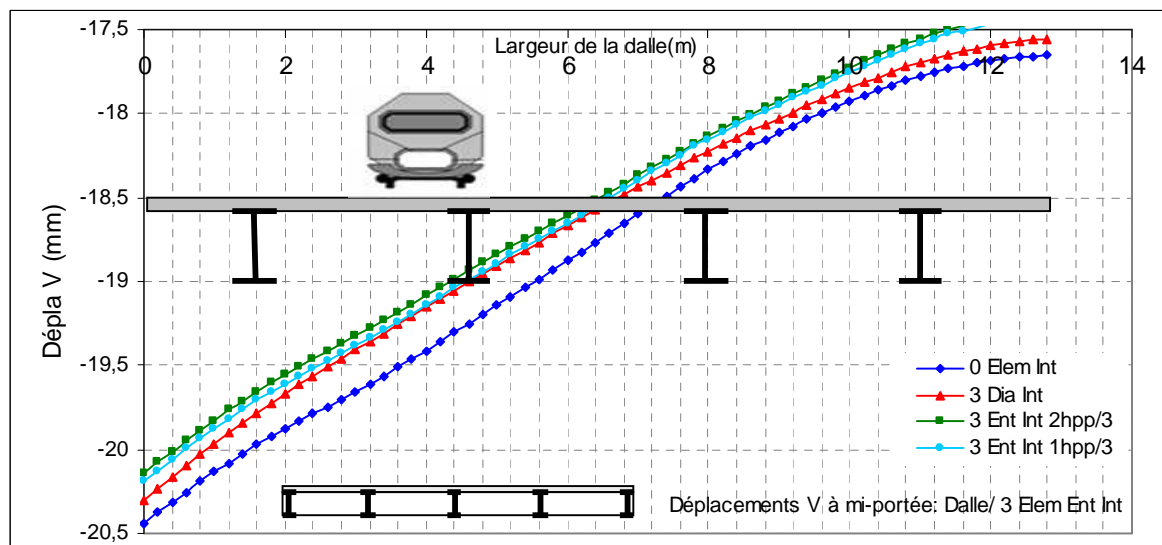




(a)

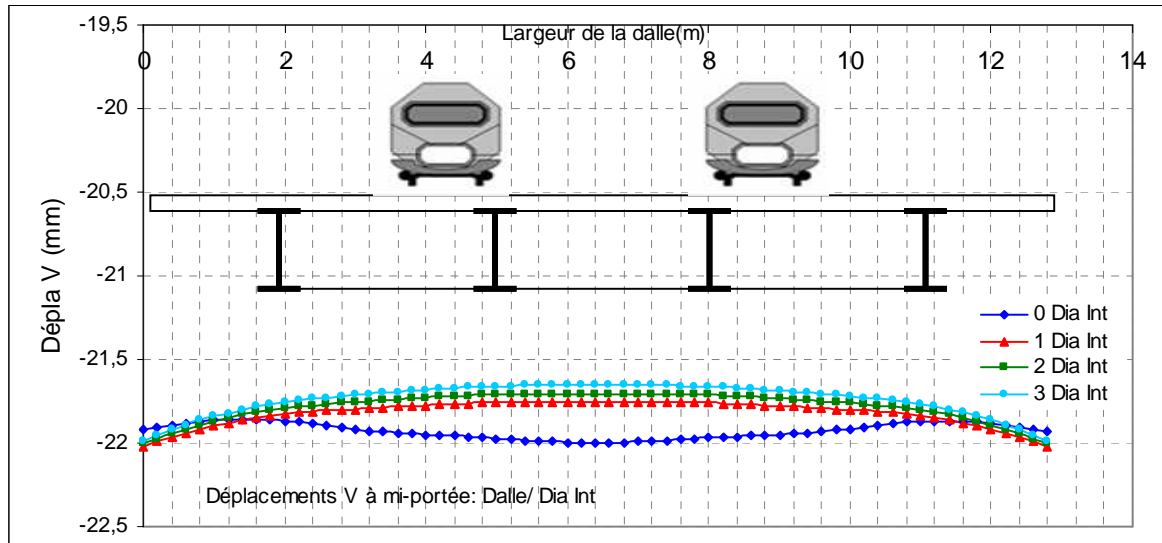


(b)

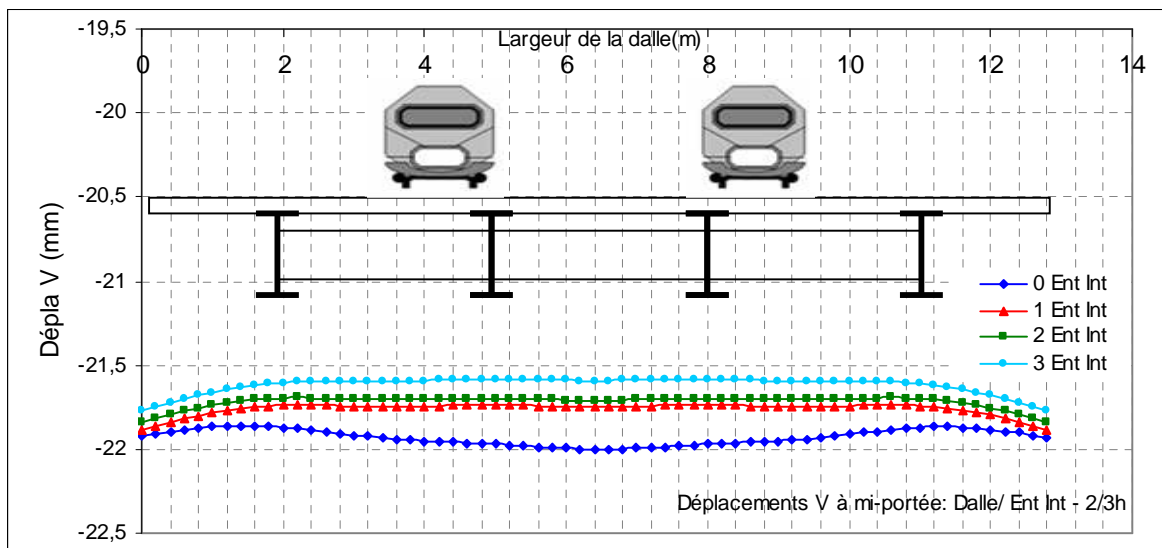


(c)

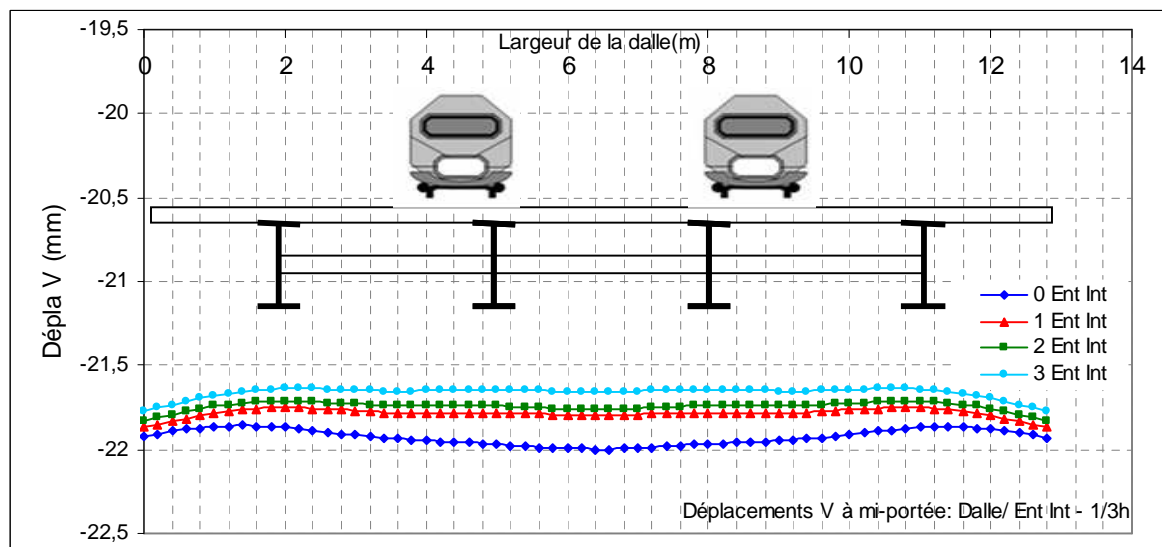
Fig. 3.11 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes dans la dalle à mi portée pour un chargement désaxé  
 (a) 1 éléments, (b) 2 éléments, et (c) 3 éléments.



(a)

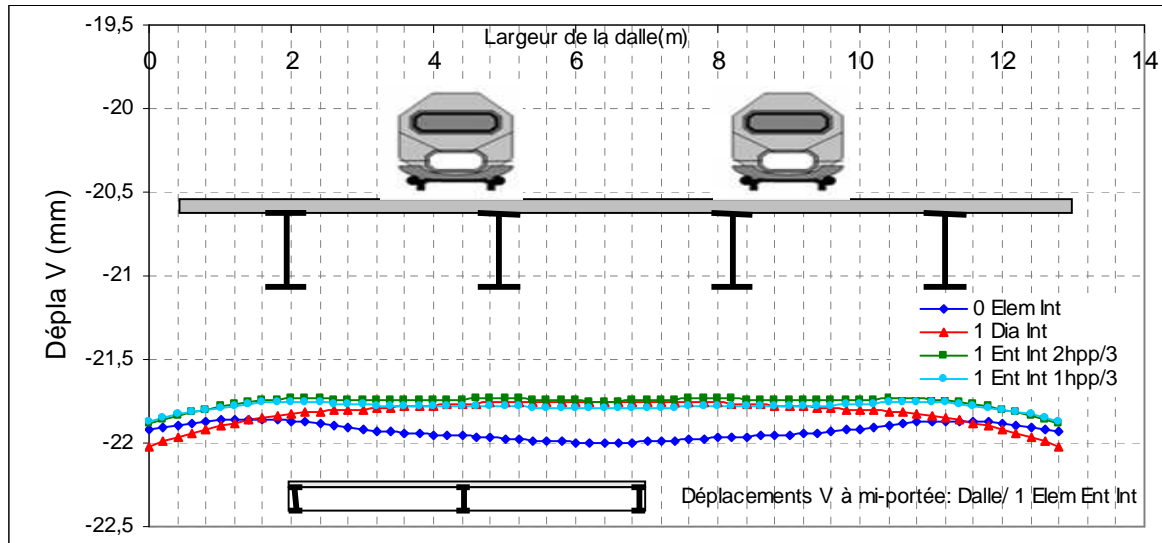


(b)

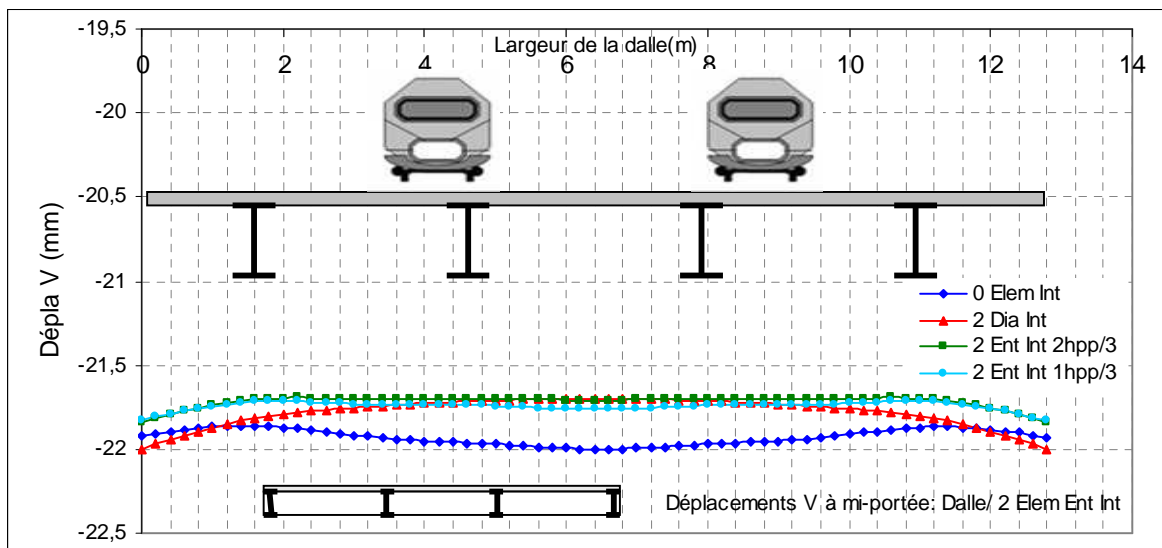


(c)

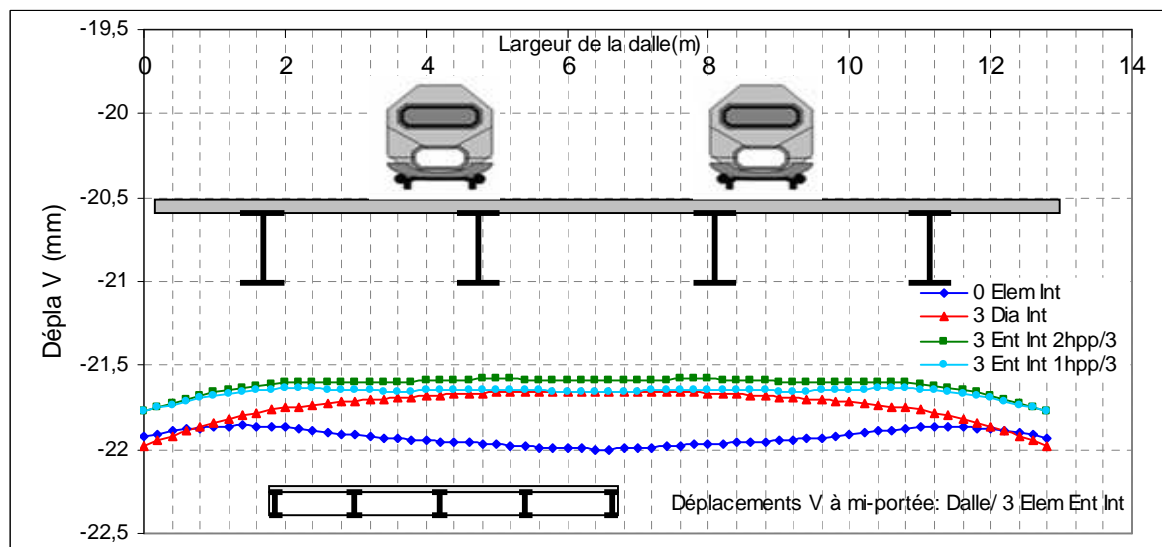
Fig. 3.12 : L'influence de la variation du nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes dans la dalle à mi portée pour un chargement sur deux voies (a) avec Diaphragme, (b) avec Entretoises 2h<sub>pp</sub>/3, et (c) avec Entretoises h<sub>pp</sub>/3.



(a)



(b)



(c)

Fig. 3.13 : L'influence de la variation du type d'éléments d'entretoisements intermédiaires, sur les contraintes dans la dalle à mi portée pour un chargement sur deux voies  
 (a) 1 éléments, (b) 2 éléments, et (c) 3 éléments.

### 3- Analyse des poutres principales :

Les figures 3.14 à 3.17 représentent les contraintes de quatre semelles au niveau des poutres principales, pour chaque cas de configuration.

#### 3-1- Sous chargement désaxé: (Fig. 3.14 et 3.15)

Nous avons une diminution significative des contraintes longitudinales dans les semelles inférieures surtout au cas des entretoises de type  $h_e=2h_{pp}/3$ .

Si le nombre d'entretoises intermédiaires de type  $h_e=2h_{pp}/3$  est impair, nous avons une diminution dans les contraintes longitudinales entre 5 % jusqu'à 17 % ;

Si le nombre d'entretoises intermédiaires de type diaphragmes  $h_e=h_{pp}$  est impair, nous avons une diminution dans les contraintes longitudinales entre 8 % et 15% pour la semelle de la poutre 2 sous la voie ferrée chargée et moins de 2% pour les autres poutres.

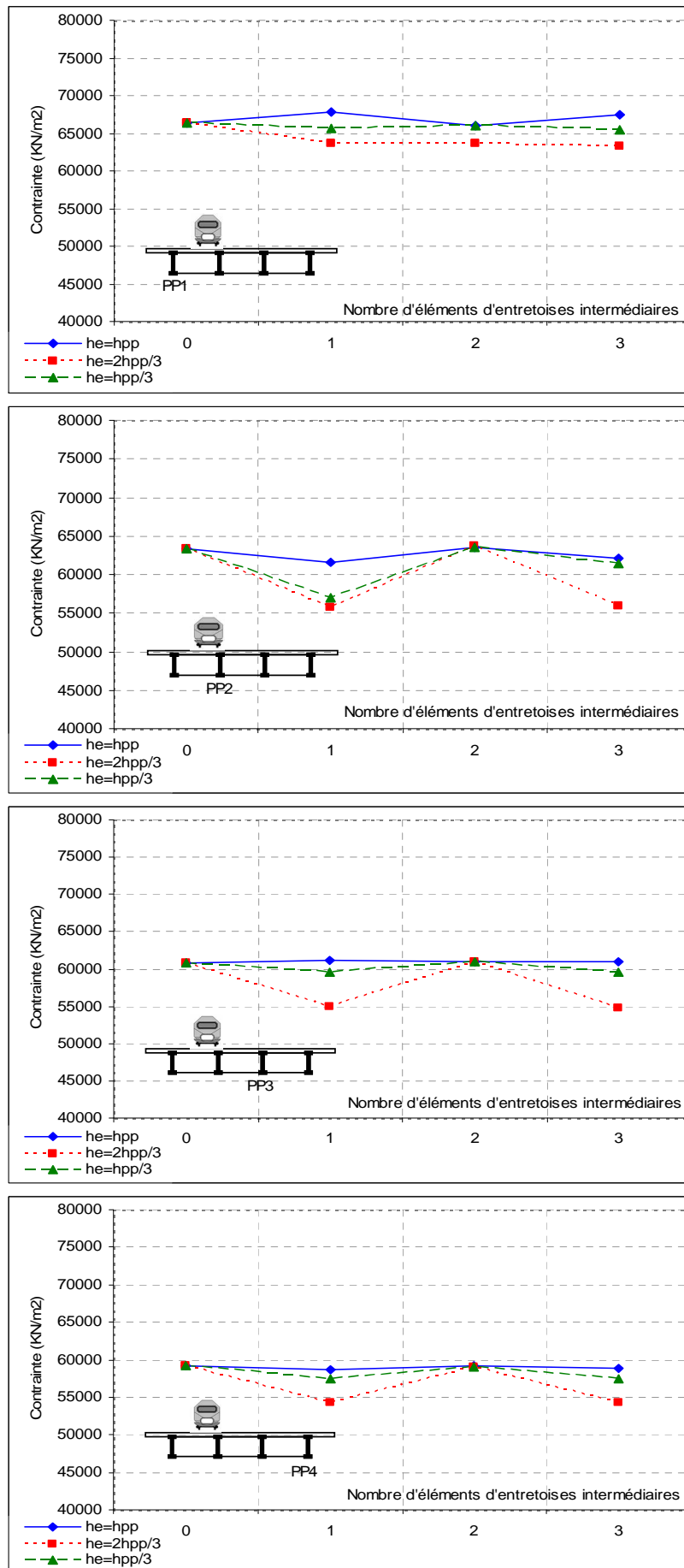


Fig. 3.14 : L'influence de la variation du nombre des entretoises intermédiaires sur les contraintes longitudinales dans les semelles inférieures des poutres, pour un chargement désaxé.

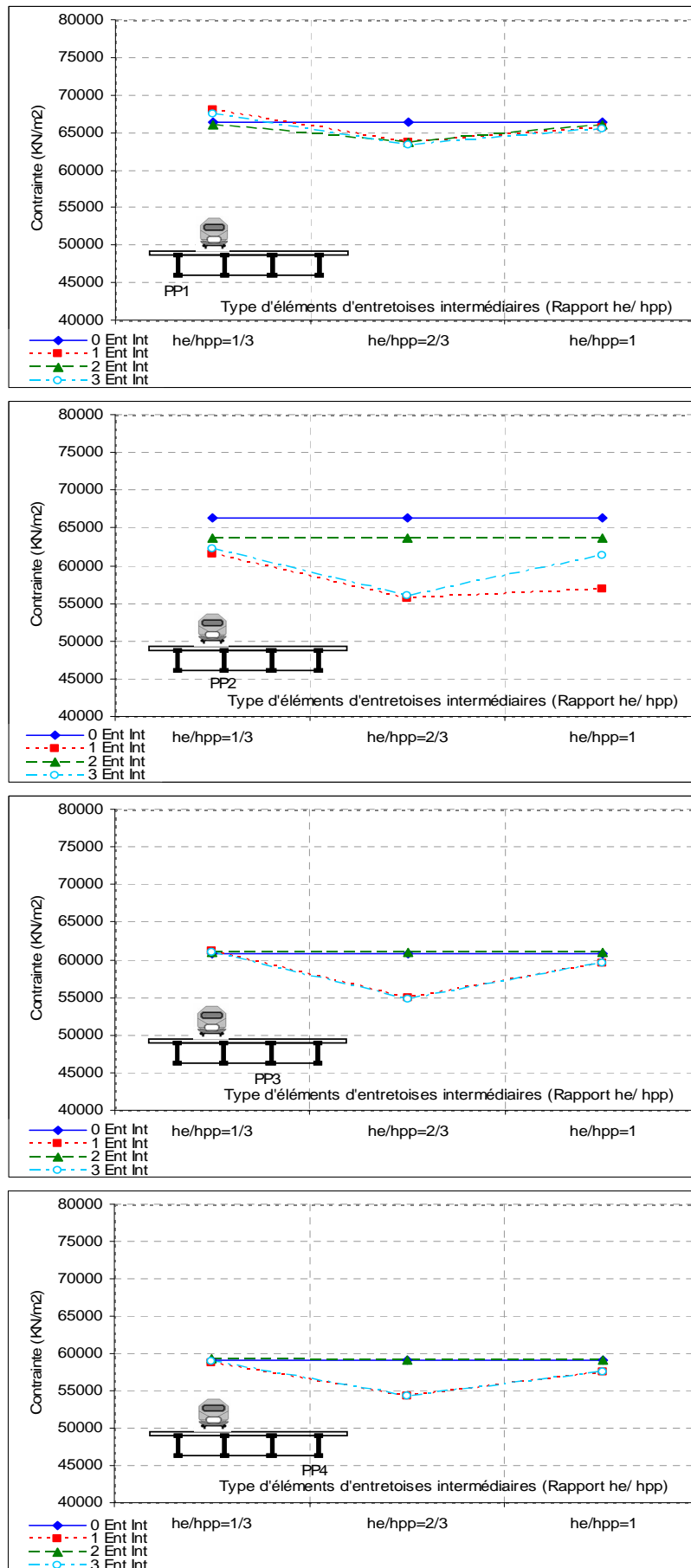


Fig. 3.15: L'influence de la variation du type d'élément d'entretoisement intermédiaire sur les contraintes longitudinales dans les semelles inférieures des poutres, pour un chargement désaxé.

**3-2- Sous chargement sur deux voies:** (Fig. : 3.16 et 3.17)

Nous avons une symétrie de chargement et par conséquent une symétrie dans les contraintes dans les semelles inférieures des poutres principales.

Nous avons Aussi une diminution significative des contraintes longitudinales dans les semelles inférieures :

Si le nombre d'entretoises intermédiaires de type diaphragmes  $h_e=h_{pp}$  est impair, nous avons une diminution dans les contraintes longitudinales de l'ordre de 1,1 % dans les semelles inférieures des poutres de rives (1, 4), et de l'ordre de 10% dans les semelles inférieures des poutres intermédiaires (2, 3) ;

Si le nombre d'entretoises intermédiaires de type  $h_e=2h_{pp}/3$  est impair, nous avons une diminution dans les contraintes longitudinales de l'ordre de 15 % dans les semelles inférieures des poutres intermédiaires (2, 3) et entre 5% et 10% dans les semelles inférieures des poutres de rives (1, 4);

Si le nombre d'entretoises intermédiaires de type  $h_e=h_{pp}/3$  est impair, nous avons une diminution dans les contraintes longitudinales de l'ordre de 2,4 % dans les semelles inférieures des poutres intermédiaires et une augmentation de l'ordre 1.5% dans les semelles inférieures des poutres de rives (1, 4).

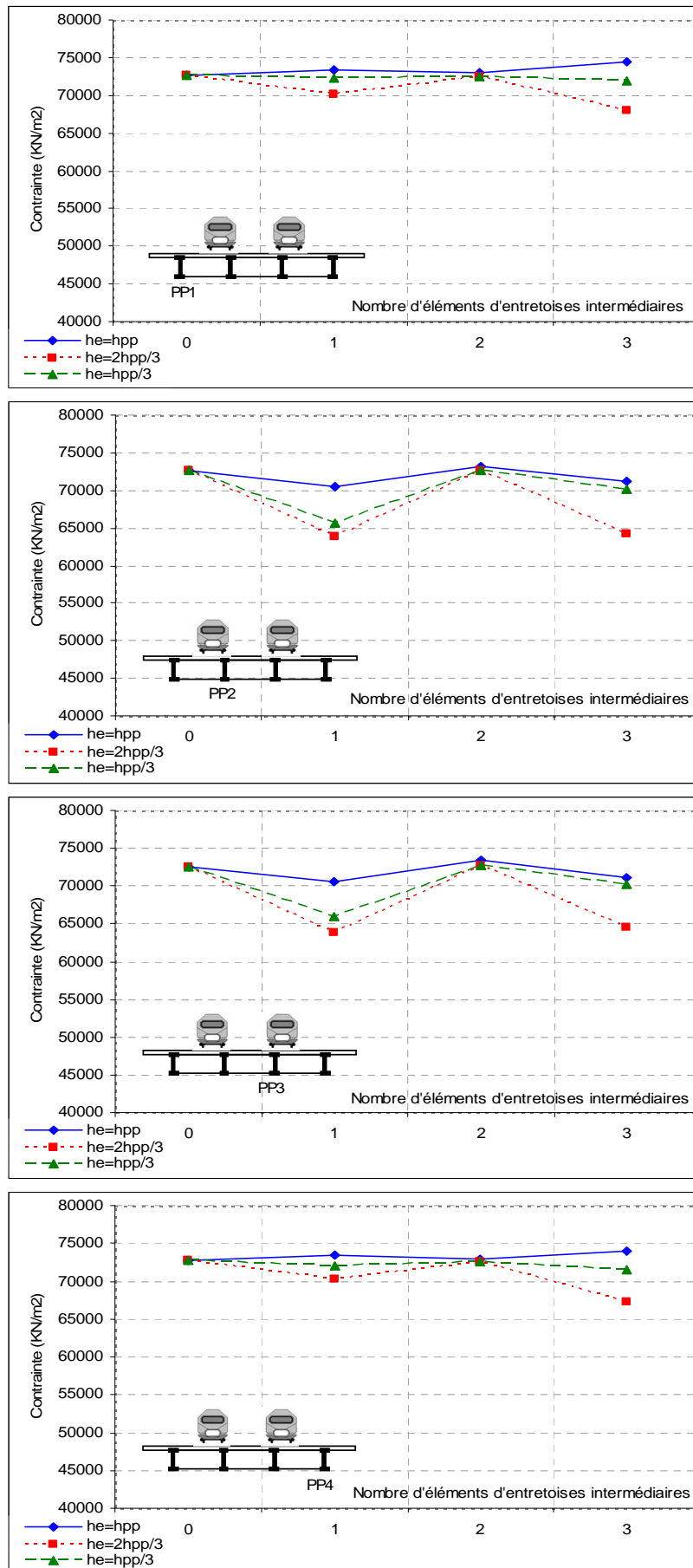


Fig. 3.16 L'influence de la variation du nombre des entretoises intermédiaires sur les contraintes longitudinales dans les semelles inférieures des poutres, pour un chargement sur deux voies.



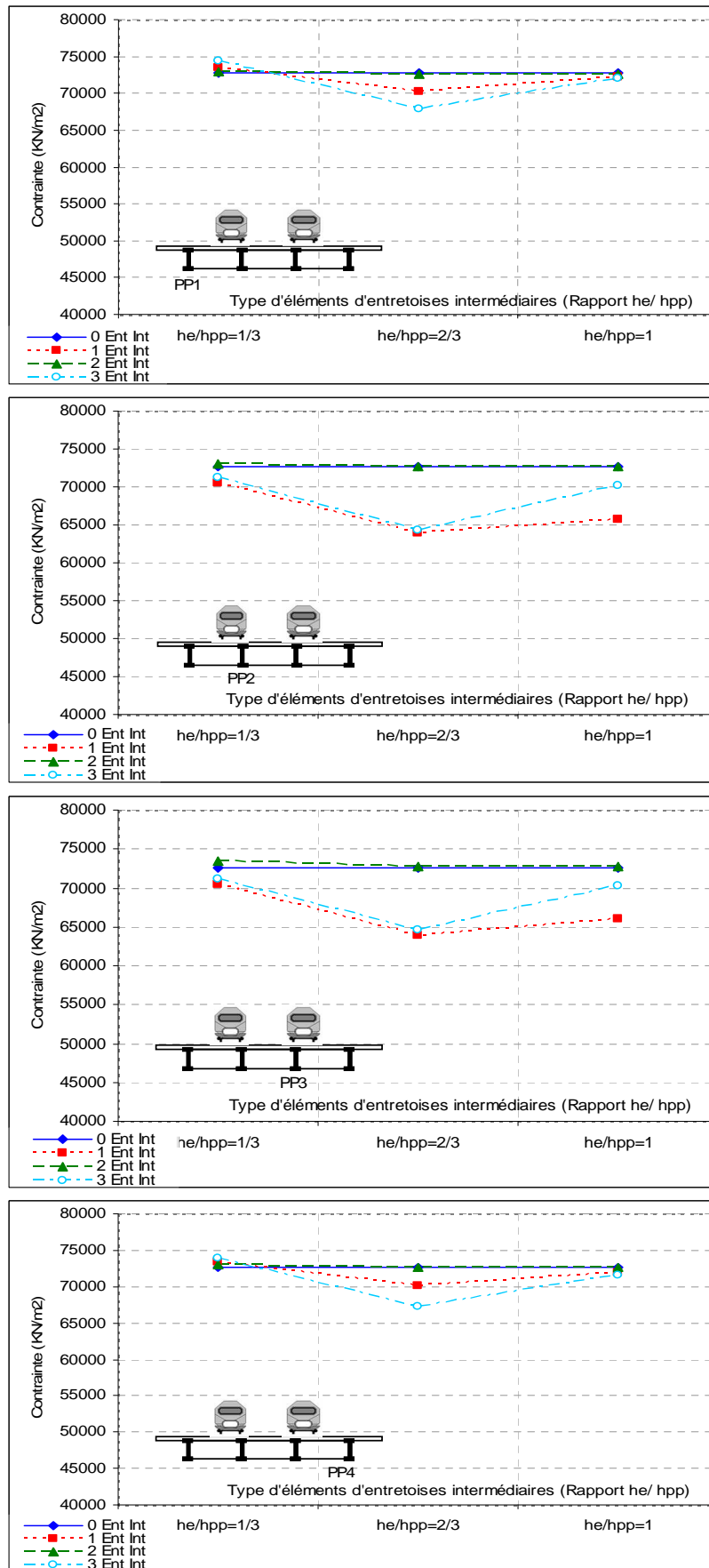


Fig. 3.17 L'influence de la variation du type d'entretoise intermédiaire sur les contraintes longitudinales dans les semelles inférieures des poutres, pour un chargement sur deux voies.

#### 4- Jonction poutre-entretoise:

Au vue des différents résultats obtenus, nous avons constaté une concentration des contraintes au niveau des jonctions poutre-entretoise (Fig. : 3.18) des zones qui quittent en premier leur domaine élastique. Ces nécessitent une vérification, en raffinant la maillage localement.

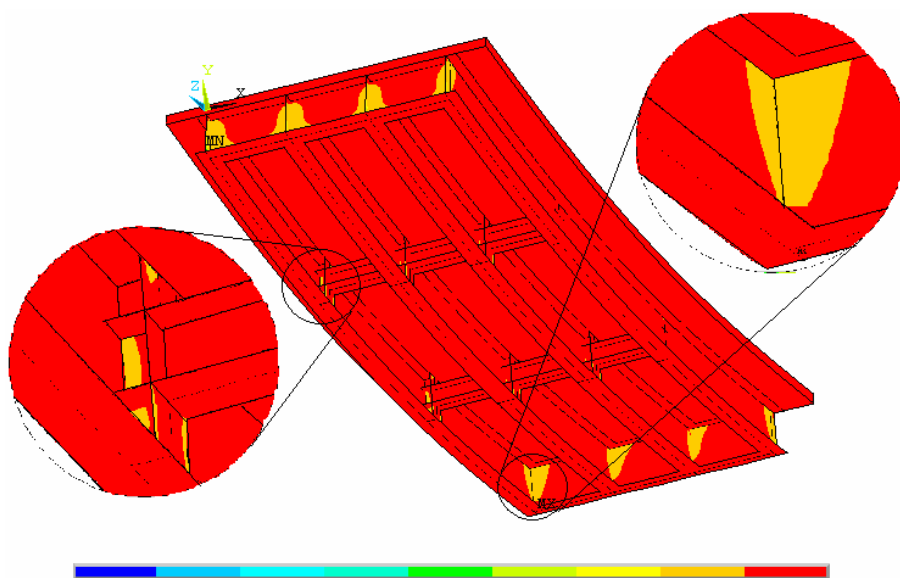


Fig. 3.18 : Zones de plastification.

## 5- Conclusions :

D'un point de vue de résistance et de rigidité, et sous sollicitations statiques, les éléments d'entretoisements intermédiaires, paraissent indispensables.

En ce qui concerne la dalle en béton armé, La solution d'entretoises intermédiaires de même hauteur que les poutres principales (diaphragme  $he=h_{pp}$ ), conduit à une diminution des contraintes transversales maximales en travée d'environ 25 % pour le cas d'un nombre pair de diaphragmes et d'environ 41 % dans le cas d'un nombre impair de diaphragmes sous la zone chargée.

Ces écarts sont beaucoup moins importants dans le cas d'entretoises intermédiaires de hauteur  $he=h_{pp}/3$  ou  $2h_{pp}/3$ .

En ce qui concerne les contraintes dans les semelles inférieures des poutres principales en acier, nous avons constaté :

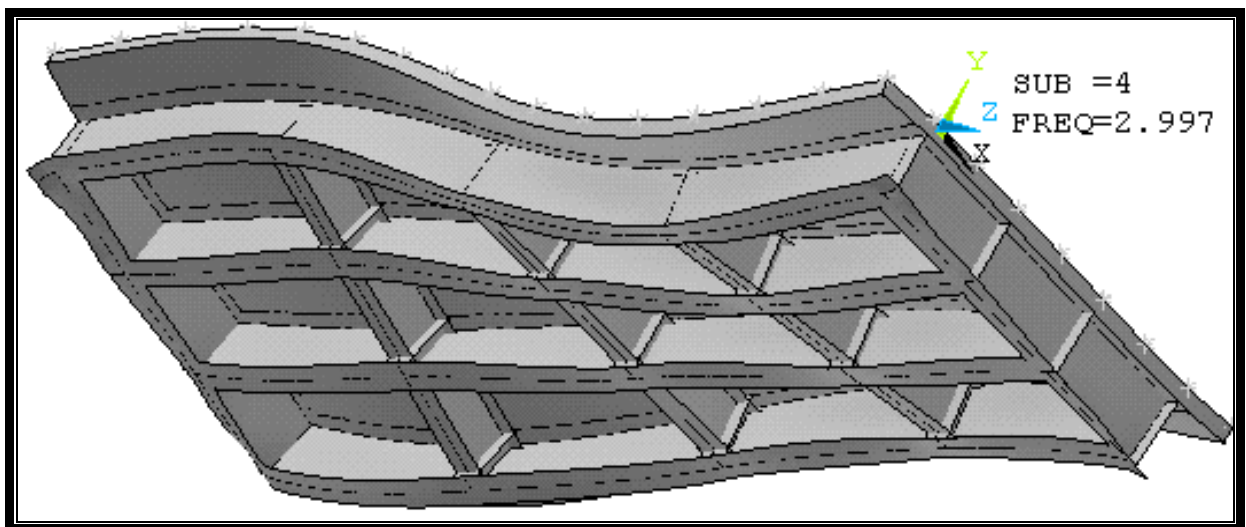
- dans le cas d'un nombre pair d'entretoises intermédiaires, la hauteur de ces dernières n'a aucun effet sur les contraintes dans les semelles inférieures des poutres principales sous les voies chargées ;
- dans le cas d'un nombre impair d'entretoises intermédiaires, la hauteur  $he=2h_{pp}/3$  ou  $he=h_{pp}$  permet une diminution significative des contraintes dans les semelles inférieures des poutres principales sous les voies chargées.

En ce qui concerne les déplacements à mi portée du tablier, la présence d'entretoises intermédiaires ont pour effet une diminution non négligeable des déplacements.

L'exploitation des différents résultats de l'analyse statique obtenus, nous permet de conclure que la conception optimale du tablier serait de prévoir un nombre impair d'entretoises intermédiaires du type diaphragme ( $he=h_{pp}$ ).

Les tabliers des ponts ferroviaires étant susceptibles de supporter des trains à grande vitesse (TGV), il nous semble nécessaire de mener une analyse dynamique afin de vérifier l'influence de l'entretoisement intermédiaire sur le comportement dynamique de ces tabliers.

Pour ce faire nous devons au préalable mener une analyse modale, objet du chapitre qui suit, afin de déterminer les fréquences et les modes propres de vibration nécessaire à l'étude dynamique du tablier.



Chapitre : 4

## ΑΝΑΛΥΣΗ ΜΟΔΑΛΕ

## Analyse modale

En ce chapitre nous donnons une vue générale du pont typique dans l'analyse des vibrations libres, ce que n'appelle Analyse Modale. L'analyse modale permet d'améliorer la connaissance physique et le comportement du pont en service. Leur connaissance peut permettre de modifier la conception du pont et de connaître précisément la fréquence naturelle du pont (et la période fondamentale). A chaque fréquence correspond un champ de contraintes dynamique dans la structure. L'analyse modale est obtenue rapidement par une simulation numérique et est peu coûteuse en temps de calcul avec un maillage tridimensionnel comportant un grand nombre d'éléments. Le nombre de possibilité pour disposer les éléments d'entretoisements (entretoises ou diaphragmes) d'un pont spatial dans un réseau est infini et le choix entre plusieurs solutions est différent du fait que la géométrie a une incidence sur la résistance du pont. Pour cela plusieurs configurations différentes appuyées sur le nombre et la forme des éléments transversaux ont été étudiées et dimensionnées. Cette étude de vibration du pont mixte multipoutre ferroviaire sont faite où un programme de la méthode des éléments finis, crée dans ANSYS. En utilisant la méthode de Lanczos sans amortissement pour déterminer les modes propres, fréquences et pourcentage de la participation de la masse de notre pont.

### 1- Définition de l'analyse modale :

L'analyse modale est une analyse linéaire. Plus d'informations sur l'analyse employant ANSYS peuvent être trouvées dans [2]. Selon la présence de l'amortissement, la forme des matrices résultantes de système numérique et de résoudre des problèmes de valeurs propres peut changer. Cependant, ANSYS fournit beaucoup de différents solveurs de valeur propre. Pour ces problèmes, ANSYS fournit les méthodes suivantes :

- Méthode de Lanczos ;
- Méthode de sous-espace ;
- Méthode réduite ;
- Méthode de Power Dynamics.

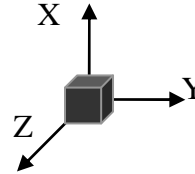
La méthode de Lanczos (ou la triangulation par transformation successive) est un algorithme très efficace pour exécuter une analyse modale pour de grands modèles mais le temps de solution augmente pour déterminer les valeurs propres en un nombre minimum d'itérations inverse sur un seul vecteur de départ. Elle présente l'avantage de travailler avec la totalité des degrés de liberté du système et ne nécessite pas de condensation. L'équation des vibrations libres du système non dissipatif sous une forme discrétisée est  $M_q + K_q = 0$  [33].

## 2- Modèles d'éléments finis :

En plus de nous mentionnons dans le chapitre 2, on a la masse volumique du ballast:  $\rho = 20000 \text{ N/m}^3$ , et le module de Young  $E = 2 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$  et le coefficient de poisson  $\nu = 0.3$ .

La masse supplémentaire du ballast a été ajoutée au moyen d'éléments de la MASS21 [2] répartie sur la surface de la dalle (Fig. 4.1).

Fig. 4.1 : Elément MASS21



## 3- Résultats et discussions :

### 3-1- Pont mixte multipoutres ferroviaire avec diaphragmes : (Tableau 4.1)

Distribution des diaphragmes (Dia.)																				
Masse totale	Pont avec (0 Dia. Int.)					Pont avec (1 Dia. Int.)					Pont avec (2 Dia. Int.)					Pont avec (3Dia. Int.)				
	0.91526 E+04 kN					0.91961 E+04 kN					0.92395 E+04 kN					0.92829 E+04 kN				
Mode Propre	Fréq. Hz	V <sub>cri</sub> Km/h	F.MC. %			Fréq. Hz	V <sub>cri</sub> Km/h	F.MC. %			Fréq. Hz	V <sub>cri</sub> Km/h	F.MC. %			Fréq. Hz	V <sub>cri</sub> Km/h	F.MC. %		
			X	Y	Z			X	Y	Z			X	Y	Z			X	Y	Z
1	.815	54.86	.00	73.99	.0	.813	54.73	.0	74.11	5.85	.812	54.66	.0	74.21	5.85	.811	54.6	.0	74.29	5.85
2	1.206	81.19	.02	.00	.00	1.204	81.05	.00	.00	.00	1.214	81.73	.00	.00	.00	1.228	82.67	.00	.00	.00
3	1.578	106.23	2.21	.00	.00	2.652	178.53	.00	1.11	27.24	2.654	178.67	.00	1.13	27.82	2.651	178.46	.00	1.13	27.95
4	1.580	106.37	.00	.00	.00	2.979	200.55	.10	.00	.00	2.992	201.42	8.80	.00	.00	3.007	202.43	9.08	.00	.00
5	1.6029	107.91	1.84	.00	.00	3.415	229.9	76.00	.00	.00	3.434	231.18	78.6	.00	.00	3.440	231.58	78.52	.00	.00
6	1.603	107.91	.00	.00	.00	3.758	252.99	.00	.00	.40	4.190	282.07	.00	.17	53.11	4.198	282.61	.00	.17	54.21
7	2.575	173.35	.00	.17	8.44	4.033	271.5	.00	.28	32.14	4.580	308.33	.00	.05	.23	5.158	347.24	.00	.35	.00
8	2.685	180.75	.00	.94	18.48	4.154	279.65	.00	.00	.39	5.294	356.39	3.09	.00	.00	5.327	358.61	3.09	.00	.00
9	2.990	201.29	5.51	.00	.00	4.222	284.23	.05	.00	.00	5.311	357.54	.00	.52	.22	5.644	379.95	.00	13.00	7.00
10	3.416	229.96	2.59	.00	.00	4.446	299.30	.00	.00	21.11	5.501	370.33	.00	10.23	8.20	5.879	395.77	.00	.79	1.76
11	3.422	230.37	.00	.00	.00	4.541	305.70	.00	.00	.28	5.849	393.75	.00	.00	.00	5.886	396.25	.00	.00	.00
12	3.490	234.95	16.66	.00	.00	4.650	313.04	.04	.00	.00	6.432	433.00	.00	.14	.05	6.925	466.19	.00	.00	.01
13	3.495	235.28	.00	.00	.00	4.768	320.98	.00	.02	1.34	6.478	436.10	.02	.00	.00	6.934	466.80	.00	.00	.00
14	3.525	237.30	58.13	.00	.00	4.788	322.33	.14	.00	.00	6.591	443.71	.00	.00	.00	6.941	467.27	.00	.34	.17
15	4.012	270.09	.00	.19	29.48	4.899	329.80	.00	.00	.00	6.601	444.38	.00	.00	.01	6.969	469.15	.04	.00	.00
16	4.442	299.04	.00	.00	25.21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	5.293	356.32	3.62	.00	.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tableau 4.1 : Fréquences du pont avec diaphragmes

**Remarque :** Seuls les premiers modes propres nous intéressent car ils correspondent à des fréquences pouvant être mises en résonance par le passage d'un TGV. En effet, le passage d'un TGV à une vitesse donnée conduit à une fréquence d'excitation particulière. Cette fréquence est due à la répétition des passages des bogies à une vitesse constante et à l'espacement lui aussi constant des bogies de 18.7 m (Fig. 3.18). Ainsi, nous pouvons facilement déterminer la fréquence d'excitation induite par le passage d'un TGV à une vitesse constante grâce à la formule suivante :  $V = 18.7 \times f \times 3.6$  Dans laquelle  $V$  est la vitesse du TGV, 18.7 est la distance entre deux bogies,  $f$  est la fréquence d'excitation induite par le passage des bogies et 3.6 est le paramètre de conversion vers km/h. Nous pouvons à l'aide de cette formule déterminer la vitesse du TGV qui induit une fréquence d'excitation du pont ferroviaire équivalente à la fréquence propre de l'ouvrage. Cette vitesse est alors celle qui mettrait le pont en résonance, elle est naturellement nommée : Vitesse critique du TGV ( $V_{cr}$ , ou vitesse de résonance).

**3-1-1- Pont sans diaphragmes intermédiaires:**  
(Fig. 4.2).

Mo de propre	observation
1	•Mode purement de flexion globale en une demie onde sur sa longueur (Mode fondamental) sans aucune rotation transversale du pont (pas de rotation). Un grand pourcentage de la masse collaborant (75% de la masse totale dû justement au tablier munie de son ballast) verticalement (sens de Y).
2	•Mode de vibration globale avec torsion de la dalle et distorsion des poutres principales en une demie onde longitudinalement.
3	•Mode de vibration purement locale (Déversement) ou respiration des deux poutres principales (PP) de rives, qui vibrent en phase en une demie onde longitudinale, et sans aucune intervention de la dalle.
4	•Même mode de vibration que le précédent, mais avec une vibration en opposition de phase.
5	•Même mode de vibration N° 3, mais avec seulement les deux PP intermédiaires.
6	•Même mode de vibration que le précédent, mais avec une vibration en opposition de phase.
7	•Mode de vibration mixte, une flexion longitudinale en une demie onde et une flexion transversale symétrique par rapport à l'axe longitudinal du pont.
8	•Même mode de vibration que le précédent, mais en une onde complète. Avec un petit déplacement horizontal longitudinalement dans le sens de Z.
9	•Mode de vibration mixte, une flexion longitudinale en une onde complète et une torsion de la dalle avec distorsion des PP en une onde complète.
10	•Même mode de vibration N° 3, mais en une onde complète.
11	•Même mode de vibration N° 4, mais en une onde complète.
12	•Même mode de vibration N° 5, mais en une onde complète, avec un petit déplacement horizontal transversal (dans le sens de X).
13	•Même mode de vibration N° 6, mais en une onde complète.
14	•L'ensemble subit un déplacement horizontal transversalement (58% de la masse totale). La dalle subit une petite torsion avec une respiration des PP et de grand degré pour les PP intermédiaires. Vibration en une onde complète.
15	•La dalle subit une flexion doublement symétrique, avec un petit déplacement horizontal longitudinalement (sens Z) et une respiration des PP en une onde complète.
16	•Le même mode de vibration précédent, mais avec une grande flexion. On observe aussi une fréquence peuvent être mises en résonance par le passage d'un TGV (vitesse critique $V_{cri} \approx 300$ Km/h).
17	•Mode de vibration mixte, une flexion longitudinale et une torsion symétrique par rapport à l'axe Z.

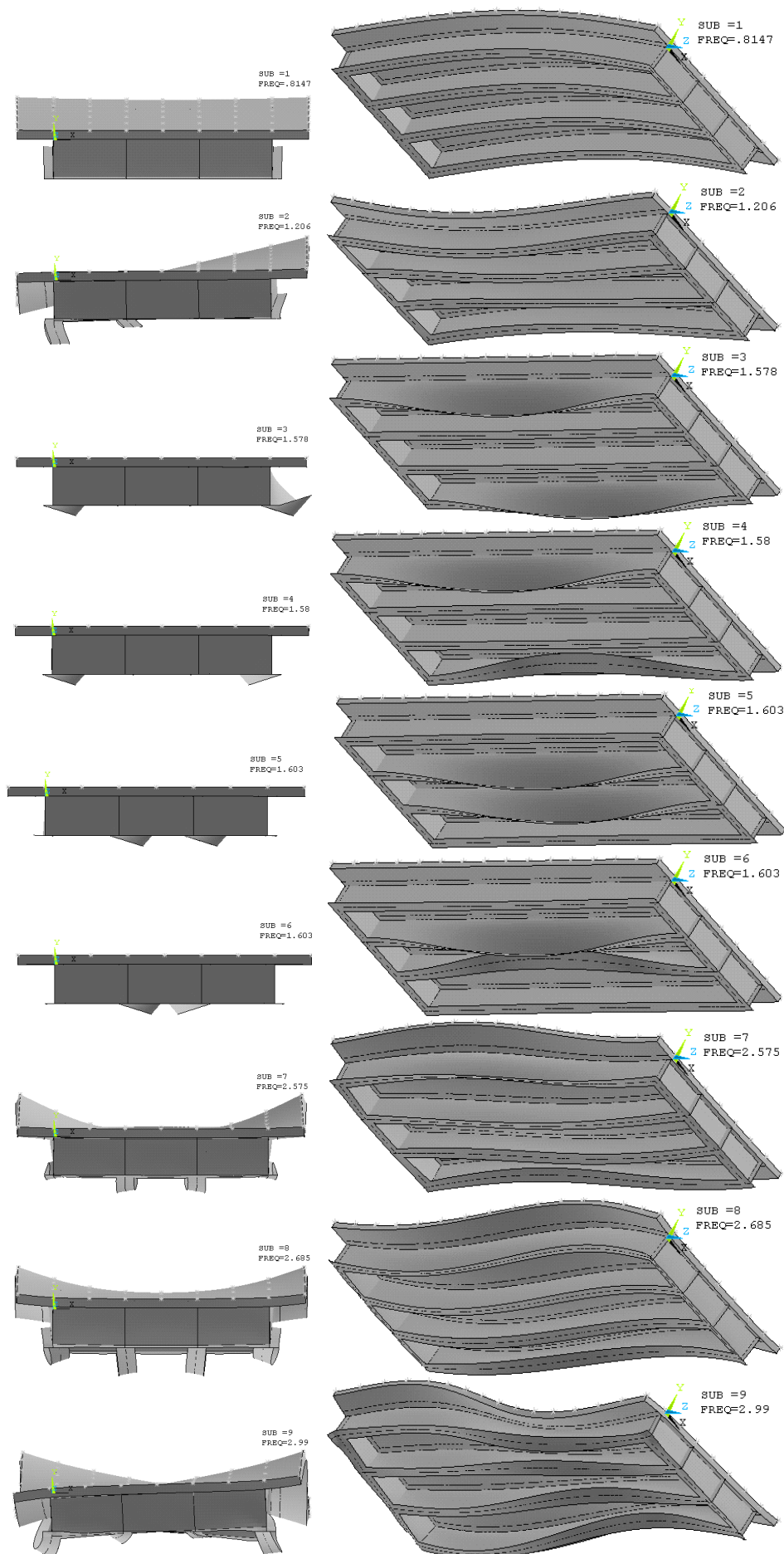


Fig. 4.2 (a): Modes propres du pont sans diaphragme intermédiaire.



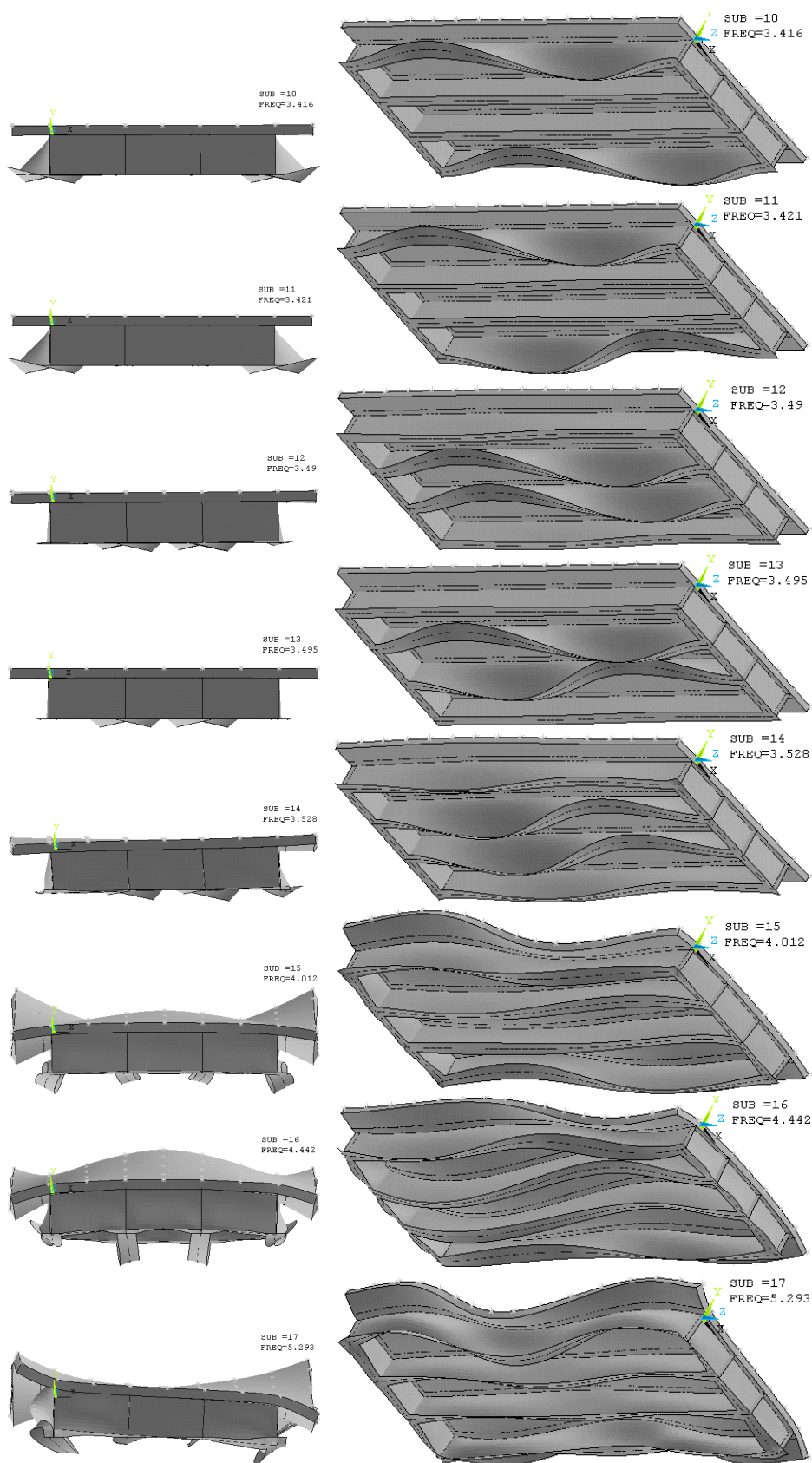


Fig. 4.2 (b): Modes propres du pont sans diaphragme intermédiaire.

### 3-1-2- Pont avec un diaphragme intermédiaire : (Fig. 4.3)

Mode propre	observation
1	•Mode purement de flexion globale sur sa longueur, c'est un mode fondamental (la plus grande période). Un grand pourcentage de la masse collaborant (75%) verticalement (sens Y), sans déformation du diaphragme enregistrée.
2	•Mode de vibration globale avec torsion de la dalle et distorsion des PP. rotation complète du diaphragme (de la PP1 jusqu'à PP4) autour de l'axe longitudinale (Z), dans le même état initial (pas de flexion).
3	•Mode purement de flexion globale verticalement en une onde complète, avec un déplacement horizontal longitudinalement, sans rotation du diaphragme.
4	•Mode de vibration mixte, une flexion longitudinale et une torsion de la dalle avec légère respiration des PP limitées en demi travée.
5	•Mode de vibration mixte, une flexion longitudinale et une légère torsion de la dalle avec un grand déplacement transversalement (X). respiration (et voilement de l'âme) des PP en chaque demi travée en une demie onde.
6	Flexion dans le sens transversal de la dalle et du diaphragme, avec une légère respiration des PP.
7	•Même mode de vibration que le précédent, mais avec un déplacement horizontal (sens Z).
8	•Mode purement local des PP (respiration) d'une demie longueur grâce au diaphragme, et sans intervention de la dalle (état indéformable). La jonction poutre-diaphragme subit une concentration des contraintes (phénomène de Fatigue).
9	•Même chose avec les PP de rives.
10	•Même mode de vibration N° 8, mais avec une légère flexion transversale de la dalle et un déplacement longitudinal (sens Z). on observe une fréquence peuvent être mise en résonance ( $V_{cri} \approx 300 \text{ Km/h}$ ).
11,12, 13,14 et 15	•Mode de vibration local des PP (respiration) en une demie onde, sans intervention de la dalle et diaphragme.

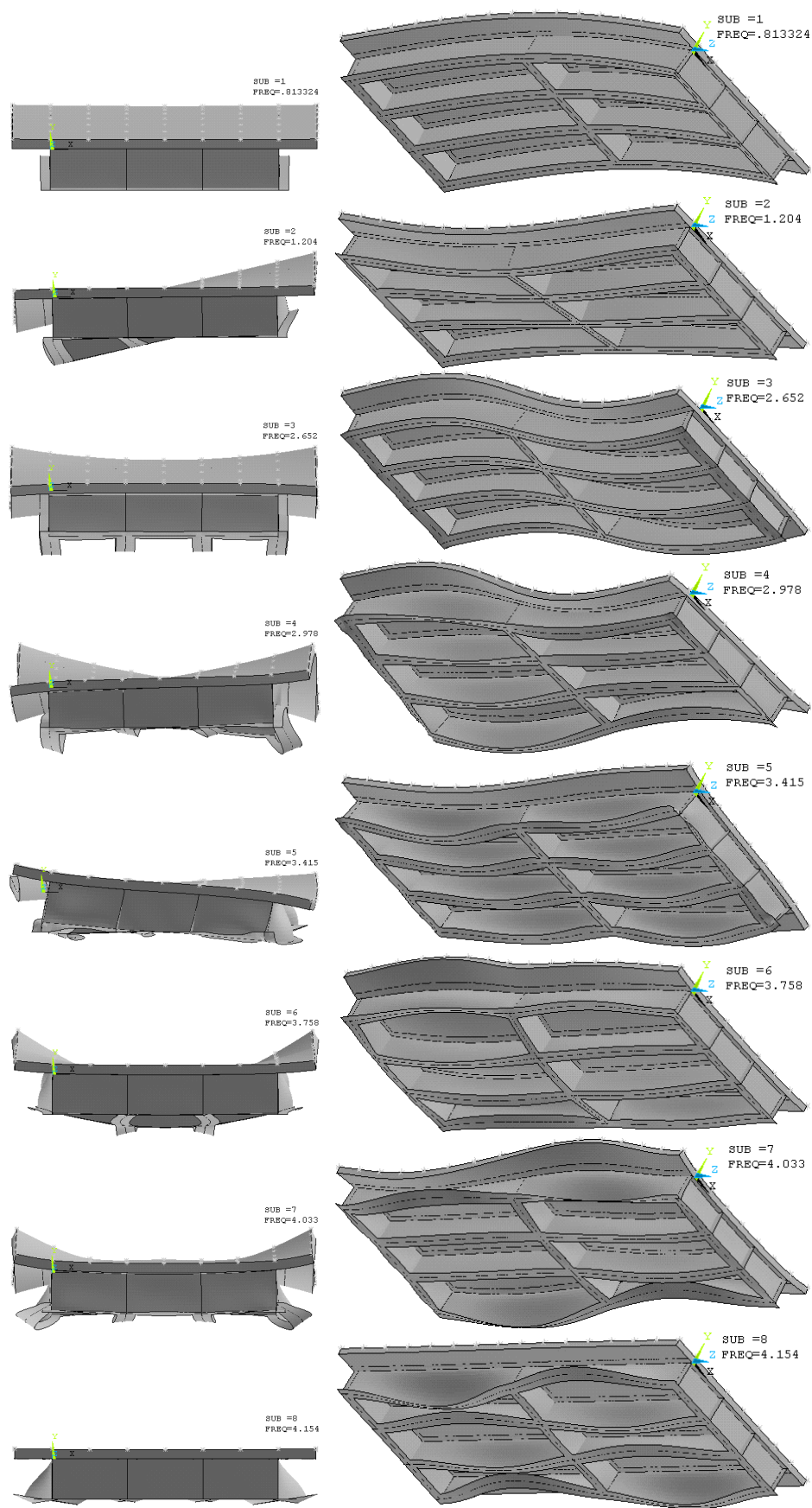


Fig. 4.3 (a): Modes propres du pont avec un diaphragme intermédiaire.

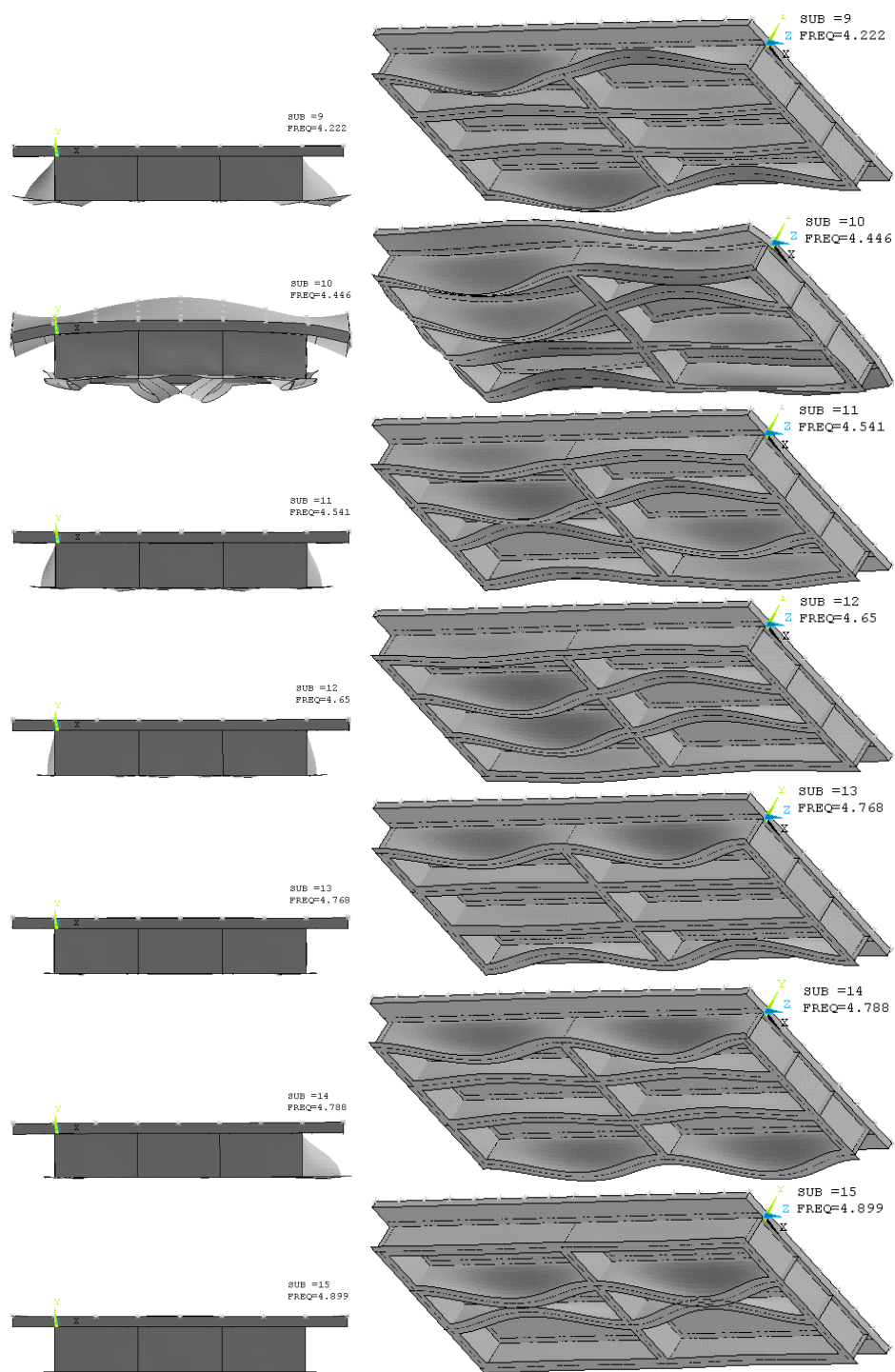


Fig. 4.3 (b): Modes propres du pont avec un diaphragme intermédiaire.

### 3-1-3- Pont avec deux diaphragmes intermédiaires : (Fig. 4.4)

Mode propre	observation
1	•Flexion globale (mode fondamental) en une demie onde. Un grand pourcentage de la masse collaborant (75%) verticalement, sans déformation des deux diaphragmes.
2	•Flexion globale de torsion de la dalle et des distorsions des PP, avec une rotation des deux diaphragmes sans flexion.
3	•Flexion globale en une onde complète, avec un déplacement horizontal (sens Z).
4	•Vibration mixte : flexion globale en une onde complète et une torsion de la dalle. Rotation des deux diaphragmes en sens différentes. Pas de respiration des PP.
5	•Déplacement horizontal dans le sens de (X) avec une torsion et flexion de la dalle ;
6	Flexion longitudinale en une onde complète, avec un déplacement significatif horizontal (sens Z). Pas de déformation dans les deux diaphragmes et pas de respiration des PP.
7	•Flexion transversale globale (dalle et diaphragmes), avec une fréquence qui peut être mise en résonance ( $V_{cri} \approx 300 \text{ Km/h}$ ).
8	•Flexion en 2 /3 onde et une torsion de la dalle sans respiration des PP, et sans déformation des deux diaphragmes.
9	•Modes de vibration locales : ondes en tablier respiration locale des PP, et flexion des deux diaphragmes.
10	•Même mode de déformation que le précédent.
11	•Respiration locale des PP, avec une légère flexion locale de la dalle.
12,	•Respiration locale des semelles inférieures des PP.
13 14 et 15	

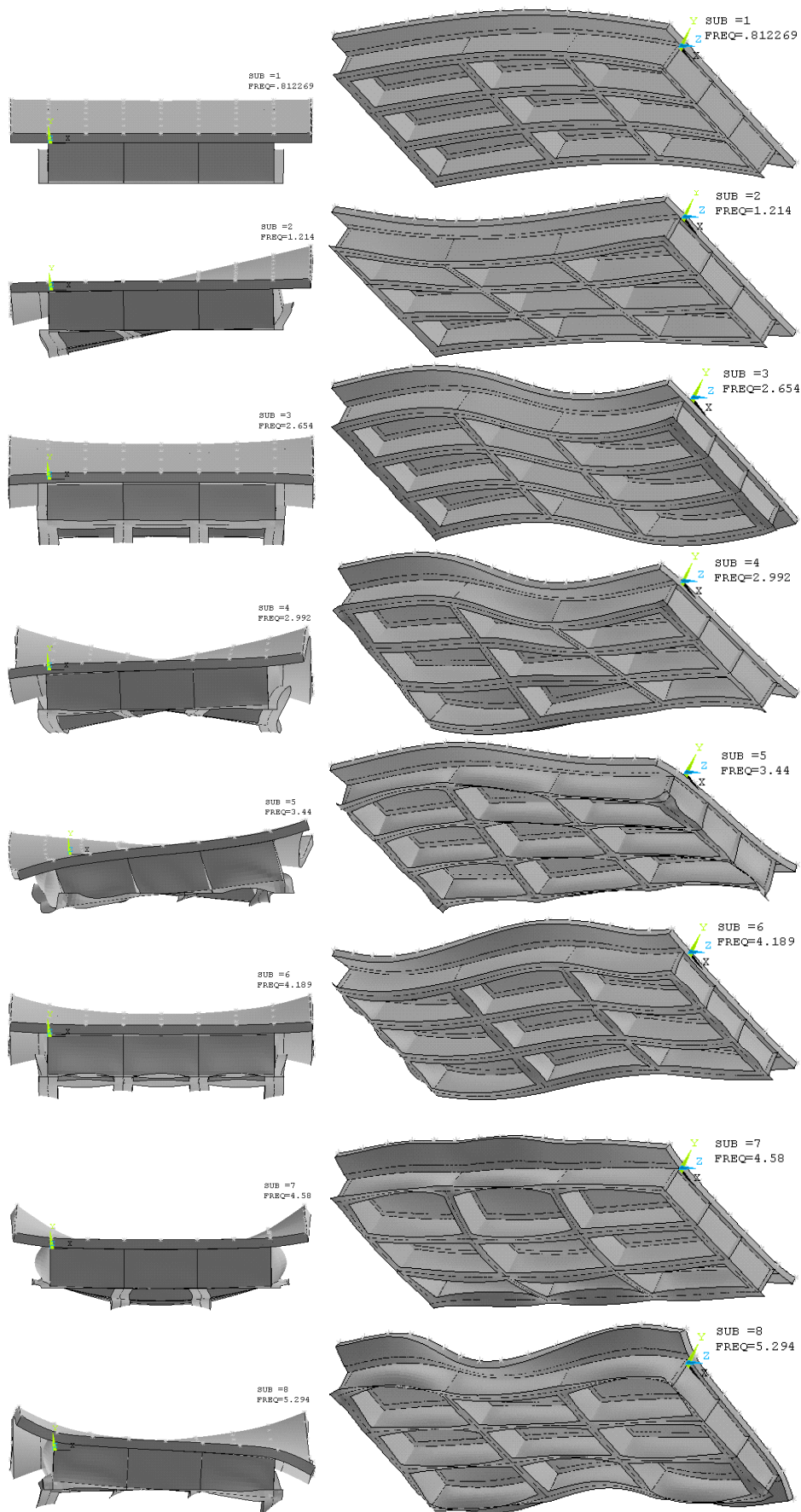


Fig. 4.4 (a): Modes propres du pont avec deux diaphragmes intermédiaires.

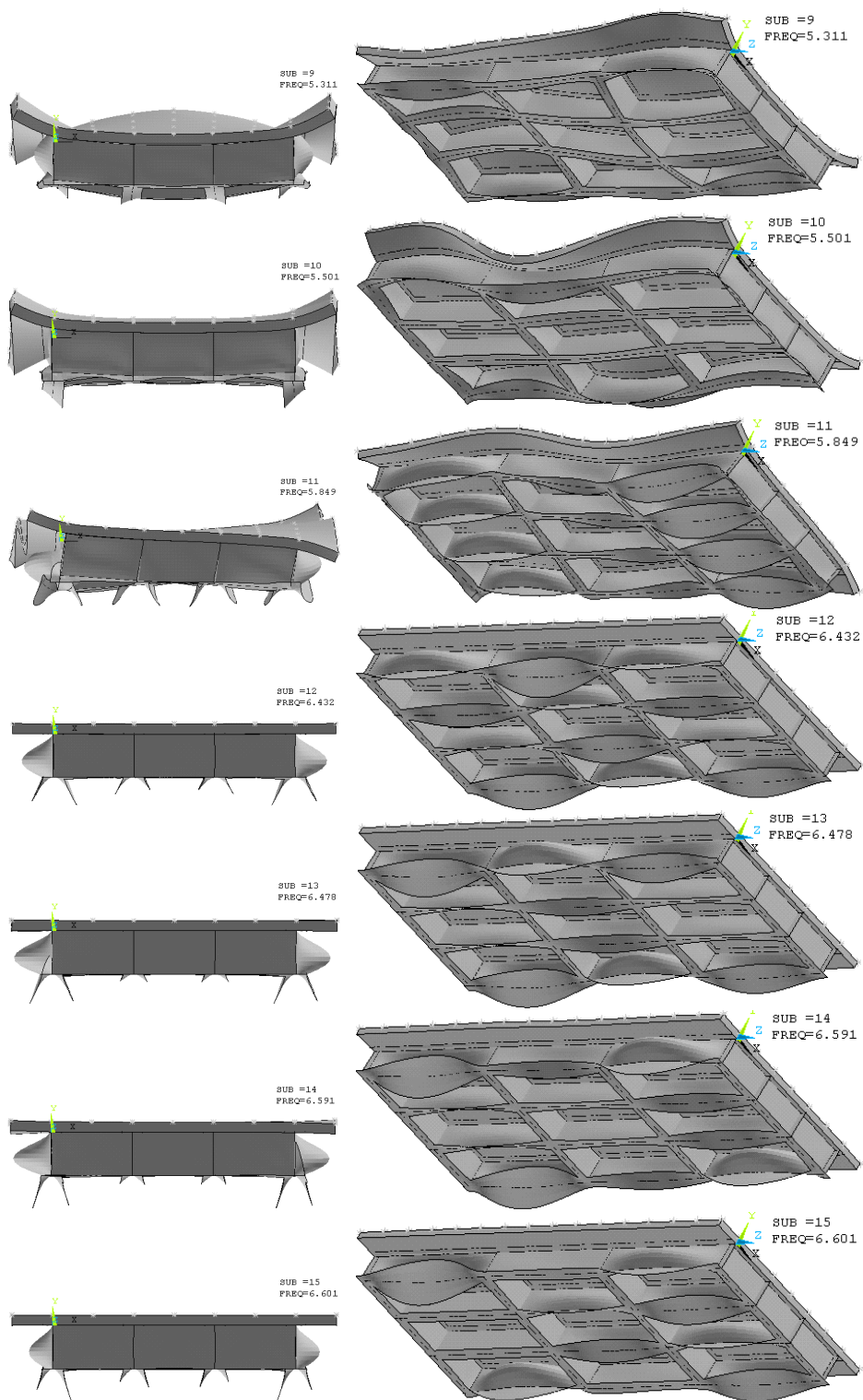


Fig. 4.4 (b): Modes propres du pont avec deux diaphragmes intermédiaires.

**3-1-4- Pont avec trois diaphragmes intermédiaires : (Fig. 4.5)**

Mode propre	observation
1	•Flexion globale en une demie onde avec un grande pourcentage de la masse collaborant (74%) verticalement, sans déformation des trois diaphragmes.
2, 3, 4 et 6	•Mode de flexion globale, sans déformations des trois diaphragmes et sans respiration des PP, avec une vitesse critique en mode № 6 ( $V_{cri} \approx 300$ Km/h).
5 et 7	•Mode de vibration mixte (globale et locale) plus une légère torsion de la dalle, et des respirations locales des semelles inférieures des PP.
...15	

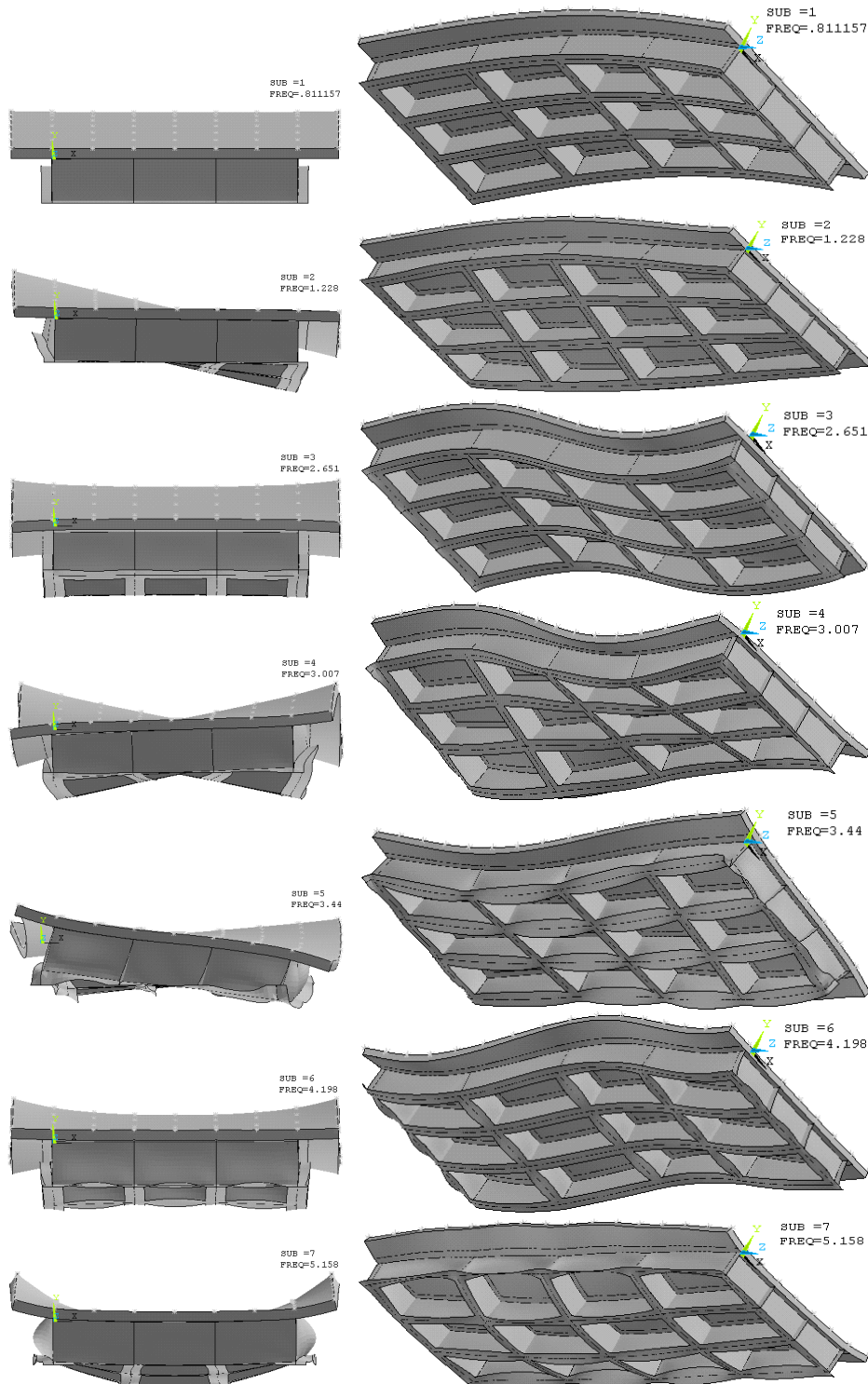


Fig. 4.5 (a): Modes propres du pont avec trois diaphragmes intermédiaires.



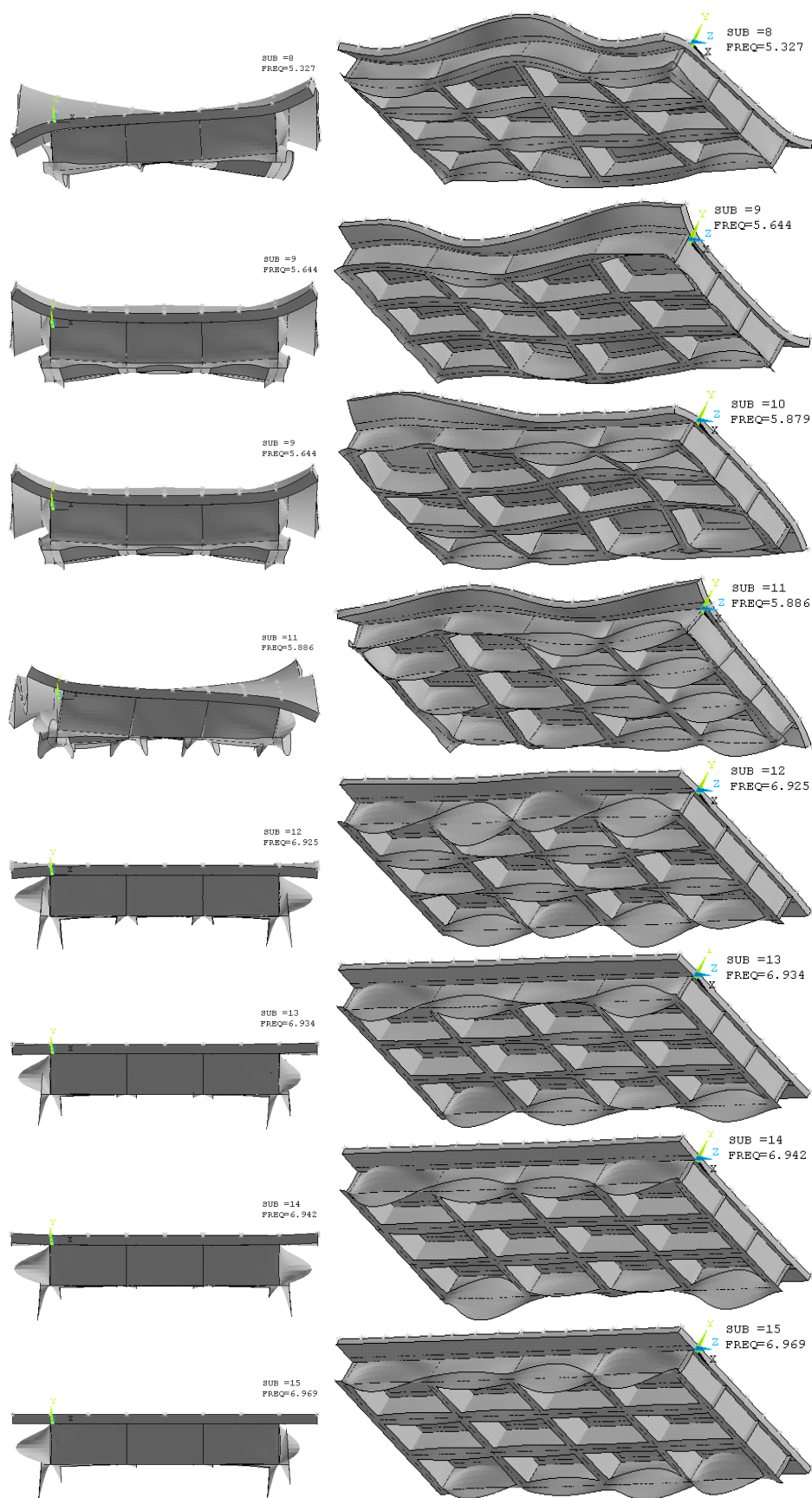


Fig. 4.5 (b): Modes propres du pont avec trois diaphragmes intermédiaires.

**3-2- Pont avec entretoises intermédiaires, avec une hauteur de l'entretoise  $h_e = 2 h_{pp}/3$  :**  
(Tableau 4.2)

Distribution des entretoises (Ent.)															
Masse totale	Pont avec (1Ent. Int.)					Pont avec (2 Ent. Int.)					Pont avec (3 Ent. Int.)				
	0.9211 E+04 kN					0.92693 E+04 kN					0.93276 E+04 kN				
Mode Propre	Fréq. Hz	V <sub>cri</sub> Km/h	F.M.C. %			Fréq. Hz	V <sub>cri</sub> Km/h	F.M.C. %			Fréq. Hz	V <sub>cri</sub> Km/h	F.M.C. %		
			X	Y	Z			X	Y	Z			X	Y	Z
1	.813	54.73	.00	74.15	5.85	.812	54.66	.00	74.30	5.84	.811	54.60	.00	74.39	5.83
2	1.203	80.99	.00	.00	.00	1.210	81.46	.00	.00	.00	1.219	82.06	.00	.00	.00
3	2.651	178.46	.00	1.11	27.37	2.652	178.53	.00	1.13	27.89	2.650	178.40	.00	1.14	28.04
4	2.976	200.34	9.87	.00	.00	2.987	201.08	8.94	.00	.00	2.997	201.76	9.28	.00	.00
5	3.409	229.50	75.71	.00	.00	3.431	230.97	78.47	.00	.00	3.427	230.71	78.33	.19	.00
6	3.551	239.05	.00	.00	.03	4.121	277.42	.00	.10	16.184	4.185	281.73	.00	.19	53.44
7	3.980	267.93	.00	.01	1.48	4.208	283.28	.00	.08	36.66	4.607	310.14	.00	.02	.54
8	4.007	269.75	.11	.00	.00	5.086	342.39	.00	.11	1.15	5.318	358.00	3.10	.00	.00
9	4.022	270.76	.00	.23	30.20	5.294	356.40	3.10	.00	.00	5.467	368.64	.00	1.45	.01
10	4.349	290.76	.00	.00	.52	5.486	369.32	.00	10.50	7.72	5.640	379.70	.00	12.07	8.75
11	4.442	300.45	.00	.00	21.84	5.840	393.15	.00	.00	.00	5.878	395.71	.00	.00	.00
12	4.463	300.45	.04	.00	.00	6.374	429.10	.00	.18	.06	6.927	466.33	.00	.96	.41
13	4.730	318.42	.00	.01	.22	6.396	430.58	.02	.00	.00	6.949	467.81	.00	.16	.18
14	4.749	319.70	.17	.00	.00	6.570	442.29	.00	.00	.00	6.956	468.28	.00	.00	.00
15	4.861	327.24	.00	.00	.00	6.585	443.30	.00	.17	.07	7.002	471.37	.02	.00	.00

Tableau 4.2 : Fréquences du pont avec entretoises intermédiaires avec entretoise  $h_e = 2h_{pp}/3$ .

**3-2-1- Pont avec entretoises intermédiaires, avec une hauteur de l'entretoise  $h_e = 2h_{pp}/3$  :**  
(Fig. 4.6).

Mod e propre	observation
1	•C'est un mode de vibration fondamental (la plus grande période $T = 0.813\text{Hz}$ ) de flexion purement globale. Un grand pourcentage de la masse collaborant (74%) verticalement.
2...5	•Mode de vibration mixte, une flexion le long du pont et une torsion transversale de la dalle, avec une légère respiration des PP en L/2. Le diaphragme reste à l'état rectiligne (pas de flexion).
6...10	•Mode de vibration purement locale soit de respiration des PP en L/2. (Pas de respiration continue) grâce aux diaphragmes intermédiaires, soit des flexions locales et torsion de la dalle. Avec des courbures du diaphragmes (modes 6, 9 et 11).

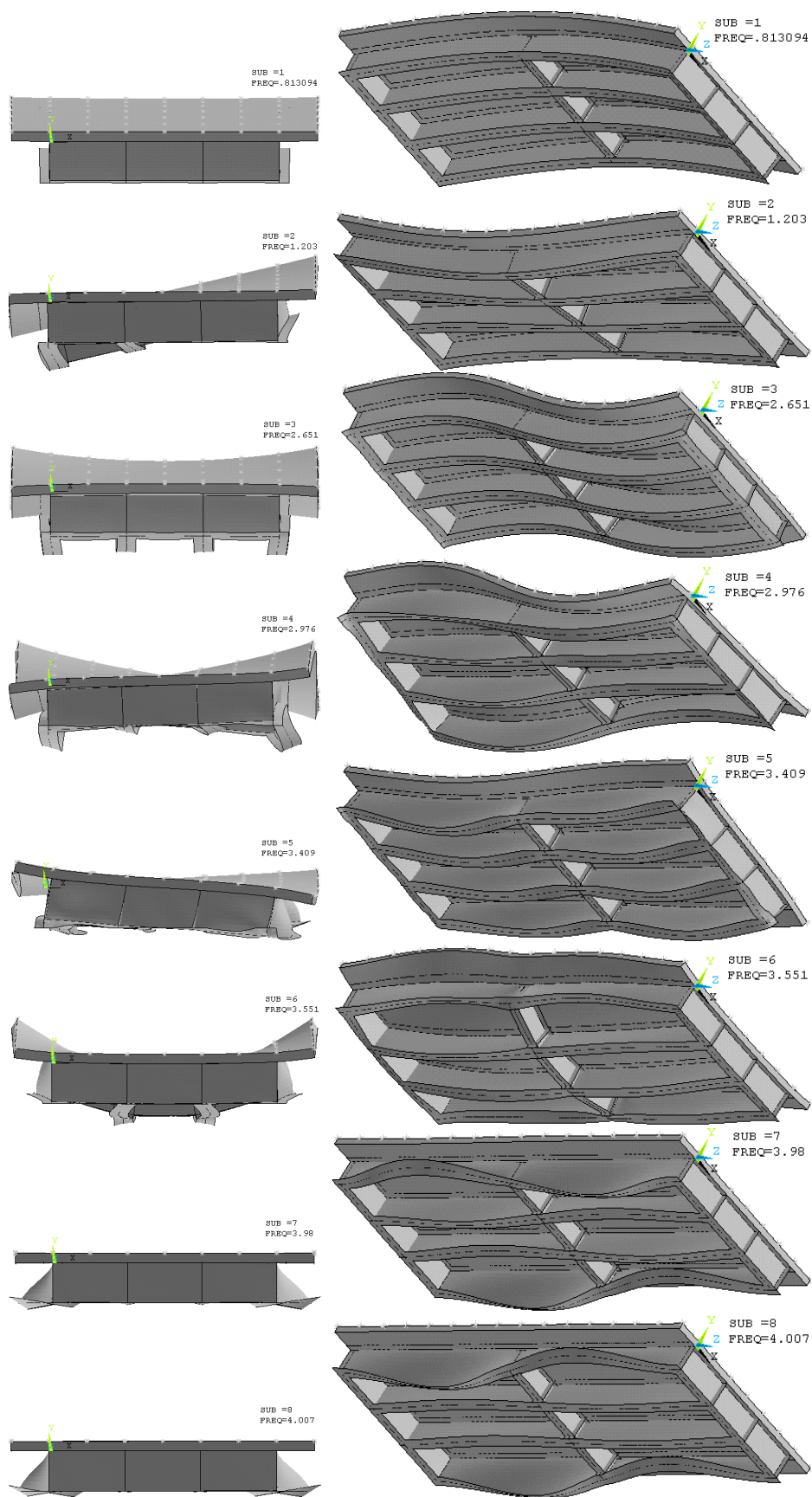


Fig. 4.6 (a): Modes propres du pont entretoises intermédiaires -  $he=2h_{pp}/3$

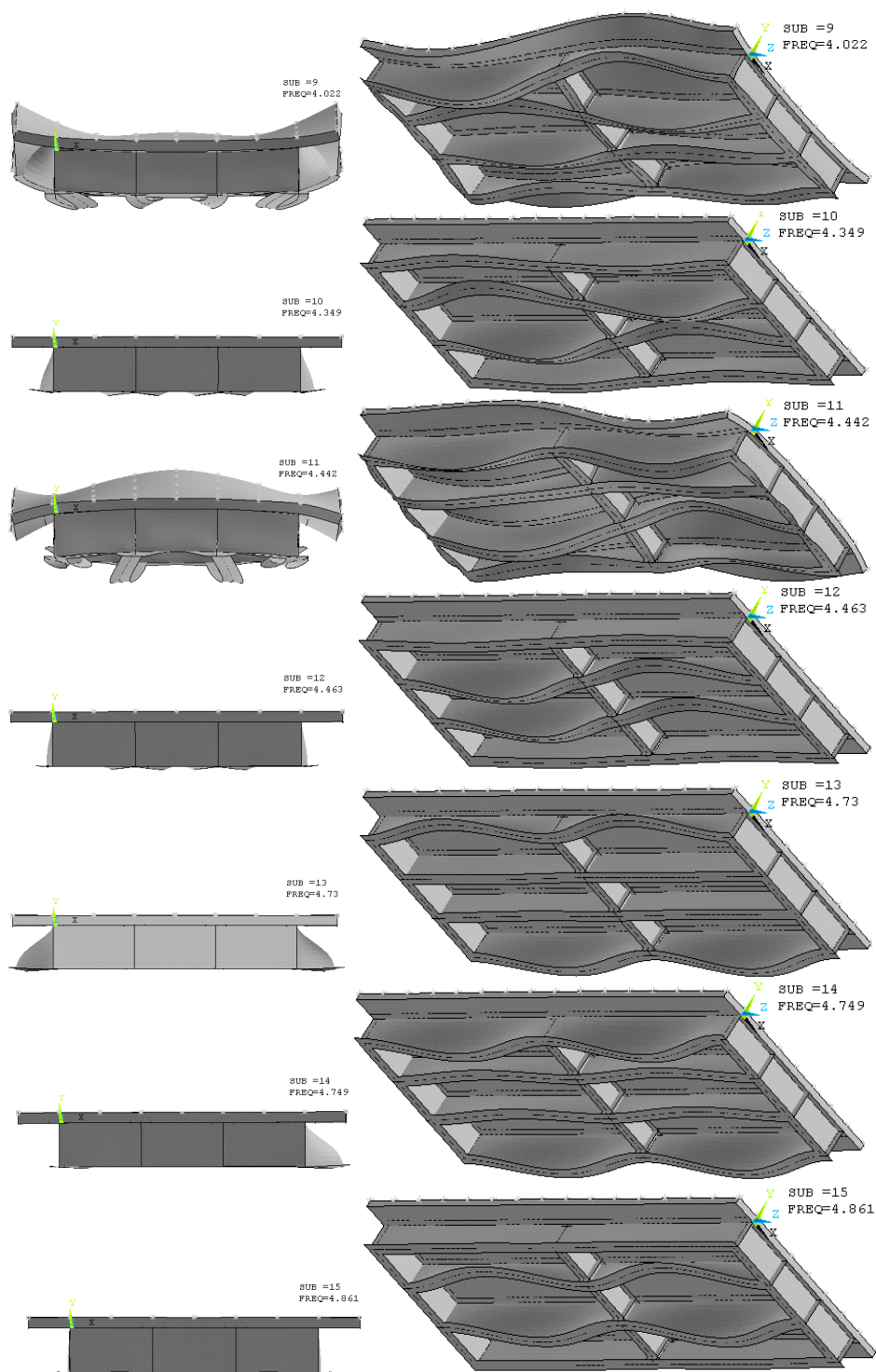


Fig. 4.6 (b): Modes propres du pont entretoises intermédiaires -  $h_e=2h_{pp}/3$ .

**3-2-2- Pont avec entretoises intermédiaires avec une hauteur de l'entretoise  $h_e = 2 h_{pp}/3$  :** (Fig. 4.7).

Mode propre	observation
1	•Mode fondamental (T = 0.812Hz) de flexion pure globale. Un grand pourcentage de la masse collaborant (75%) verticalement.
2...5	•Mode de vibration mixte : flexion globale et torsion. Pas de respiration des PP. pas de courbure des diaphragmes.
6...10	•Modes de vibration locale : - petite respiration des PP par leurs semelles inférieure ; - flexion de la dalle et diaphragmes.

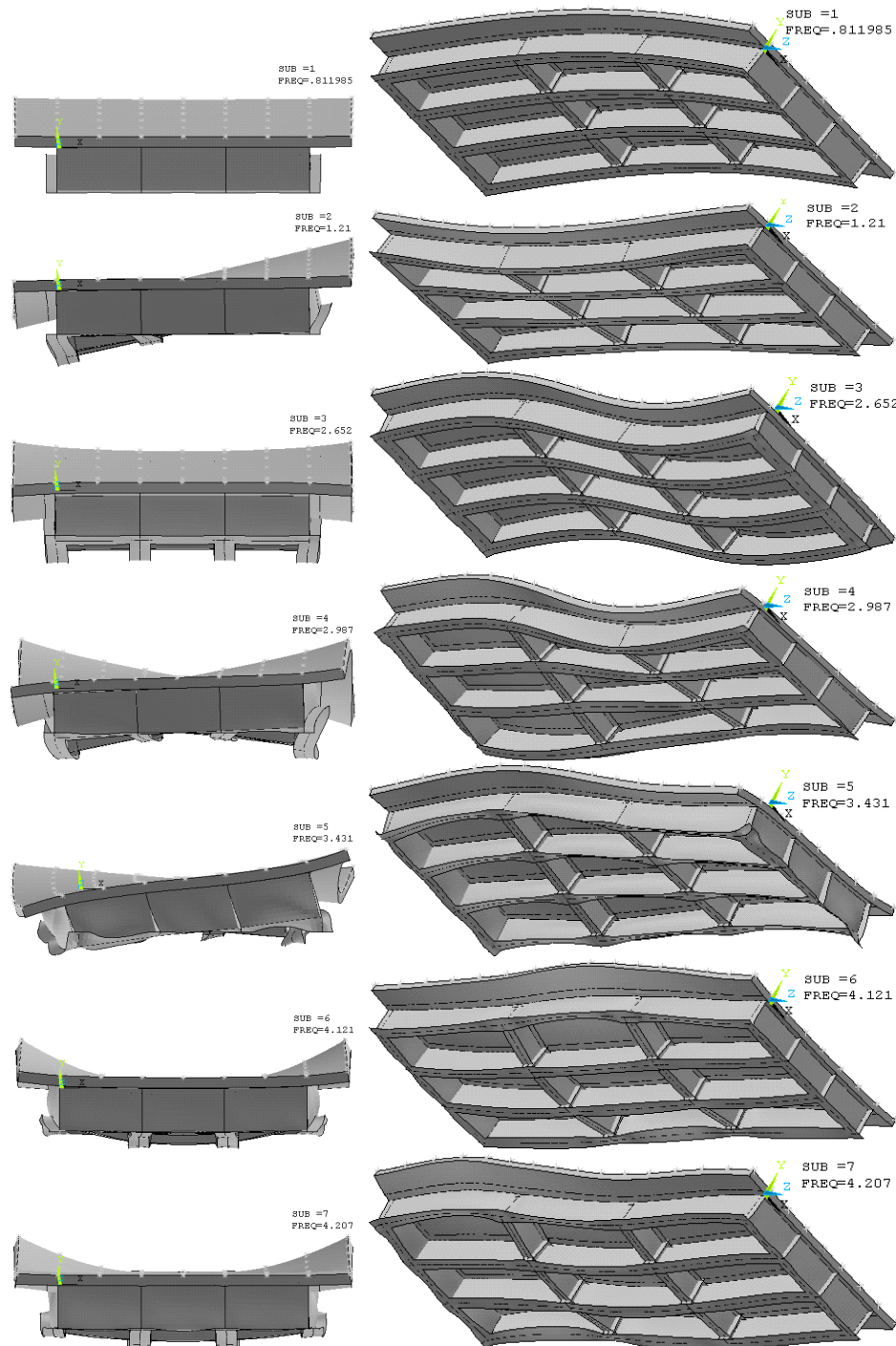


Fig. 4.7 (a): Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires -  $h_e=2h_{pp}/3$ .

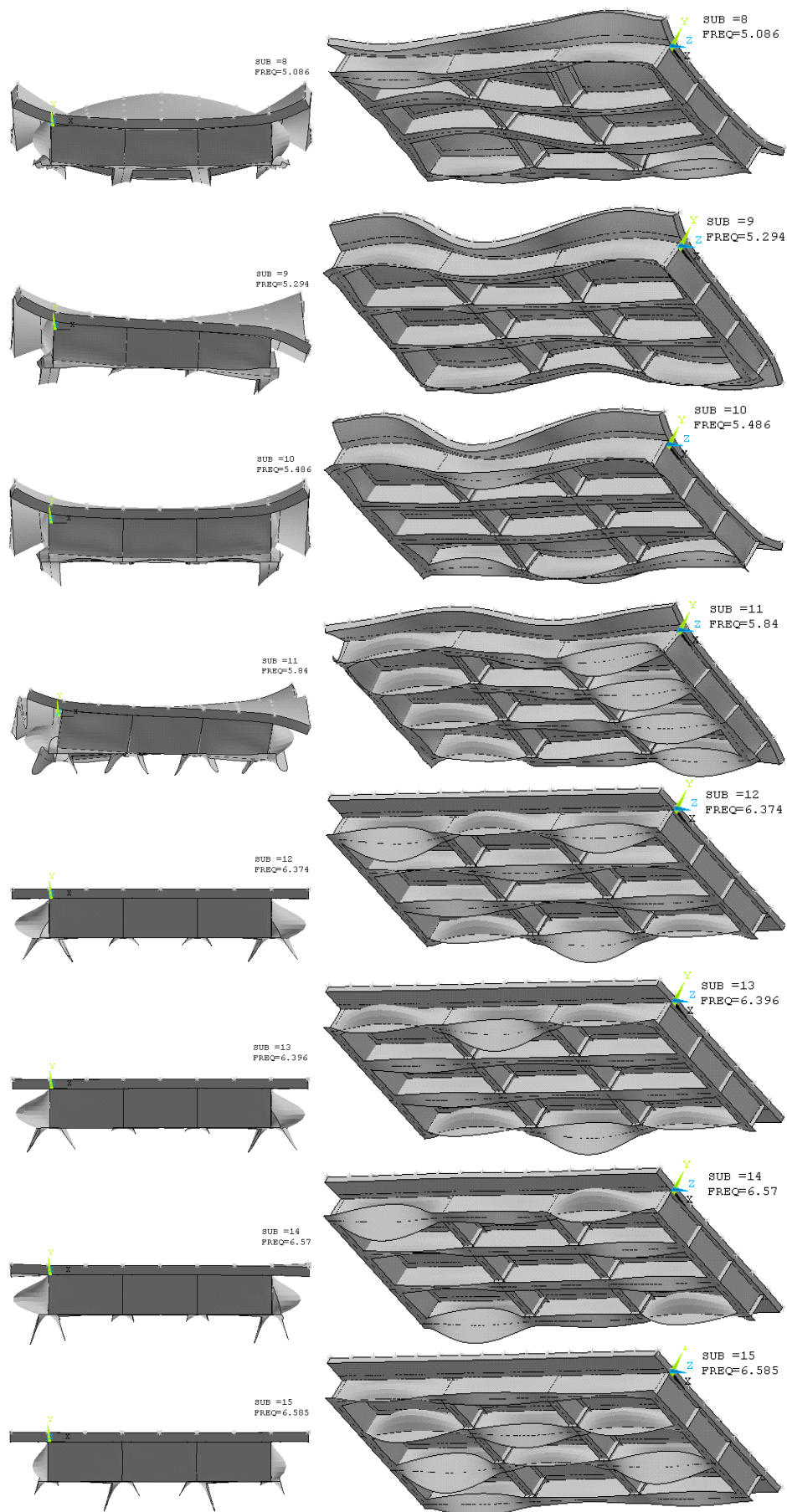


Fig. 4.7 (b): Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires -  $h_e=2h_{pp}/3$ .

**3-2-3- Pont avec entretoises intermédiaires, avec une hauteur de l'entretoise  $h_e=2h_{pp}/3$  : (Fig. 4.8).**

Mode propre	observation
1	•Mode fondamental ( $T = 0.811\text{Hz}$ ) de flexion pure global, avec un grand déplacement vertical de la dalle.
2...11	•Modes de vibration mixtes (flexion et torsion de la dalle) et local (changement des angles au niveau des jonctions), avec des distorsion des PP.
12...15	•Modes de vibration purement locales isolées significatives (respiration et voilement des PP d'une longueur de $L/4$ ).

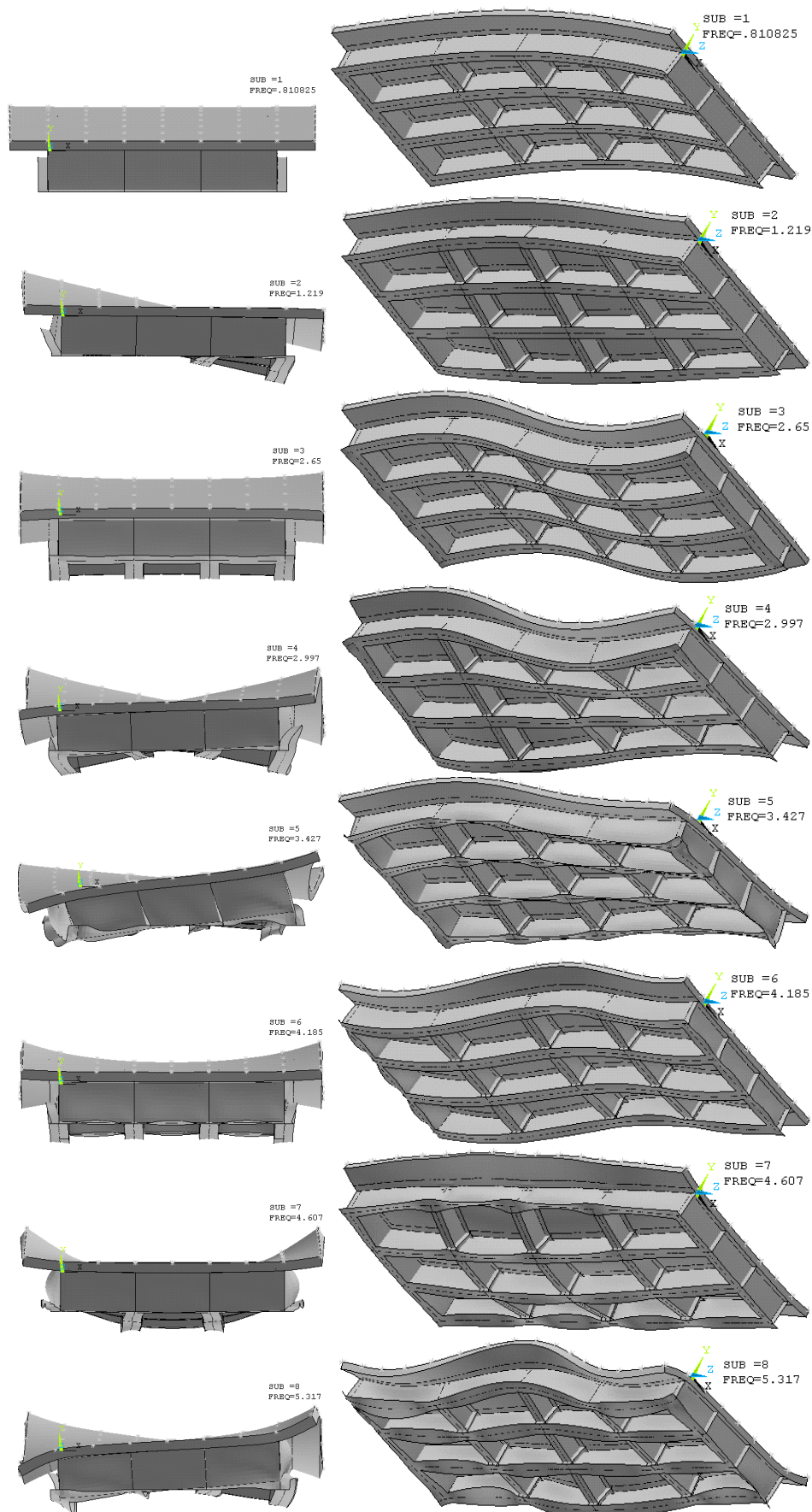


Fig. 4.8 (a): Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires -  $he=2h_{pp}/3$ .



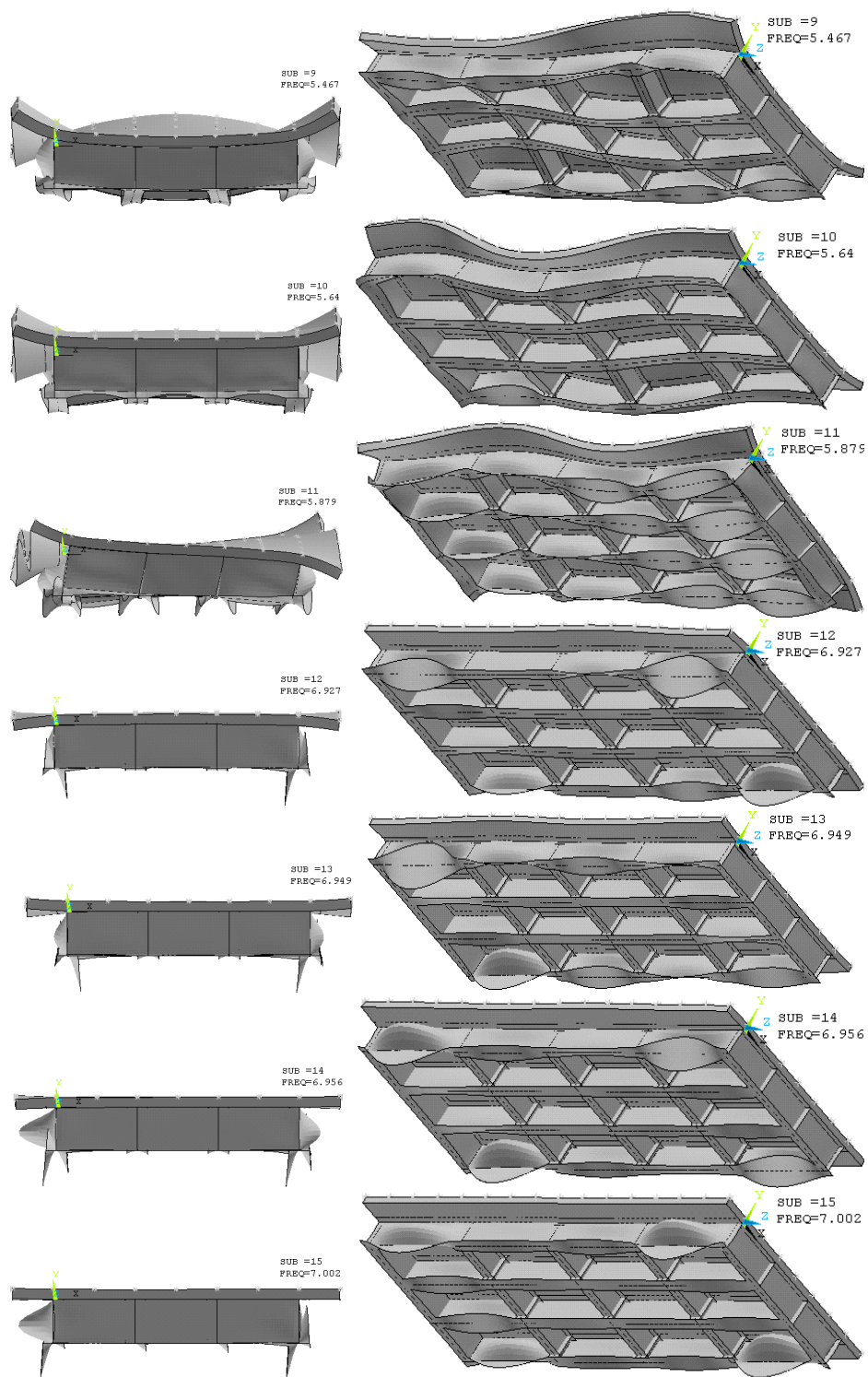


Fig. 4.8 (b): Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires -  $h_e=2h_{pp}/3$ .

**3-3- Pont avec entretoises intermédiaires -  $h_e=h_{pp}/3$  :**

(Tableau 4.3) et (Fig. 4.9, 4.10 et 4.11).

Distribution des entretoises (Ent.)															
Mas se totale	Pont avec (1Ent. Int.)					Pont avec (2 Ent. Int.)					Pont avec (3 Ent. Int.)				
	0.92033 E+04 kN					0.9254 E+04 kN					0.93047 E+04 kN				
Mo de Propre	Fré q. Hz	V <sub>cri</sub> Km/h	F.MC. %			Fré q. Hz	V <sub>cri</sub> Km/h	F.MC. %			Fré q. Hz	V <sub>cri</sub> Km/h	F.MC. %		
			X	Y	Z			X	Y	Z			X	Y	Z
1	.813	54.73	.00	74.13	5.84	.812	54.66	.00	74.67	5.87	.811	54.60	.00	74.35	5.84
2	1.203	80.98	.00	.00	.00	1.208	81.32	.00	.00	.00	1.213	81.66	.00	.00	.00
3	2.651	178.46	.00	1.10	27.31	2.651	178.46	.00	1.12	27.84	2.649	178.33	.00	1.13	27.83
4	2.977	200.41	9.87	.00	.00	2.986	201.02	8.81	.00	.00	2.992	201.42	8.95	.00	.00
5	3.184	214.35	.00	.00	.03	3.432	231.04	79.00	.00	.00	3.429	230.84	78.55	.00	.00
6	3.407	229.36	75.26	.00	.00	3.502	235.75	.00	.00	.12	3.775	254.13	.00	.00	.68
7	3.744	252.05	.00	.00	.01	4.159	279.98	.00	.19	50.22	4.179	281.33	.00	.18	51.83
8	3.751	252.52	.35	.00	.00	4.770	321.12	.00	.03	4.25	4.968	334.44	.00	.09	1.77
9	4.012	270.09	.00	.20	29.40	5.294	356.39	3.13	.00	.00	5.31	357.47	3.14	.00	.00
10	4.040	271.97	.00	.00	1.35	5.478	368.78	.00	10.55	7.63	5.575	375.31	.00	12.49	8.29
11	4.117	277.16	.07	.00	.00	5.833	392.68	.00	.00	.00	5.879	395.77	.00	.00	.00
12	4.438	298.77	.00	.00	23.14	6.154	414.29	.00	.18	.06	6.837	460.27	.00	2.76	1.25
13	4.694	316.00	.00	.00	.33	6.161	414.76	.04	.00	.00	6.911	465.25	.00	.09	.12
14	4.711	317.14	.24	.00	.00	6.416	431.92	.00	.05	.02	6.943	467.00	.00	.00	.00
15	4.841	325.90	.00	.00	.00	6.472	435.70	.07	.00	.00	6.990	470.57	.03	.00	.00

Tableau 4.3 : Fréquences du pont avec entretoises intermédiaires -  $h_e=h_{pp}/3$ .

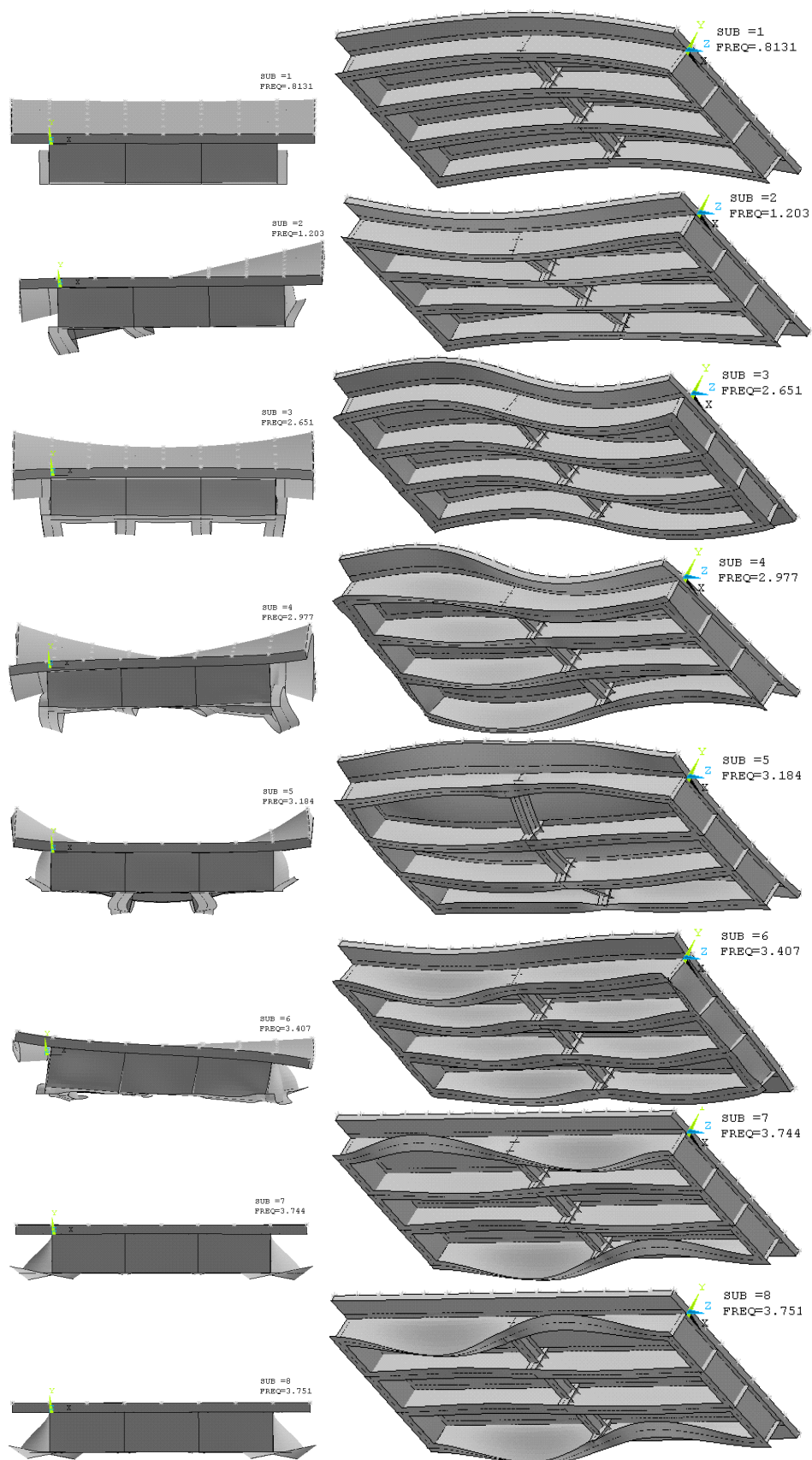


Fig. 4.9 (a): Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires -  $h_e=h_{pp}/3$ .

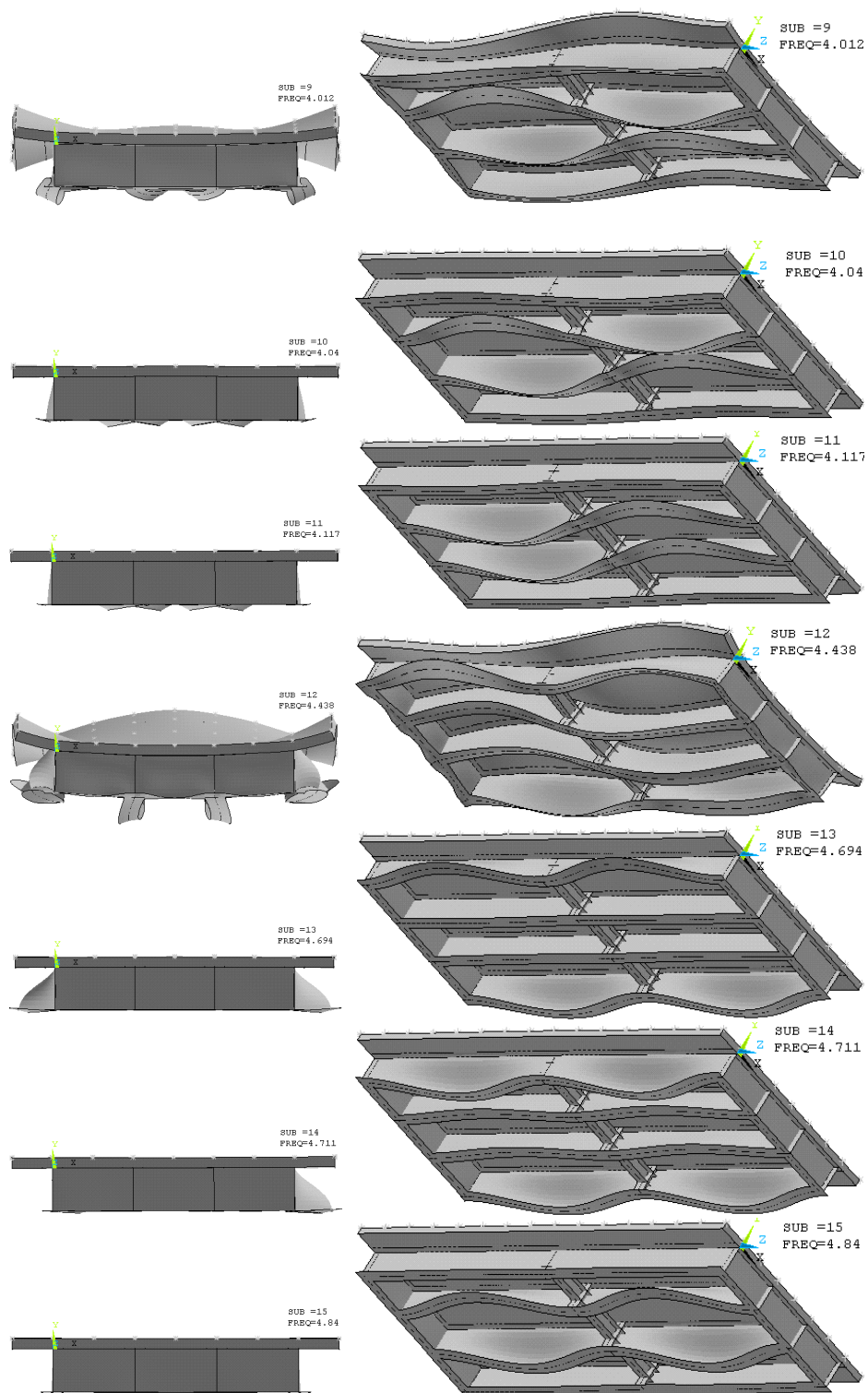


Fig. 4.9 (b): Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires -  $he=hpp/3$ .

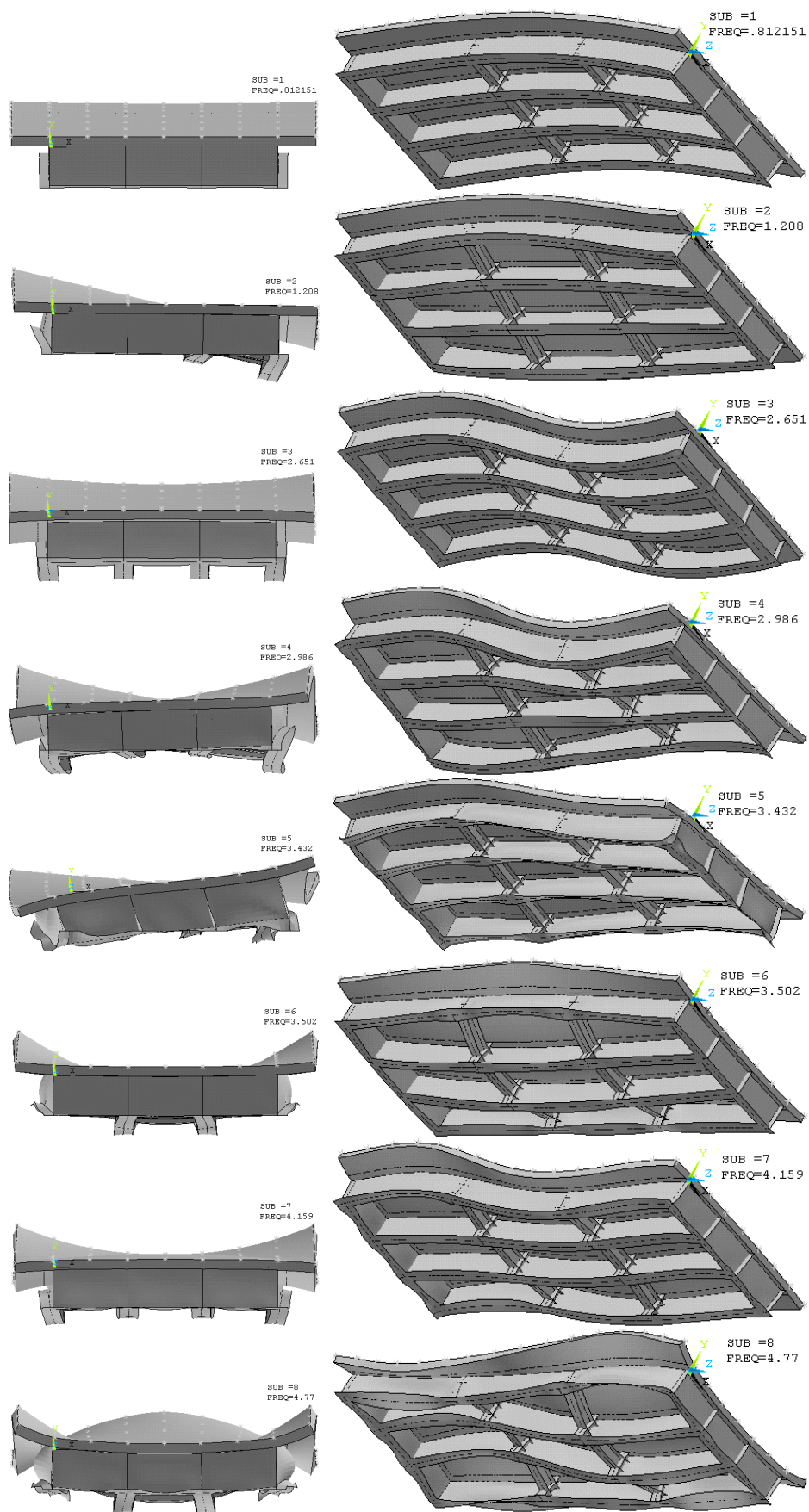


Fig. 4.10 (a): Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires -  $he=h_{pp}/3$ .

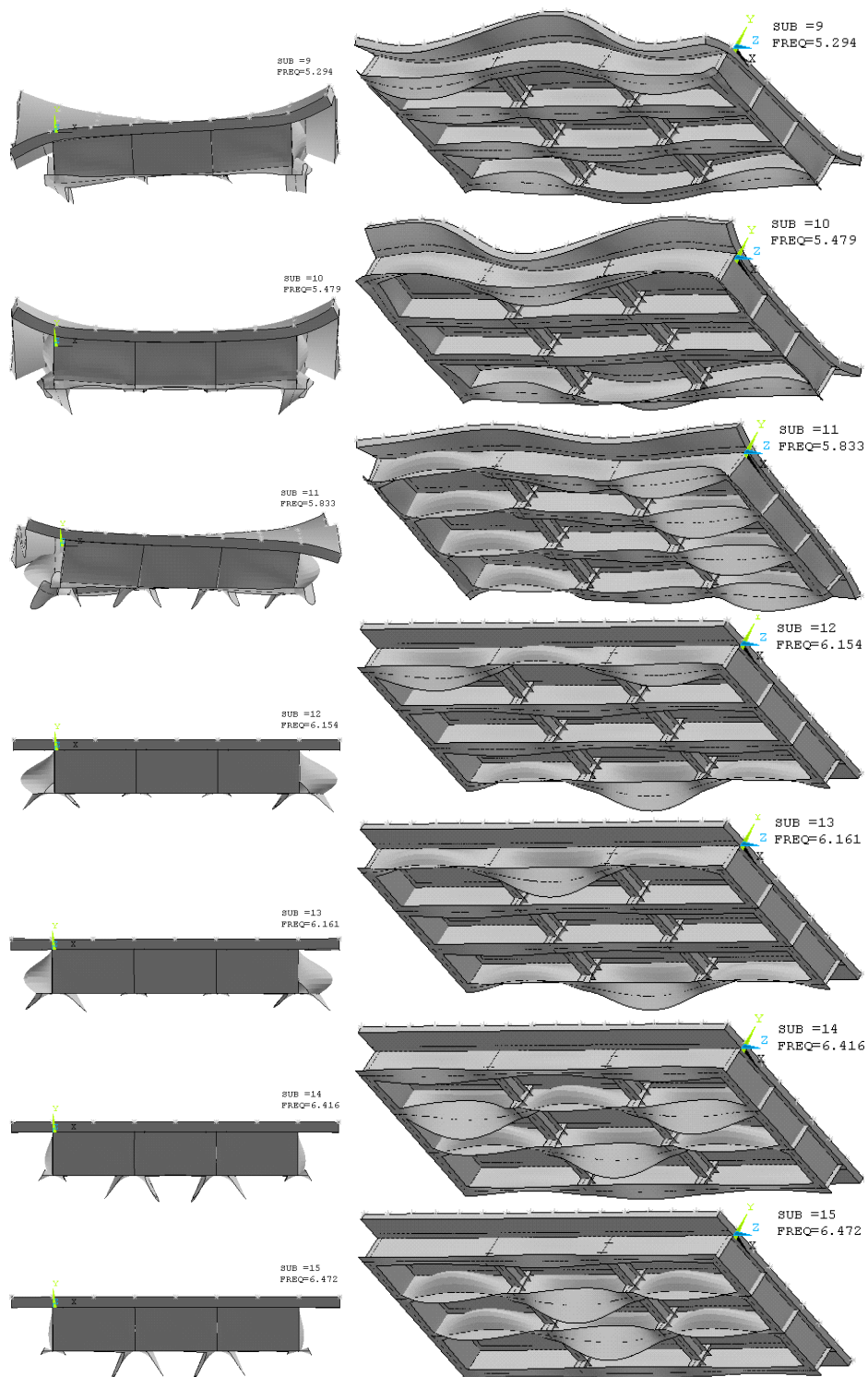


Fig. 4.10 (b): Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires -  $h_e = h_{pp}/3$ .

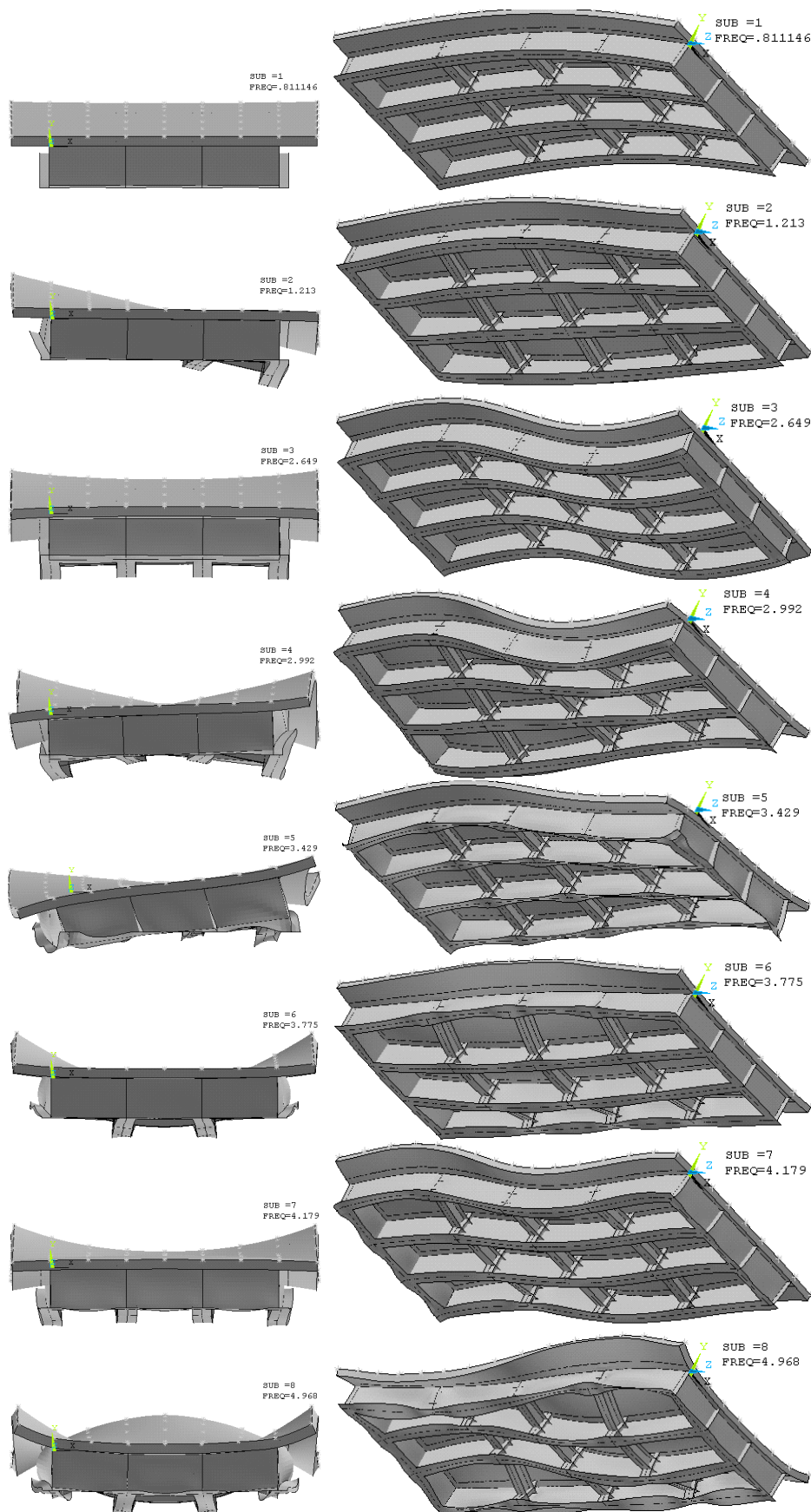


Fig. 4.11 (a): Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires -  $h_e = h_{pp}/3$ .

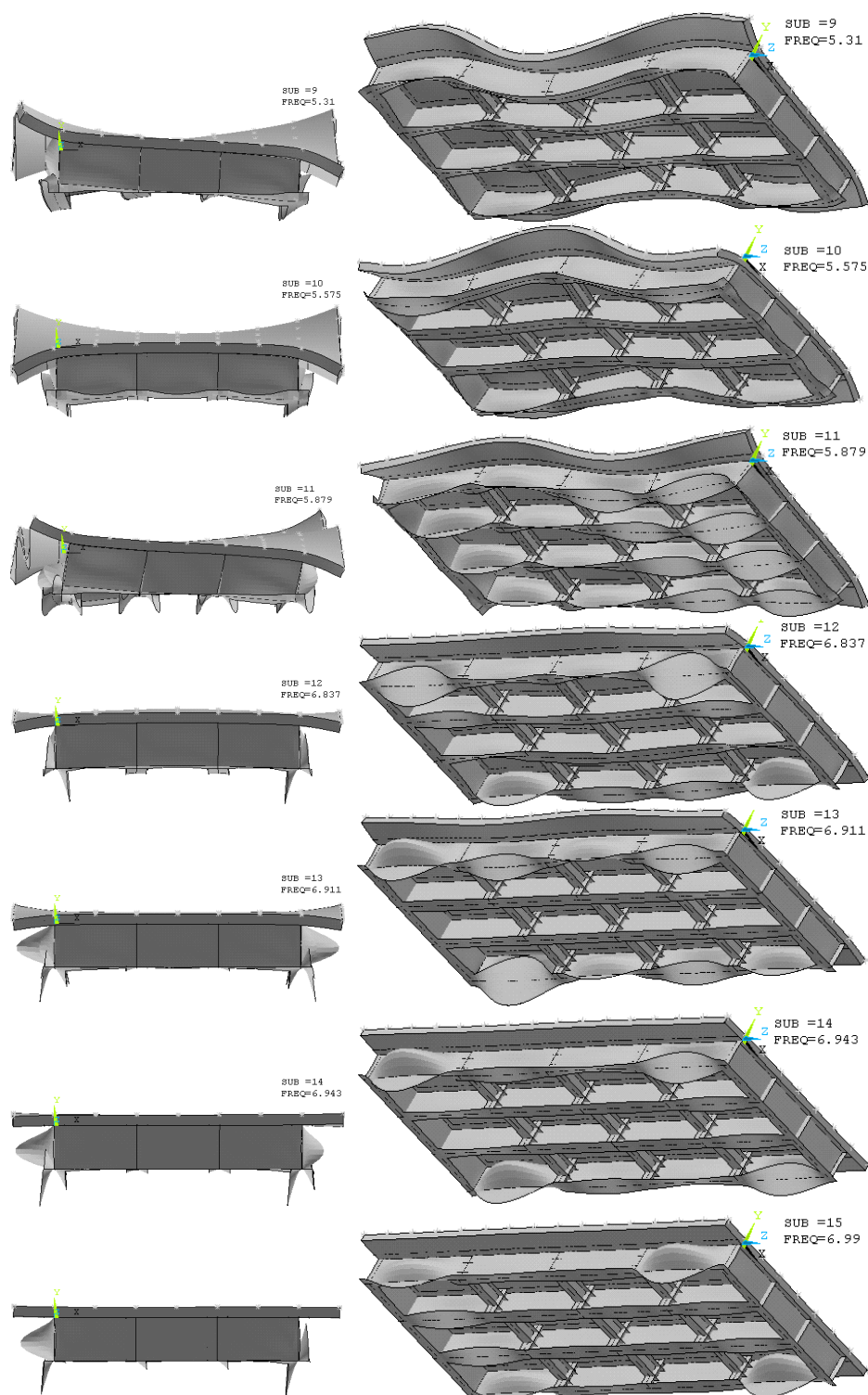


Fig. 4.11 (b): Modes propres du pont avec entretoises intermédiaires -  $he=hpp/3$



On remarque, dans les cas des entretoises d'une hauteur moins ( $h_e = h_{pp}/3$ ) que dans les cas précédent, le pourcentage de la masse collaborant, les modes de vibrations (flexion, torsion, distorsion et respiration des PP) et la fréquence, ne changent presque pas (moins de 2%).

Dans la distorsion et la respiration des PP, l'entretoises d'une hauteur de  $2h_{pp}/3$  et de  $h_{pp}/3$ , présente le même rôle à cause de la grande rigidité au niveau de la jonction entretoise-poutre principale (Assemblage rigide muni d'un montant en T le longue de la hauteur d'âme de PP et des deux mouchoirs horizontaux (Fig. 4.12)).

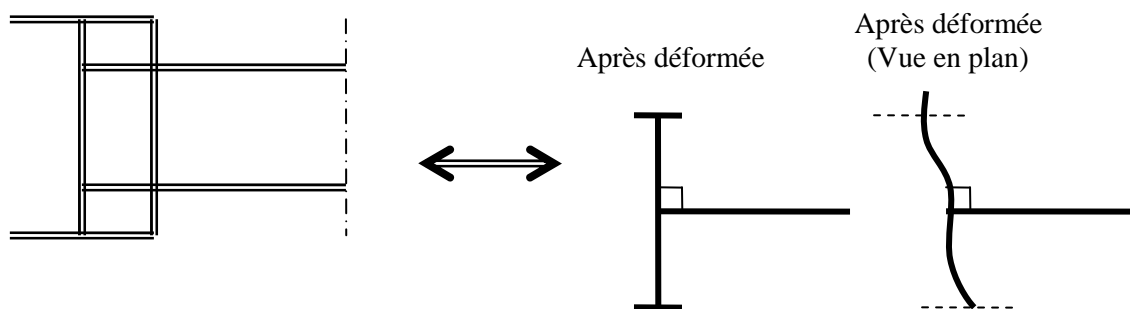


Fig. 4.12 : jonction entretoise poutre

#### 4- Conclusions :

L'analyse modale permet d'améliorer la connaissance physique et le comportement du tablier en vue d'optimiser sa conception. La détermination des modes propres permet de connaître précisément la fréquence naturelle, ou la période fondamentale du tablier.

Les résultats obtenus lors de l'analyse modale nous permettent de mettre en avant les points suivants :

- La flèche maximale du tablier est obtenue, indépendamment de la conception de l'entretoisement intermédiaire, pour le premier mode fondamental (flexion globale). La vitesse correspondante du TGV est de 55 Km/h.

- L'entretoisement intermédiaire intervient dans le pourcentage de la masse collaborant à hauteur seulement de 2%, 74% proviennent des charges permanentes au dessus des poutres (dalle béton, ballast). Par conséquent son influence sur le mode fondamental est négligeable.

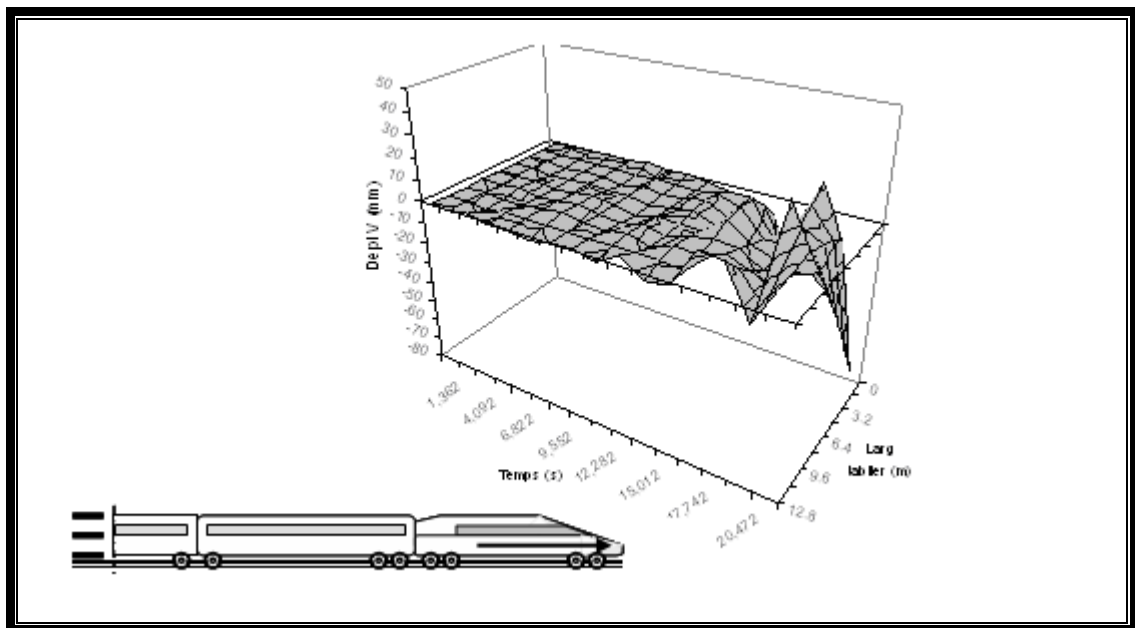
- La présence d'entretoisement intermédiaire a une influence directe sur le phénomène de respiration des poutres principales (déversement, voilement). Cette influence se caractérise par une diminution de l'amplitude de la respiration des poutres principales d'où une réduction du risque de rupture par fatigue au niveau des soudures Ame-Semelle supérieure.

- L'entretoisement  $h_e = h_{pp}$  (diaphragme) rigidifie le tablier du pont dans le sens transversal, mais pas dans le sens longitudinal. Il permet aussi de conserver l'orthogonalité des poutres principales et leurs alignements.

- Il est à noter aussi que le renforcement de la structure par des éléments transversaux, ne le rend pas plus oscillant, et crée au niveau de certaines zones de la charpente métallique des modes de vibration locaux, nécessitent une attention et des justifications particulières.

L'analyse modale a permis de déterminer les fréquences naturelles et de résonances du tablier pour chaque type d'entretoisement ainsi que les modes critiques correspondants.

Ces informations permettent de déterminer les vitesses du chargement qui seront prises en compte et modélisées lors de l'étude dynamique, objet du chapitre qui suit.



Chapitre : 5

# ΑΝΑΛΥΣΗ ΔΥΝΑΜΙΘΥΕ

## Analyse dynamique

Un chargement dynamique sur les ouvrages d'arts et leur réponse dynamique, est un sujet important. Dans cette analyse (pont ferroviaire) le point d'application de la charge change avec le temps où le variable temps-déformation (ou/et contrainte) constitue la réponse dynamique. Puisque la charge et la réponse ne sont pas constantes avec le temps, une analyse dynamique différente de la statique, n'a pas une solution simple mais plusieurs solutions, chacune qui correspond à un temps donné d'intérêt pour l'analyse.

Pendant le passage de la charge, chaque point de la structure vibre. Son équation de mouvement est donnée par le principe d'Alembert de l'équilibre dynamique :

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{F^a\}$$

Les variables matérielles  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  désignent les matrices spatiales symétriques ( $n \times n$ ) de masse, d'amortissement et de rigidité, tandis que les grandeurs  $u$  et  $F$  d'ordre ( $n$ ) sont respectivement le vecteur des coordonnées généralisées, formant les inconnues du problème ou la réponse du système, et le vecteur d'excitation direct dues aux forces extrêmes.

### 1- Modélisation du chargement TGV :

Trois manières de modéliser les trains sont employées que nous allons répertorier par ordre de complexité croissante :

- modélisation par des forces mobiles [17], [22] et [45] ;
- modélisation par des masses mobiles [15] et [26] ;
- modélisation véhicule-ouvrage avec interaction par un système dynamique.

Nous avons choisi de modéliser le train à l'aide des forces mobiles (Fig. 5.1), cette méthode est la plus simple (ne nous permet pas de prendre en compte les irrégularités des rails et l'effet bénéfique des amortissements des bogies) et reste acceptable dans le cas des ponts ferroviaires du TGV [30].

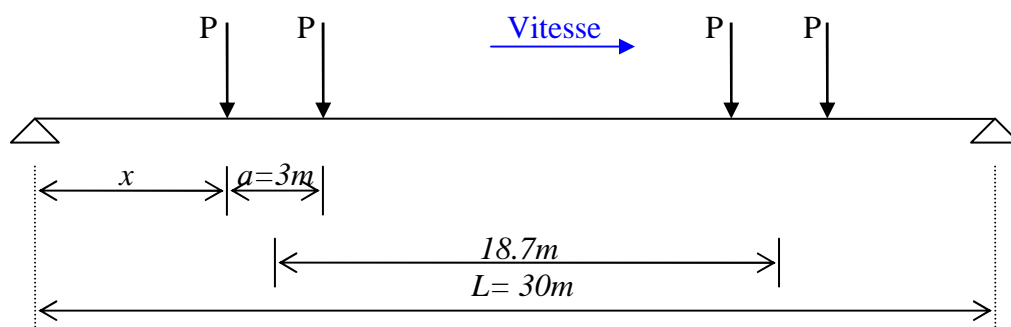


Fig. 5.1 : Forces mobiles sur le pont

Distance entre deux bogies ( $a$ ) est considérée comme constante tout au long de la rame, nous négligeons donc l'espacement particulier des bogies des deux motrices à chaque extrémités.

Sur notre pont de 30 m nous ne pouvons avoir plus de bogie simultanément sur le pont. Lorsqu'un bogie est au centre du pont, les bogies qui l'encadrent sont à l'extérieur du pont (Fig. 5.2).

Dans le cas d'une force ponctuelle mobile à la vitesse  $v$ , il vient (le vecteur des forces nodales) :  $\{F(x, y, t)\} = P(t) \cdot \delta(x - v \cdot t)$ , où  $\delta$  est la distribution de Dirac [30] (devient mathématiquement la position de la force ponctuelle à l'abscisse :  $x = v \cdot t$ ). Le convoi de  $n$  forces ponctuelles peut avoir un tableau des valeurs numériques.

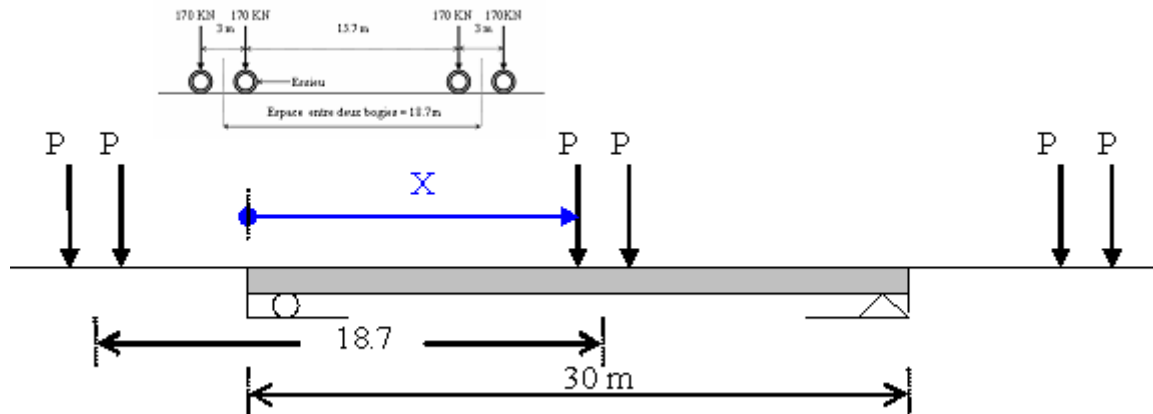


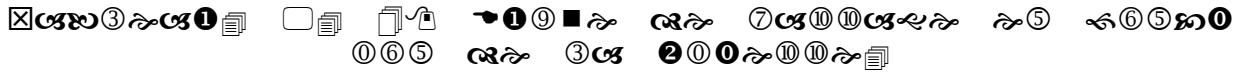
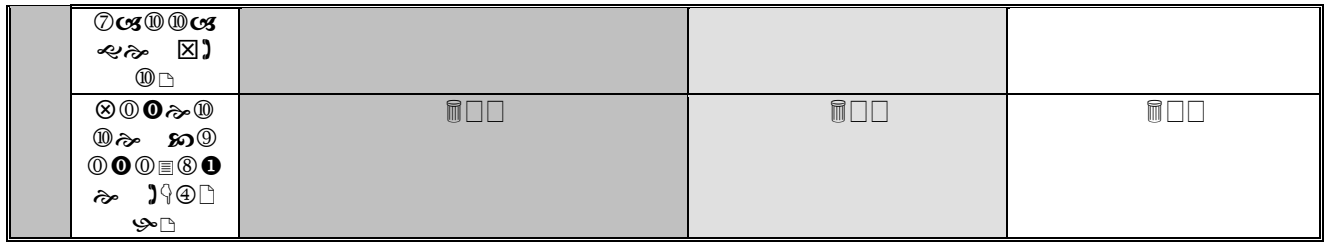
Fig. 5.2 : Forces mobiles sur le pont – Cas de chargement défavorable.

Cependant, afin de réduire l'impact des forces verticales sur le pont, nous n'utiliserons pas des charges ponctuelles mais des forces surfaciques (Fig. 2. 20). La position des forces des 30 essieux est définie en fonction du temps et de la vitesse du TGV. Chaque bogie est défini par sept surfaces de charges (Fig. 2. 20). Ces sept surfaces sont ensuite répétées 15 fois sur une longueur du pont de  $L=30\text{m}$ .

Dans notre structure, un pont d'une longueur moyenne, et pour simplifier l'étude numérique et par conséquent diminuer le temps de calcul, on peut le supposer un pont soumis à une charge d'excitation cyclique d'amplification constante (Fig. 5.2) et d'une fréquence identique à celle propre de la structure réelle (Mode Fondamental) dans un cas et à celle correspondante à la « *résonance* » dans un autre cas. La charge elle est appliquée au milieu de la structure dans une seule voie.

Une analyse harmonique est une technique pour déterminer les déplacements (et contraintes) aux charges cycliques qui changent avec le temps (Fig. 5.3).





**2- Méthode de résolution :**

Trois méthodes d'analyse harmoniques de réponse sont disponibles dans le programme ANSYS [2] et [33]. La méthode complète, de superposition modale et réduite.

**• Méthode complète :**

La méthode complète est la plus facile des trois méthodes. Elle emploie les pleines matrices de système ([K] et [M]), pour calculer la réponse harmonique (aucune réduction de matrice) les matrices peuvent être symétriques ou non.

**2-1- Description de l'analyse:**

Considérer l'équation générale du mouvement pour un système structural :

$$[M] \left\{ \ddot{u} \right\} + [C] \left\{ \dot{u} \right\} + [K] \{u\} = \{F^a\} \tag{5.1}$$

[M] = matrice de masse structurale ;

[C] = matrice d'amortissement structurale ;

[K] = matrice de rigidité structurale;

$\left\{ \ddot{u} \right\}$  = vecteur nodal d'accélération ;

$\left\{ \dot{u} \right\}$  = vecteur nodal de vitesse ;

$\{u\}$  = vecteur nodal de déplacement ;

$\{F^a\}$  = Le vecteur de charge appliqué.

Toutes les charges changent sinusoidalement à la même fréquence connue (bien que pas nécessairement dans la phase). En outre, on le sait que la présence de l'amortissement cause déphasage. Par conséquent, les déplacements peuvent être définis comme :

$$\{u\} = \{u_{max} e^{i\phi}\} e^{i\Omega t} \tag{5.2}$$

$u_{max}$  = déplacement maximal ;

$i$  = racine carrée de -1 ;

$\Omega = 2\pi f$  = fréquence circulaire imposée (radians/time) ;

$f$  = la fréquence imposée (cycles/time) ;

$t$  = temps ;

$\phi$  = déphasage de déplacement (radians).

Noter cet  $u_{max}$  et  $\phi$  peut être différent à chaque ddl. L'utilisation de la notation complexe permet une description et une solution compactes et efficaces du problème. Peut être récrit comme :

$$\{u\} = \{u_{max} (\cos \phi + i \sin \phi)\} e^{i\Omega t} \tag{5.3}$$

Ou comme :

$$\{u\} = \{\{u_1\} + \{u_2\}\} e^{i\Omega t} \quad (5.4)$$

Là où (Fig. 5.4.):

$\{u_1\} = \{u_{\max} \cos \phi\}$  : Vecteur de déplacement réel ;

$\{u_2\} = \{u_{\max} \sin \phi\}$  : Vecteur de déplacement imaginaire.

Le vecteur de force peut être indiqué de façon analogue au déplacement :

$$\{F\} = \{F_{\max} e^{i\psi}\} e^{i\Omega t} \quad (5.5)$$

$$\{F\} = \{F_{\max} (\cos \psi + i \sin \psi)\} e^{i\Omega t} \quad (5.6)$$

$$\{F\} = (\{F_1\} + i\{F_2\}) e^{i\Omega t} \quad (5.7)$$

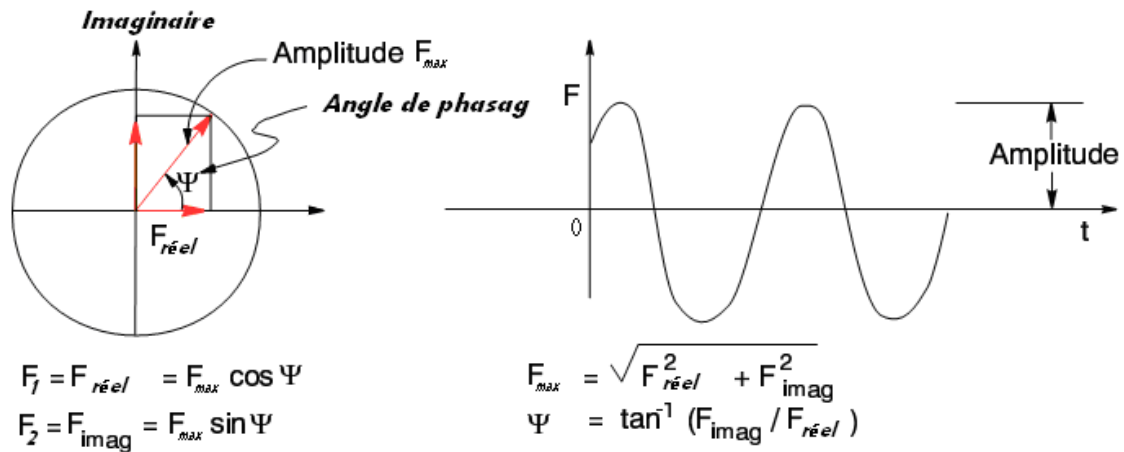


Fig. 5.4. [2] Relation entre  $F_{\text{réel}} / F_{\text{imag}}$  et Amplitude  $F_{\max} / \text{Angle } \psi$ .

Là où :

$F_{\max}$  = Amplitude de force ;

$\psi$  = déphasage de force (radians) ;

$\{F_1\} = \{F_{\max} \cos \psi\}$  = Vecteur de force réel ;

$\{F_2\} = \{F_{\max} \sin \psi\}$  = Vecteur de force imaginaire.

Substituant (5.4) et (5.7) dans (5.1) donne :

$$(-\Omega^2 [M] + i\Omega [C] + [K]) (\{u_1\} + i\{u_2\}) e^{i\Omega t} = (\{F_1\} + i\{F_2\}) e^{i\Omega t} \quad (5.8)$$

La dépendance de temps ( $e^{i\Omega t}$ ) est la même des deux côtés de l'équation et peut donc être enlevée :

$$(-\Omega^2 [M] + i\Omega [C] + [K]) (\{u_1\} + i\{u_2\}) = (\{F_1\} + i\{F_2\}) \quad (5.9)$$

La solution de cette équation est discutée plus tard.

## 2-2- Réponse complexe de déplacement:

Le déplacement complexe produit à chaque ddl peut être donné par deux formes :

- La même forme que  $u_1$  et  $u_2$  comme défini dans l'équation (5.4).

- La forme de  $u_{\max}$  et  $\phi$  (angle d'amplitude et de phase (en degrés)). Ces deux limites sont calculées à chaque ddl comme :



$$u_{\max} = \sqrt{u_1^2 + u_2^2} \quad (5.10)$$

$$\phi = \tan^{-1} \frac{u_2}{u_1} \quad (5.11)$$

Noter que la réponse traîne l'excitation par un angle de phase de  $\phi - \psi$ .

### 2-3- Calcul nodal de réaction et de charge:

L'inertie, l'amortissement et les charges statiques sur les noeuds de chaque élément sont calculés.

- Les termes réelles et imaginaires de charge d'inertie du rendement d'élément sont calculées par :

$$\{F_1^m\}_e = \Omega^2 [M_e] \{u_1\}_e \quad (5.12)$$

$$\{F_2^m\}_e = \Omega^2 [M_e] \{u_2\}_e \quad (5.13)$$

Là où :

$\{F_1^m\}_e$  = Vecteur de force d'inertie d'élément (partie réelle) ;

$[M_e]$  = Matrice de masse d'élément ;

$\{u_1\}_e$  = Vecteur de déplacement réel d'élément ;

$\{F_2^m\}_e$  = Vecteur de force d'inertie d'élément (partie imaginaire) ;

$\{u_2\}_e$  = Vecteur de déplacement imaginaire d'élément ;

- Les termes réelles et imaginaires de charge d'amortissement du rendement d'élément sont calculées par :

$$\{F_1^c\}_e = -\Omega [C_e] \{u_1\}_e \quad (5.14)$$

$$\{F_2^c\}_e = \Omega [C_e] \{u_2\}_e \quad (5.15)$$

Là où :

$\{F_1^c\}_e$  = Vecteur de force d'amortissement d'élément (partie réelle) ;

$[C_e]$  = Matrice d'amortissement d'élément ;

$\{F_2^c\}_e$  = Vecteur de force d'amortissement d'élément (partie imaginaire) ;

La charge statique réelle est calculée à la même manière que dans une analyse statique employant la partie réelle de la solution de déplacement  $\{u_1\}_e$ . La charge statique imaginaire est calculée également à la même manière, en utilisant la partie imaginaire  $\{u_2\}_e$ .

Les charges nodales de réaction sont calculées comme somme de chacun des trois types de charges (inertie, amortissement, et charge statique) au-dessus de tous les éléments reliés à un noeud fixe donné de déplacement.

### 2-4- Solution par la méthode complète:

La méthode pleine de solution résout équation (5.9) directement. Équation (5.9) peut être exprimé comme :

$$[K_c] \{u_c\} = \{F_c\} \quad (5.15)$$

Là où c dénote une matrice ou un vecteur complexe. Equation (5.15) est résolu en utilisant la même méthode utilisée (Méthode de Newton-Paphson) pour une analyse statique.

### 2-5- Amortissement:

On peut indiquer deux types d'amortissement :

- amortissement numérique (sa dépend de la taille des éléments de maillage, pas de temps..., il faut des valeurs trop petites) ;
- amortissement structural.

Pour l'amortissement structural est fonction de la fréquence d'oscillation, il est en compte dans trois façons :

- sous forme de pourcentage d'amortissement critique :  $\xi = \frac{C_i}{C_{cri}}$ , avec  $C_{cri} = 2m\omega_i$  pour chaque mode  $i$  ;
- sous forme d'une combinaison linéaire de [K] et [M] ;
- sous forme d'une matrice d'amortissement [C] pleine.

En ce qui concerne les ouvrages construits avec différents matériaux, les essais donnent des valeurs assez basses du pourcentage d'amortissement : ponts mixtes TGV :  $\xi = 0.5\%$  [7]. Ceci signifie que 0.5% sont prévus pour tous les composants du système.

### 2-6- Facteur d'Amplification Dynamique (FAD):

Le facteur d'amplification dynamique FAD 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. La définition du FAD est quelque peu déficiente, bien que l'objectif commun soit de fournir une valeur qui permette de considérer les effets dynamiques liés au trafic pour conserver le caractère statique de l'analyse des ponts :

$$FAD = \frac{R_{dyn}}{R_{stq}}$$

(Le terme "Réponse" correspond à la réponse de divers effets dans le pont, déplacement, déformations, efforts et réactions...).

Certains auteurs [3] et [6] ont proposé des définitions plus fines des facteurs d'amplifications dynamiques. Des divergences plus marquées existent dans la définition des facteurs FAD calculés à partir d'un enregistrement des réponses statiques et dynamiques d'une structure. De plus la section critique où se produit la réponse statique maximale n'est pas nécessairement la même que celle où se produit la même dynamique maximale le long du pont.

### 3- Ampleur de l'étude :

Les simulations sont réalisées sur un Micro-ordinateur équipé de deux processeurs (CPU) et de 2 giga byte de mémoire vive (RAM). La durée moyenne pour accomplir une simulation sur le pont dont le nombre de ddl le plus important, est d'environ 2 heures et 5 minutes. L'ensemble des simulations effectuées sur les 20 ponts a nécessité la somme d'environ 41 heures de calcul.

#### **4- Résultats et discussions :**

Nous allons étudier précisément la réponse dynamique du pont sous deux fréquences d'excitations particulier. Nous recherchons d'abord à déterminer l'influence des éléments d'entretoisements intermédiaires sous la fréquence d'excitation du premier mode propre (fréquence naturelle), puis sous une fréquence de résonance, nous avons environ trois fréquences dans chaque cas de ponts propres correspondant aux vitesses critiques peuvent conduire l'ouvrage en résonance avec le passage d'un TGV. Dans ce mode de résonance nous avons des modes correspondant aux respirations des poutres principales, torsion du tablier et/ou simultanément.

Le comportement global de l'ouvrage étant complexe pour ces vitesses critiques du TVG, nous allons dans un premier analyser la réponse due aux déplacements verticaux de la dalle, des poutres principales, et puis nous analyserons les facteurs d'amplifications dynamiques basés sur les flèches.

##### **4-1- Réponse de la dalle :**

###### **4-1-1- Au mode fondamental :**

###### **4-1-1-1- Déplacement vertical de la dalle à mi portée:**

Lorsque le train circule à une vitesse de 54.6 à 54.86 km/h sur l'ouvrage. Les figures (5.5), (5.6), (5.7) et (5.8) montrent les déplacements verticaux de toute la largeur du tablier situé à mi-portée en fonction de temps du passage du train sur le pont sans et avec les éléments d'entretoisements intermédiaires.

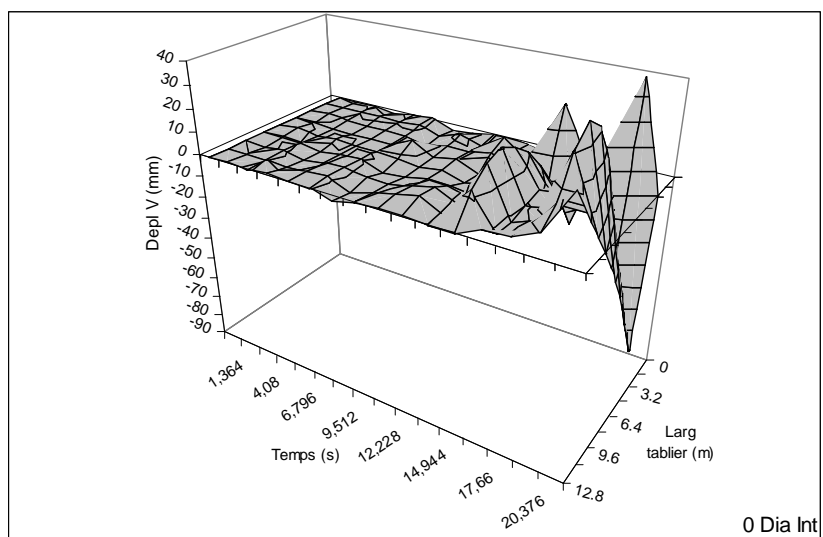
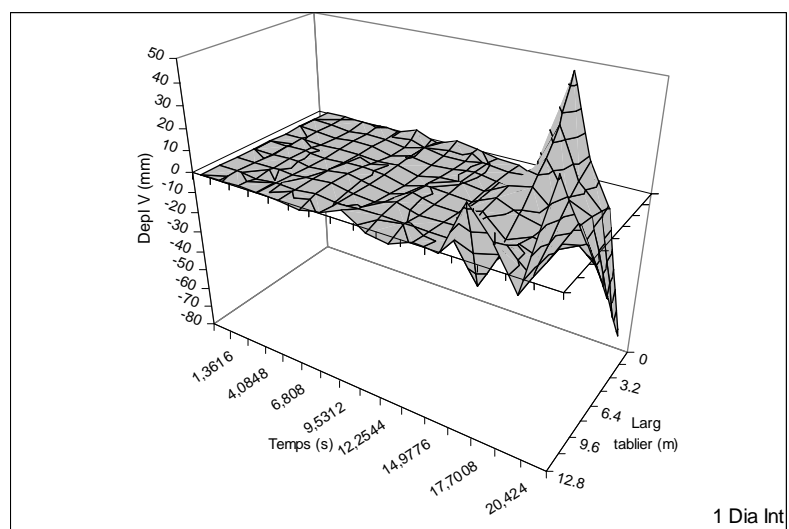


Fig. 5. 5. Déplacements verticaux de la dalle en fonction du temps au mode fondamental pour un pont sans diaphragme intermédiaire.



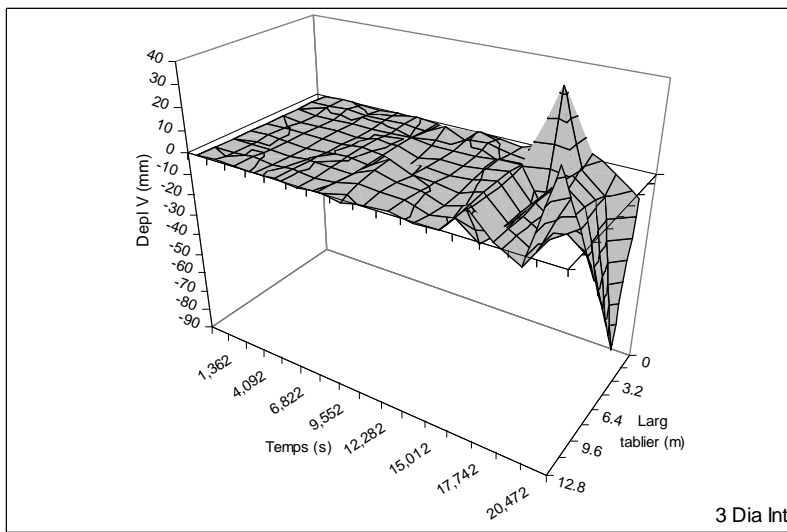
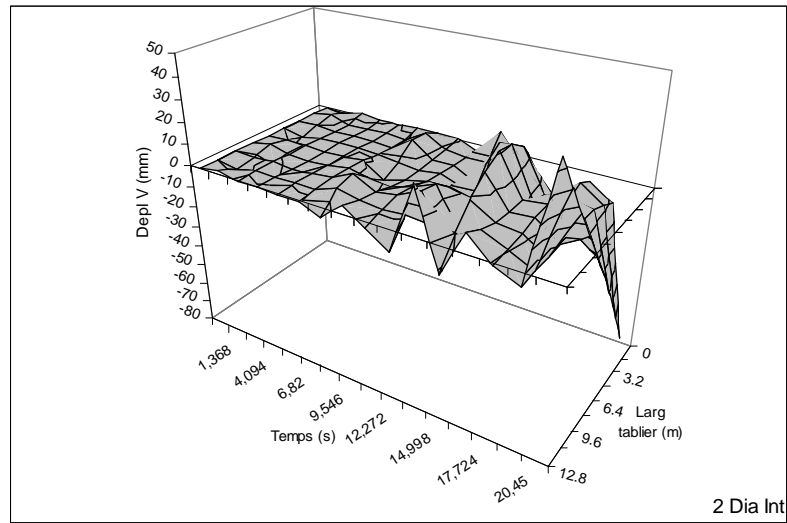
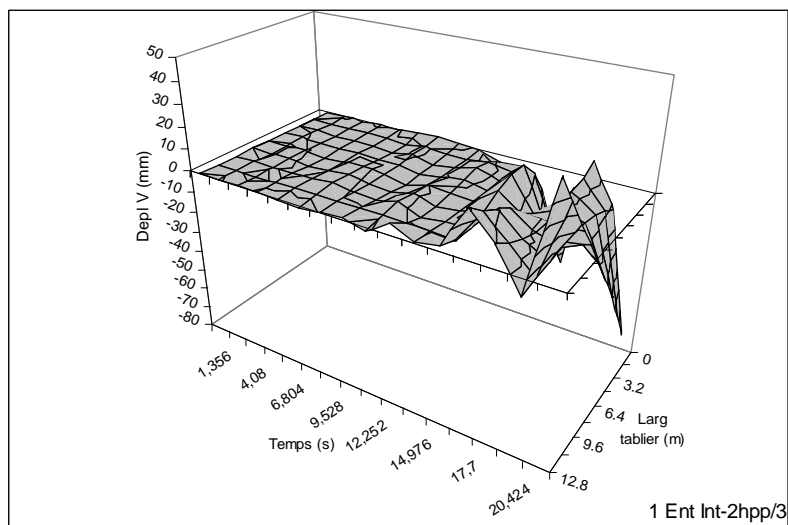


Fig. 5. 6. Déplacements verticaux de la dalle en fonction du temps au mode fondamental pour un pont avec un, deux et trois diaphragmes intermédiaires ( $h_e=h_{pp}$ ).



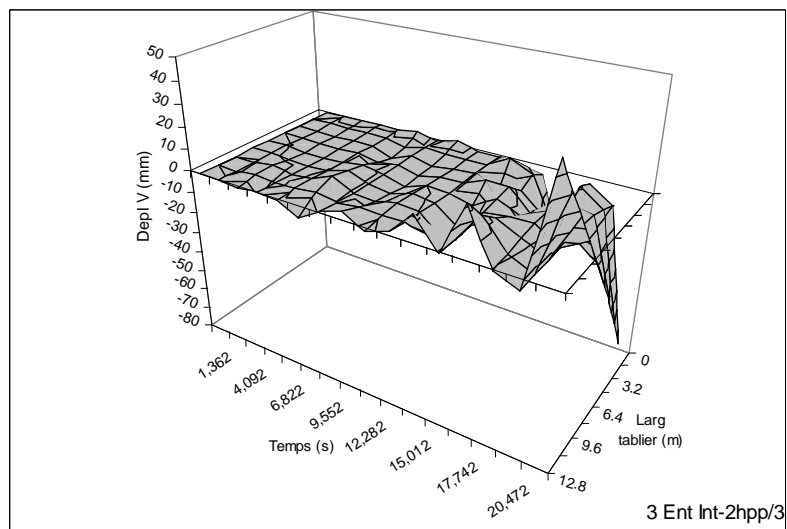
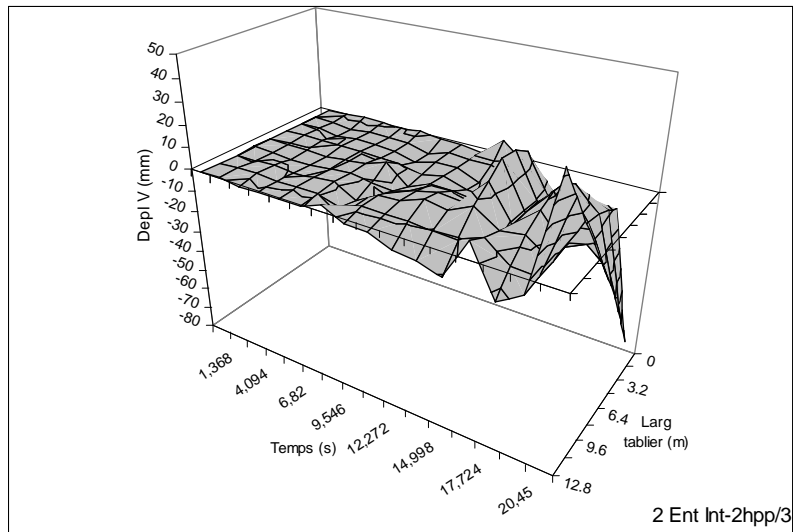
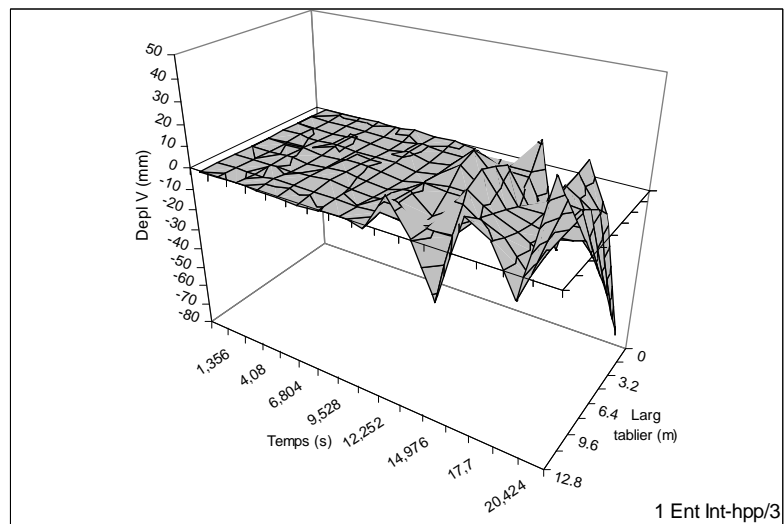


Fig. 5. 7. Déplacements verticaux de la dalle en fonction du temps au mode fondamental pour un pont avec un, deux et trois entretoises intermédiaires ( $h_e=2h_{pp}/3$ ).



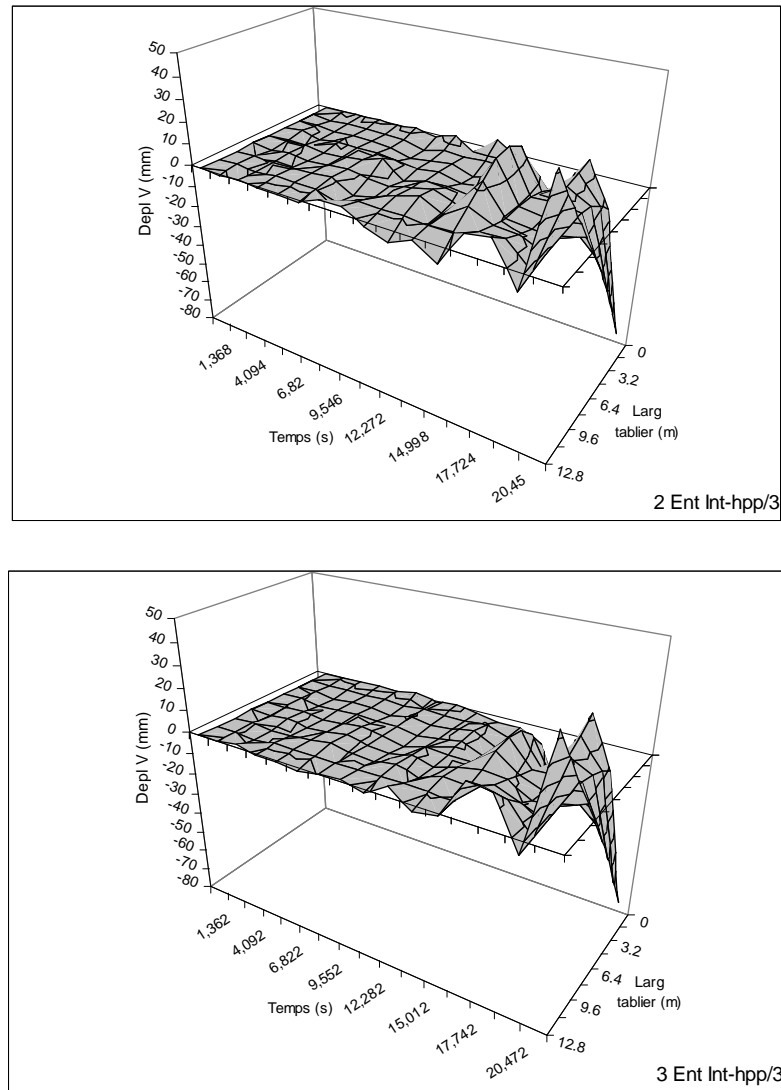


Fig. 5. 8. Déplacements verticaux de la dalle en fonction du temps au mode fondamental pour un pont avec un, deux et trois entretoises intermédiaires ( $h_e=h_{pp}/3$ ).

#### 4-1-1-2- Flèche de la dalle sous la voie ferrée:

L'intensité de la flèche juste sous la voie ferrée chargée augmente progressivement. Au début du chargement, la vibration du pont est faible ou linéaire sans flexion et proche de la flèche statique (Fig. 5.9 et 5.10), et la réponse apparaît simplement comme fonction périodique d'amplification faible et de période environ de 6 s. En regardant plus évidemment les déplacements du tablier après 6 s de temps de passage. Les déplacements dynamiques augmentent d'environ 2 fois plus important que les déplacements statiques, en particulier dans le cas du pont sans éléments d'entretoisement intermédiaires, et aussi dans le cas du pont mené de deux éléments d'entretoisement, quelque soit la hauteur d'âme d'entretoises. Dans le cas du pont avec des éléments d'entretoisement intermédiaires ne situent pas au milieu, le facteur d'amplification dynamique est environ de 200% (Voir la figure ci-après Fig. 5.22 et 5.23).

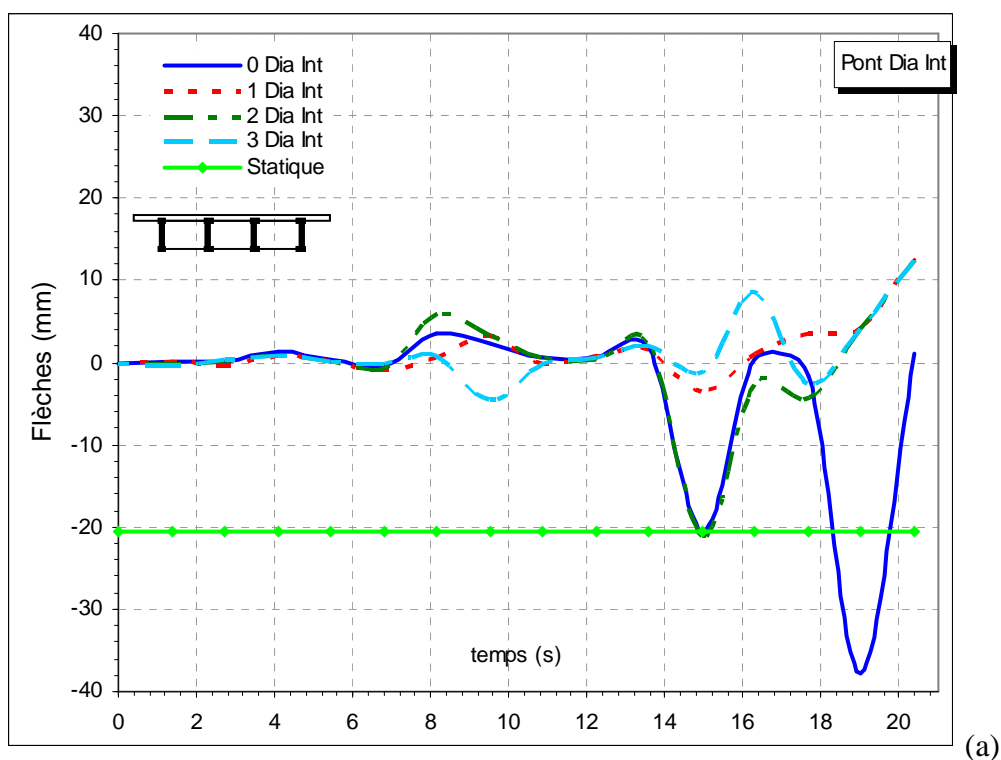
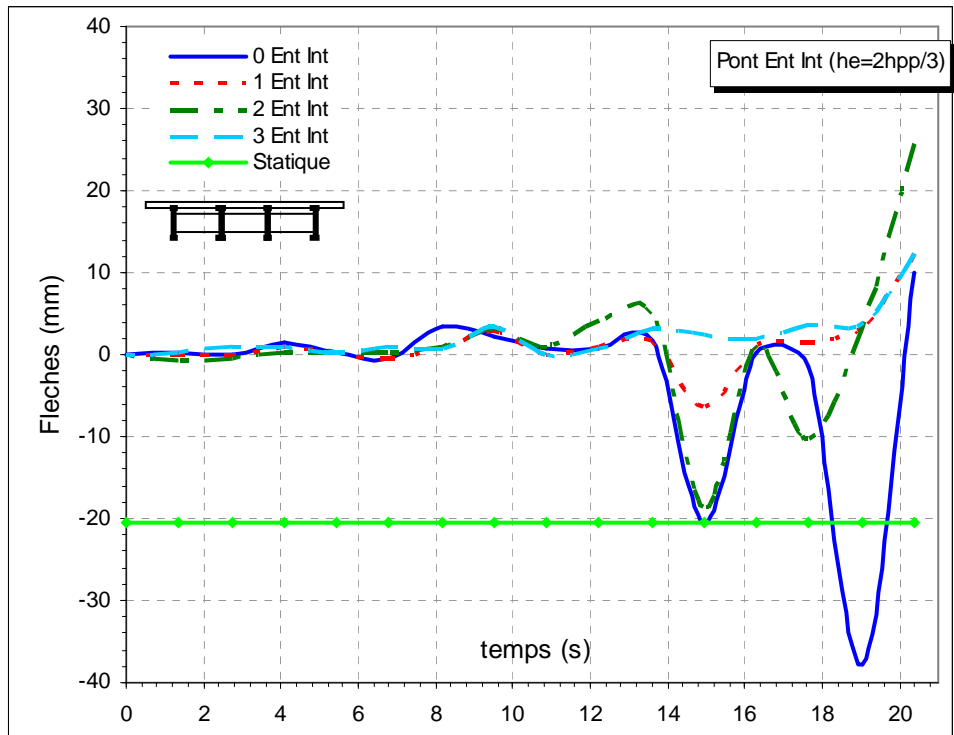
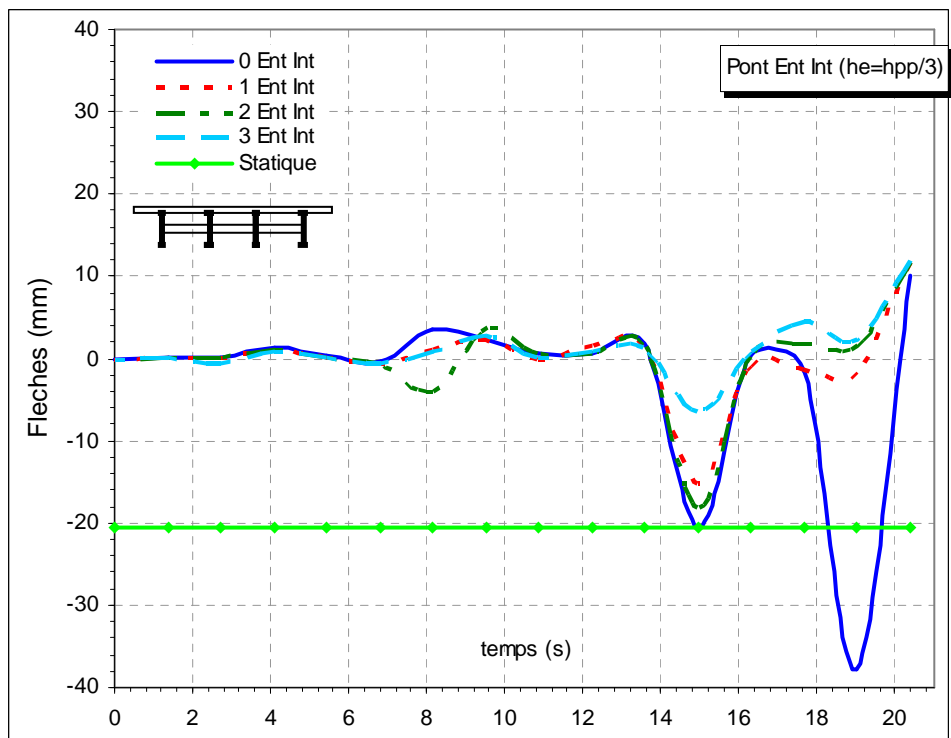


Fig. 5.9. Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.





(b)



(c)

Fig. 5.9. Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.

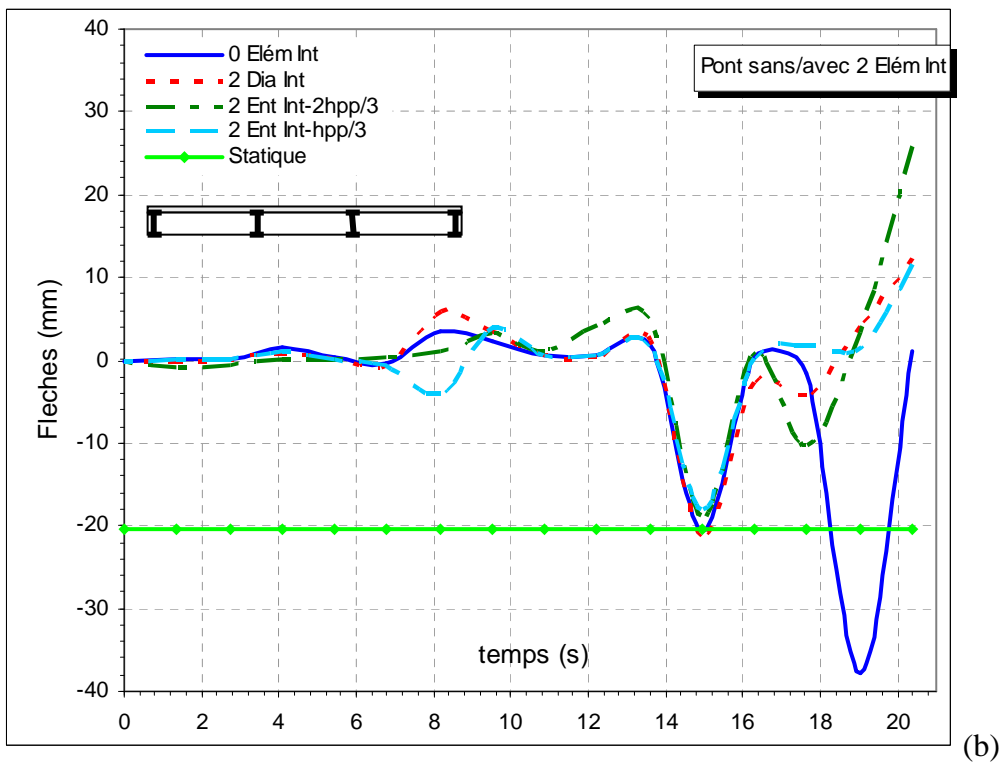
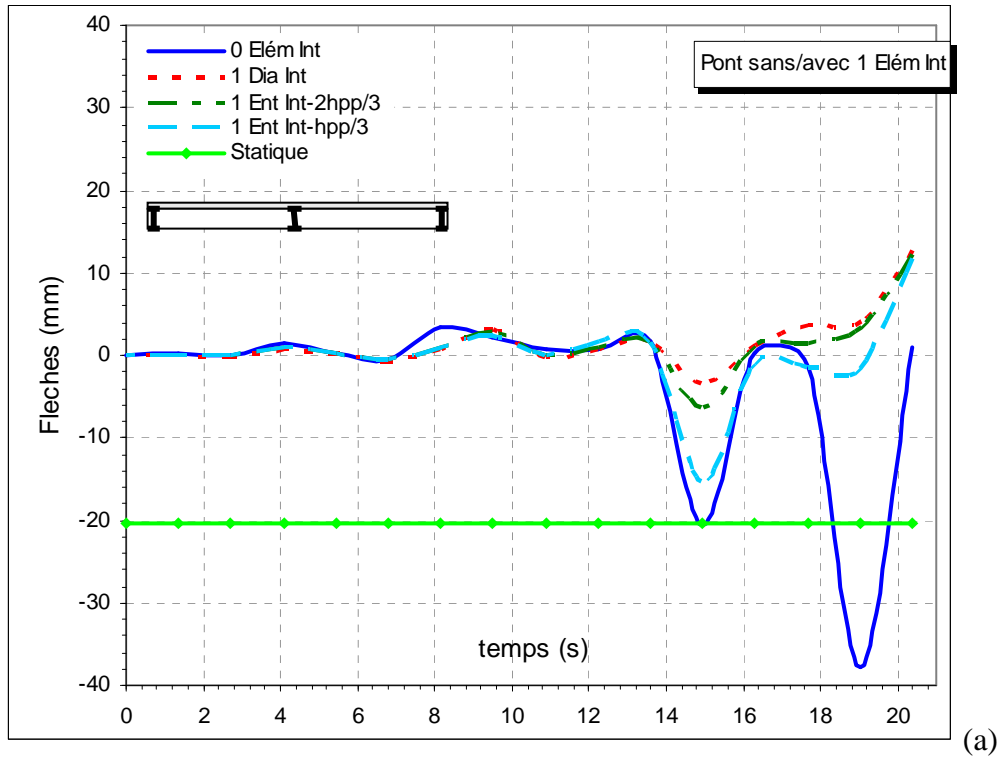


Fig. 5.10. Influence du type d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.

(a) et (b)

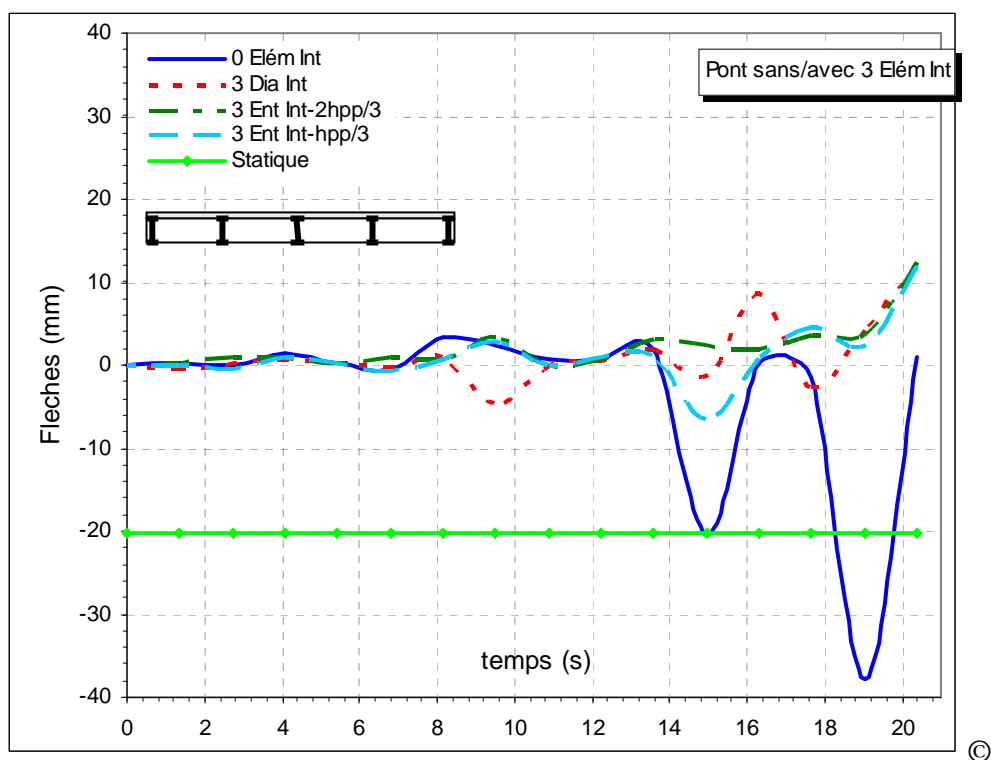


Fig. 5.10. Influence du type d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.  
(c)

**4-1-1-3- Flèche transversale de la dalle sous le dernier bogie:**

La dalle pivote transversalement et sa flèche est plus importante du coté de la voie (Fig. 5.11 et 5.12). La présence d'éléments d'entretoisement généralement permet de conserver un déplacement transversal presque linéaire du tablier (sans flexion transversale) alors que leur absence, les déplacements transversaux sont courbés au niveau de la voie chargée.

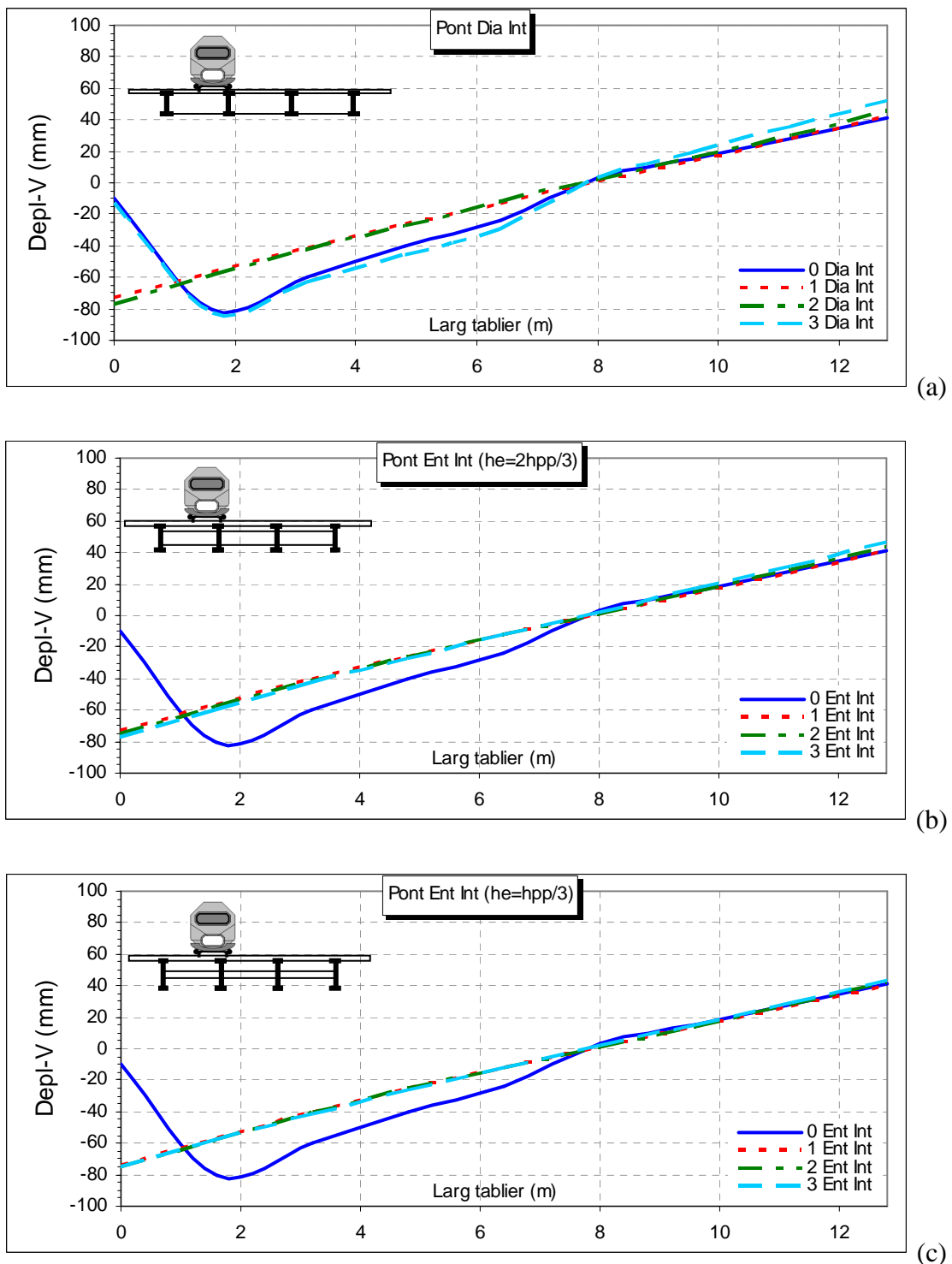
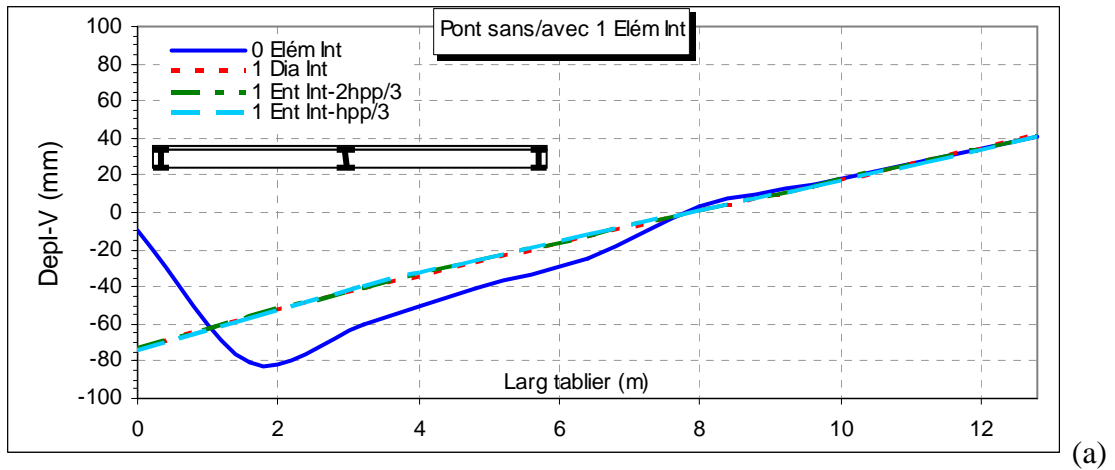
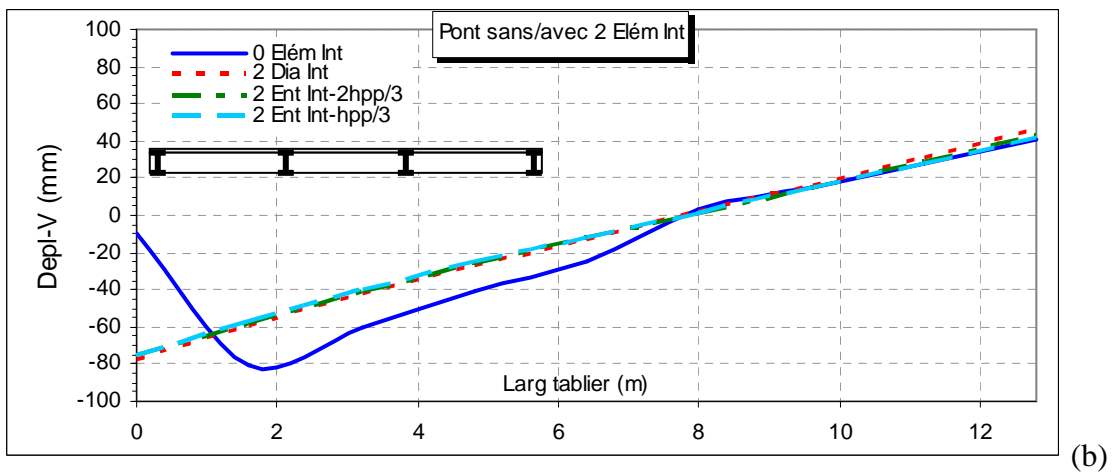


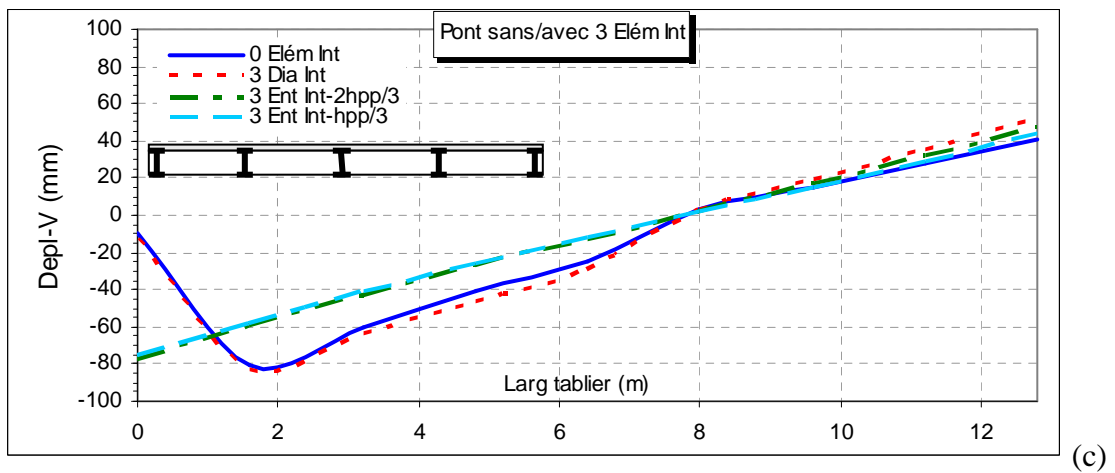
Fig. 5.11. Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur la flèche transversale de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.



(a)



(b)



(c)

Fig. 5.12. Influence du type d'entretoises intermédiaires sur la flèche transversale de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.

4-1-2-Au mode de résonance :

#### 4-1-2-1- Déplacement vertical de la dalle à mi portée:

Dans ce mode de résonance, le train circule à une vitesse critique de 300 km/h dans un 3,726 s. Comme montré dans l'analyse modale, c'est un mode de torsion de la dalle et respiration des poutres principales (Fig. 5.13, 5.14, 5.15 et 5.16), au début du chargement, la vibration de la dalle est faible. Après ça le comportement est de type balancier du tablier.

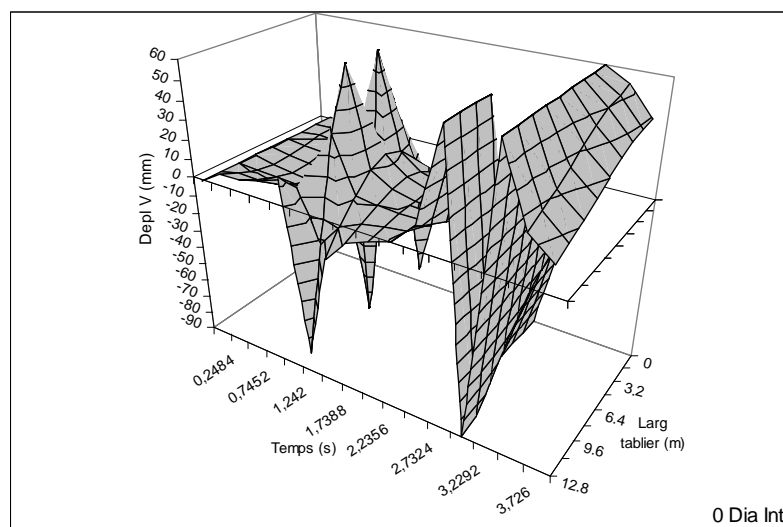


Fig. 5.13. Déplacements verticaux de la dalle en fonction du temps au mode de résonance pour un pont sans diaphragme intermédiaire.

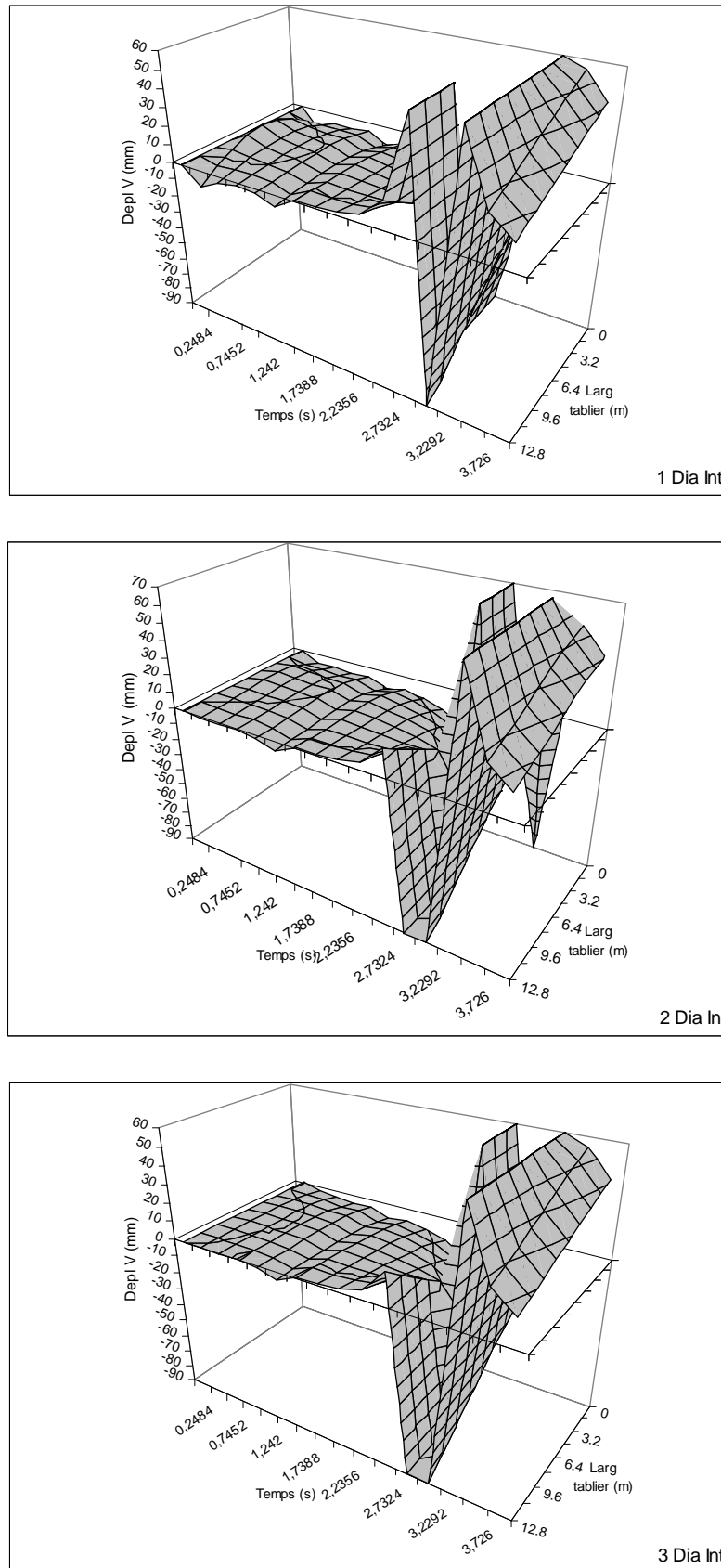


Fig. 5.14. Déplacements verticaux de la dalle en fonction du temps au mode de résonance pour un pont avec un, deux et trois diaphragmes intermédiaires ( $h_e=h_{pp}$ ).

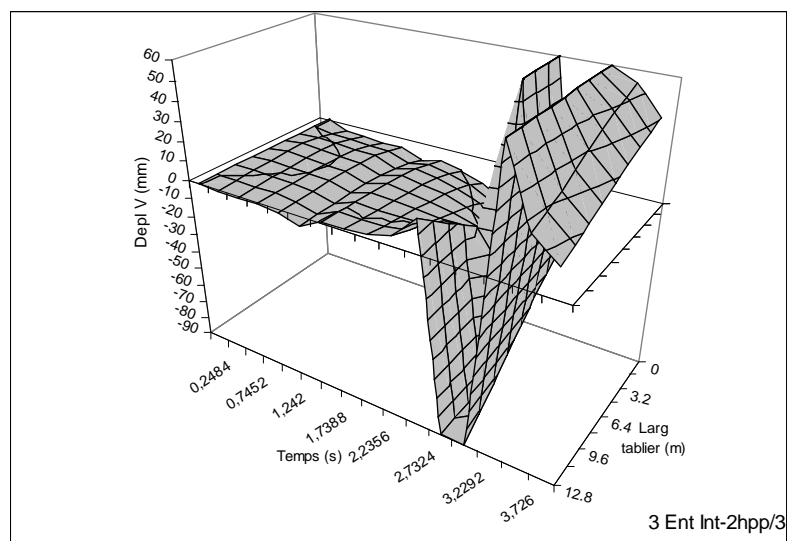
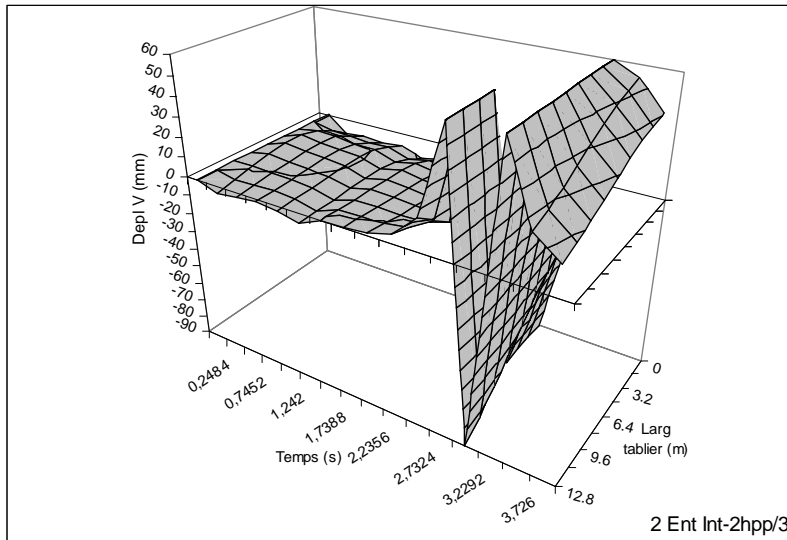
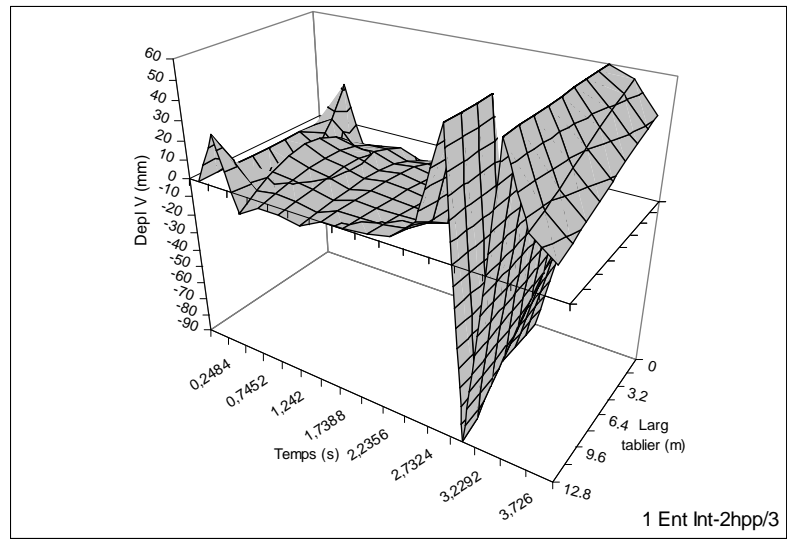


Fig. 5.15. Déplacements verticaux de la dalle en fonction du temps au mode de résonance pour un pont avec un, deux et trois entretoises intermédiaires ( $h_e=2hpp/3$ ).



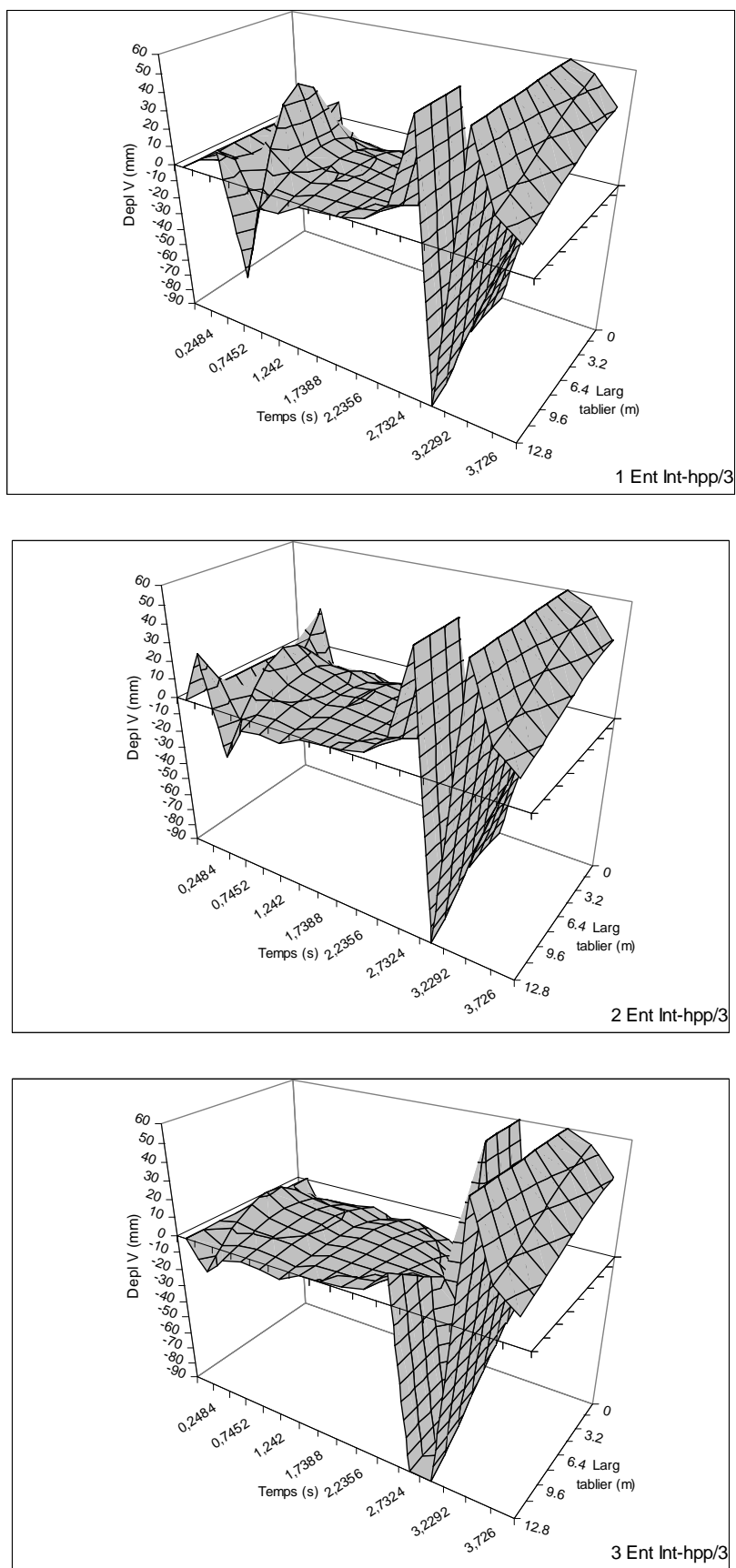


Fig. 5.16. Déplacements verticaux de la dalle en fonction du temps au mode de résonance pour un pont avec un, deux et trois entretoises intermédiaires ( $h_e=h_{pp}/3$ ).

#### 4-1-2-2- Flèche de la dalle sous la voie ferrée:

On remarque que le pont sans éléments d'entretoisement intermédiaires est alors en résonance avec le mode de torsion (et cette excitation se produit même lorsque le TGV est sorti de l'ouvrage) avant que le pont qui est mené d'éléments d'entretoisement intermédiaires (Fig. 5.17 et 5.18). Le premier point de résonance (300km/h) devrait être évité dans la conception pratique du pont, parce que elle produit une grande réponse.

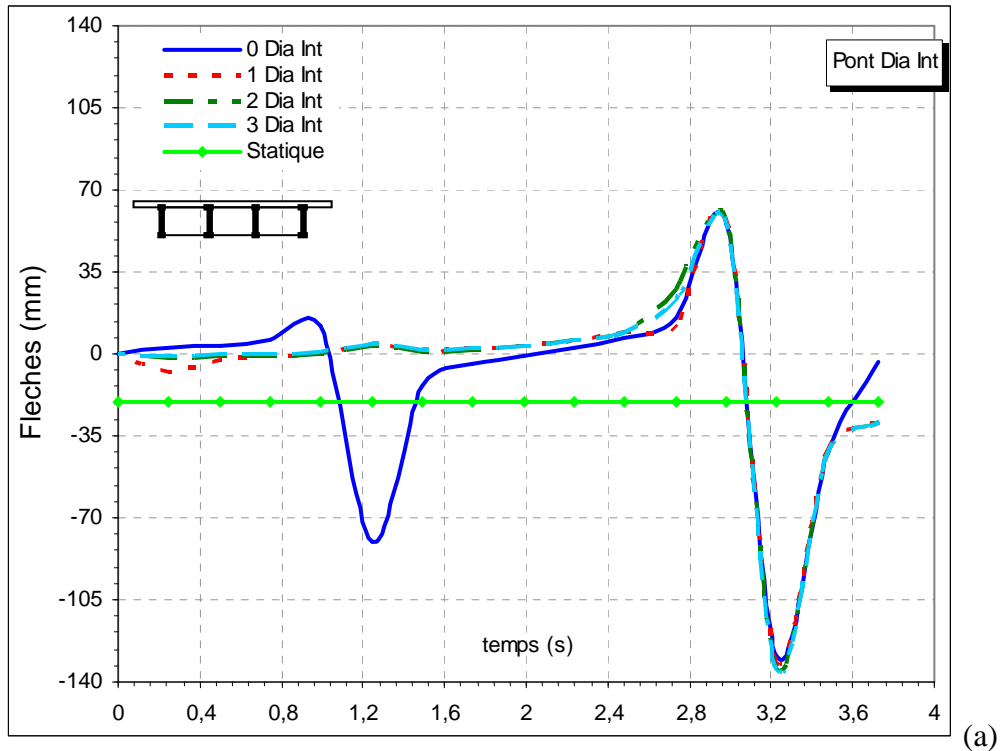
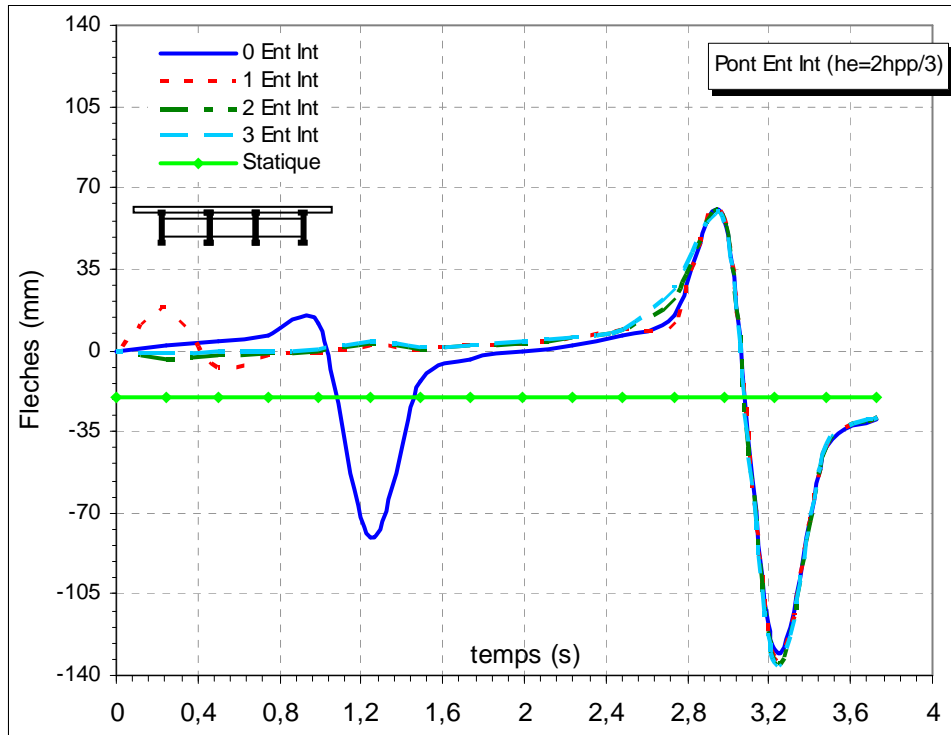
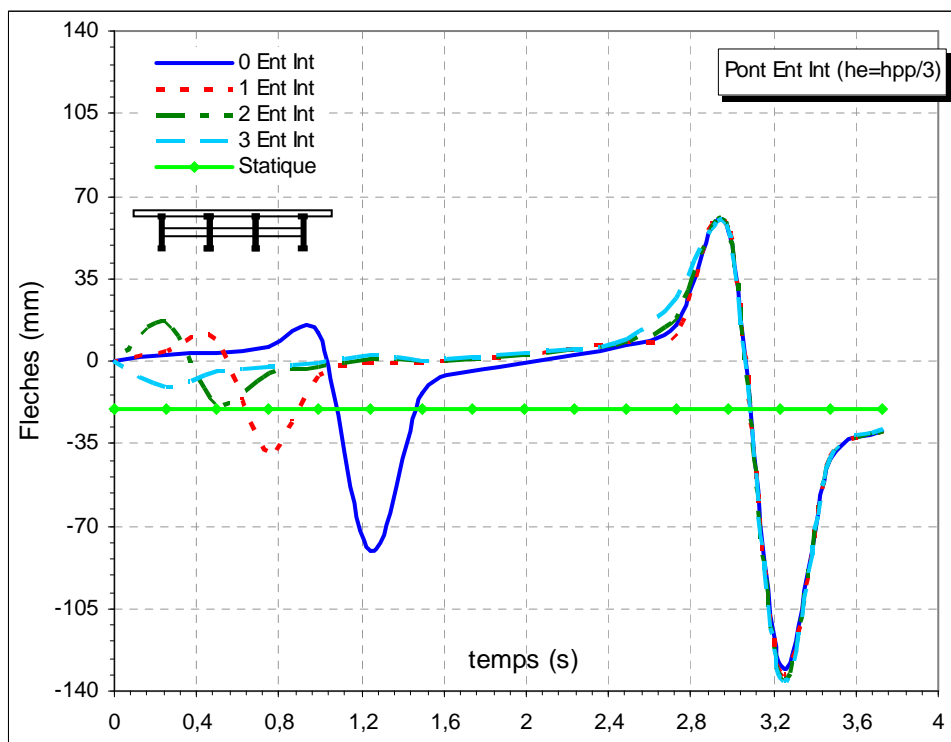


Fig. 5.17. Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode de résonance.

(a)



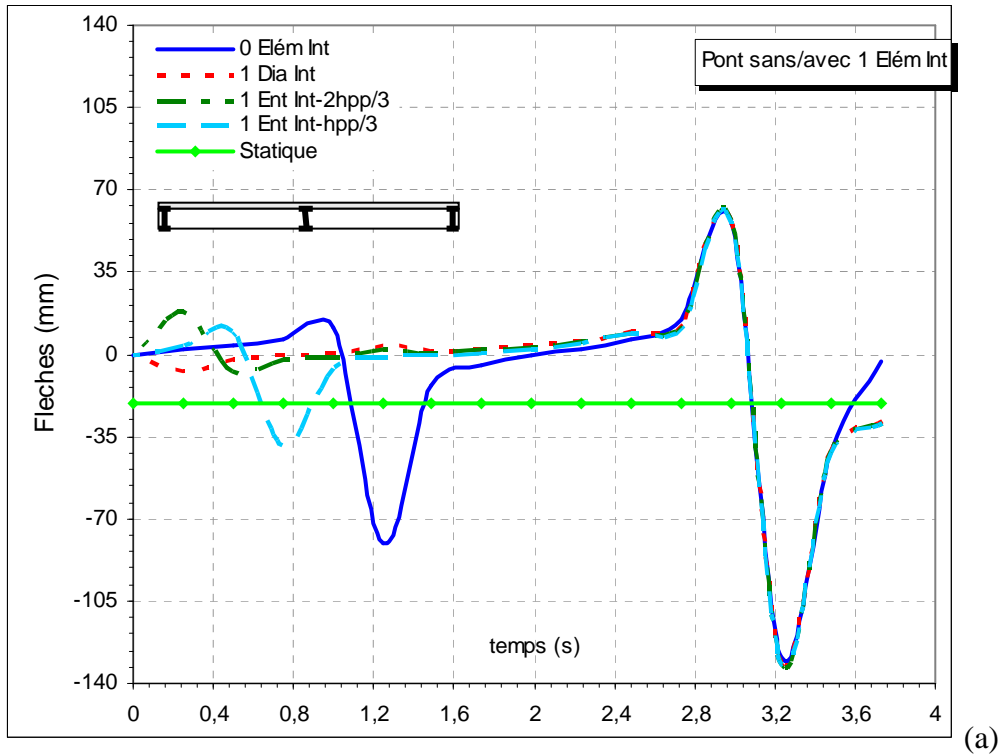
(b)



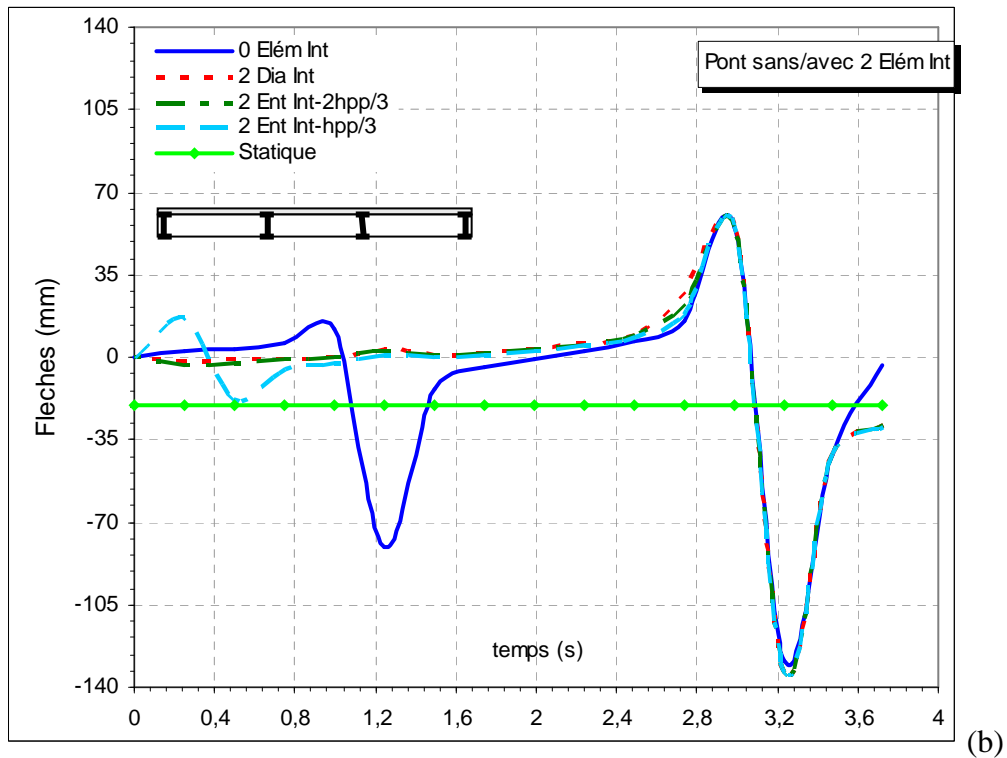
(c)

Fig. 5.17. Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode de résonance.

(b) et (c)



(a)



(b)

Fig. 5.18. Influence du type d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode de résonance.

(a) et (b)

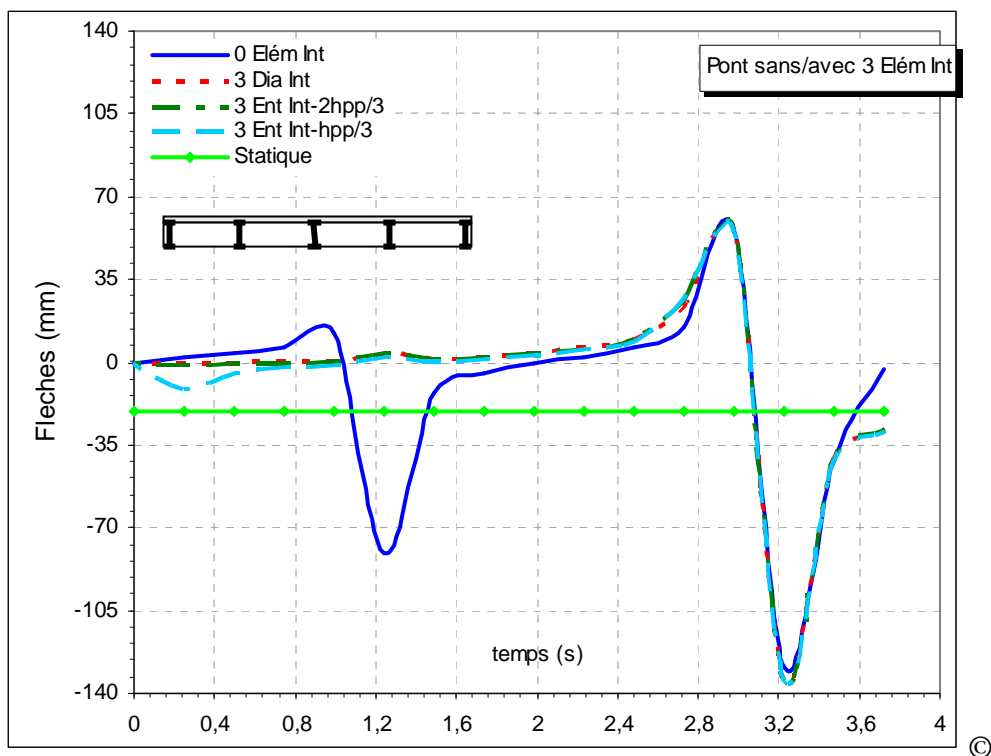
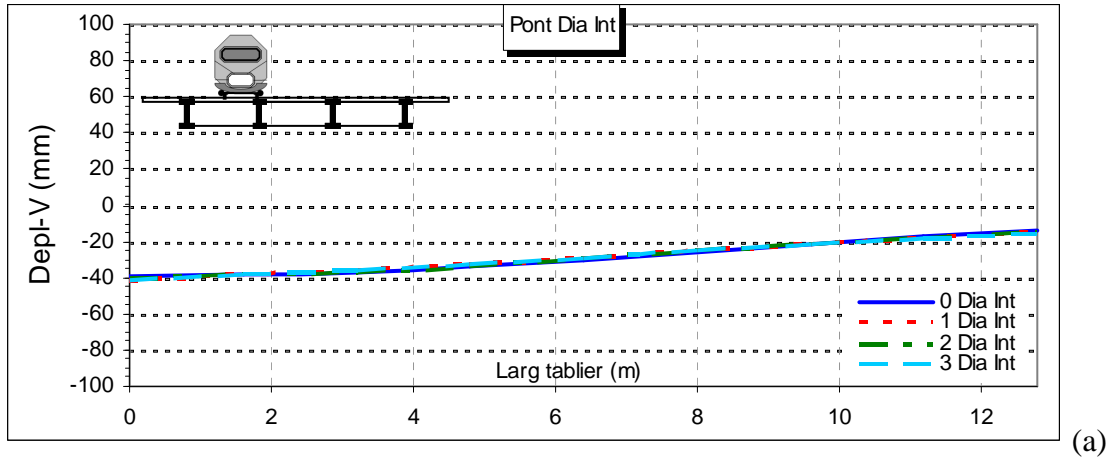


Fig. 5.18. Influence du type d'entretoises intermédiaires sur la flèche de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode de résonance.

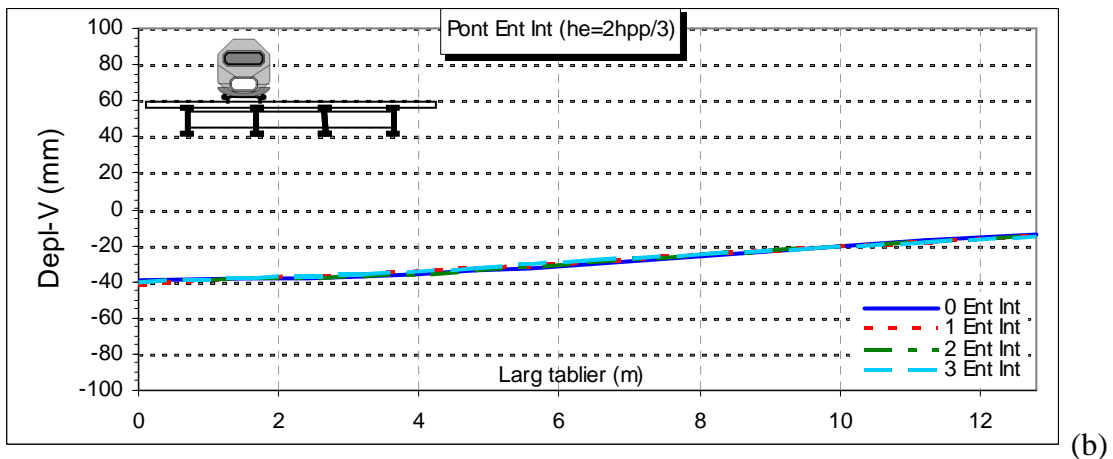
(c)

**4-1-2-3- Flèche transversale de la dalle sous le dernier bogie:**

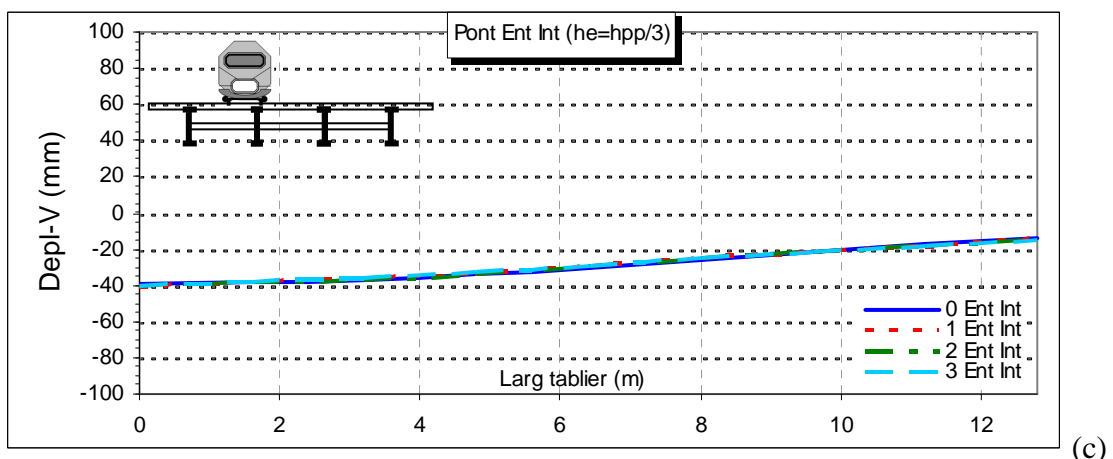
La dalle pivote transversalement et sa flèche est plus important du coté chargé (Fig. 5.19 et 5.20), et les déplacements de la dalle sont identiques dans tous les cas avec une légère courbure, quelque soit le nombre et la hauteur d'âme des entretoises intermédiaires.



(a)

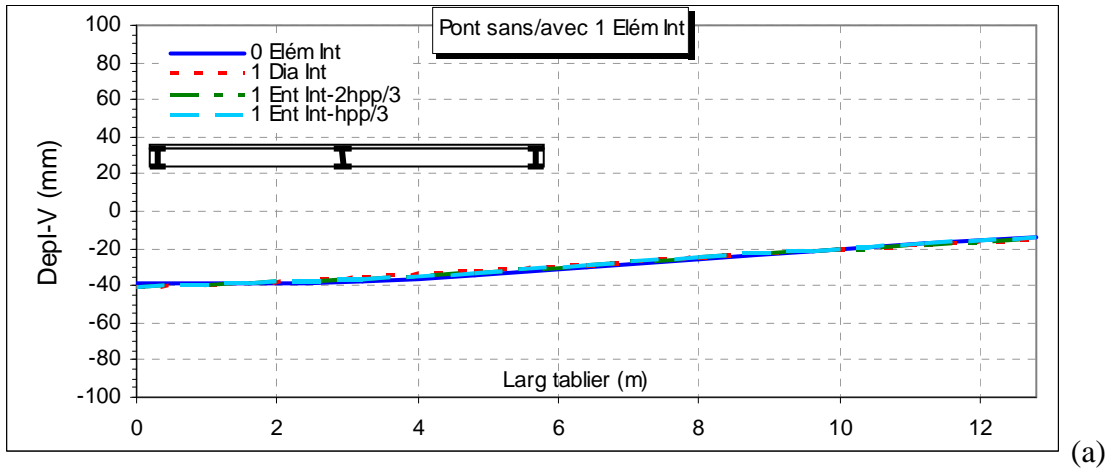


(b)

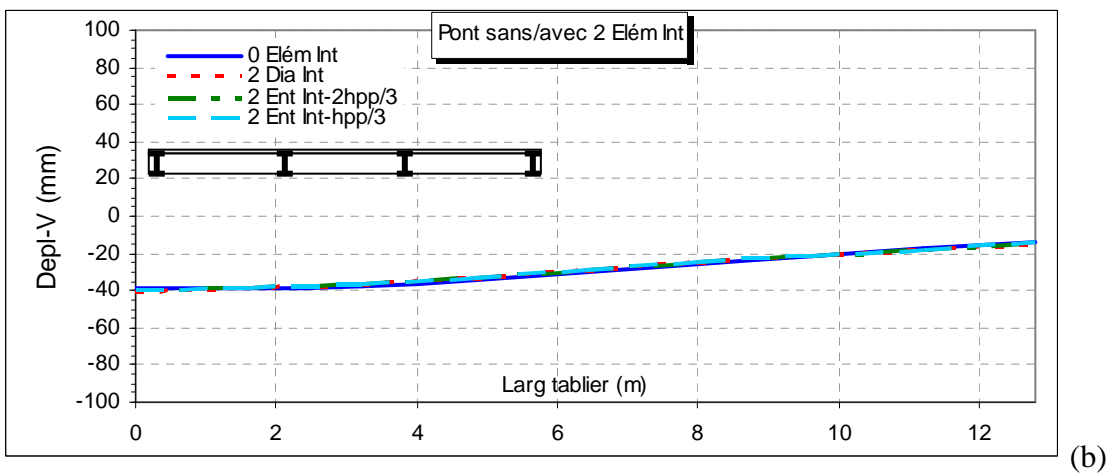


(c)

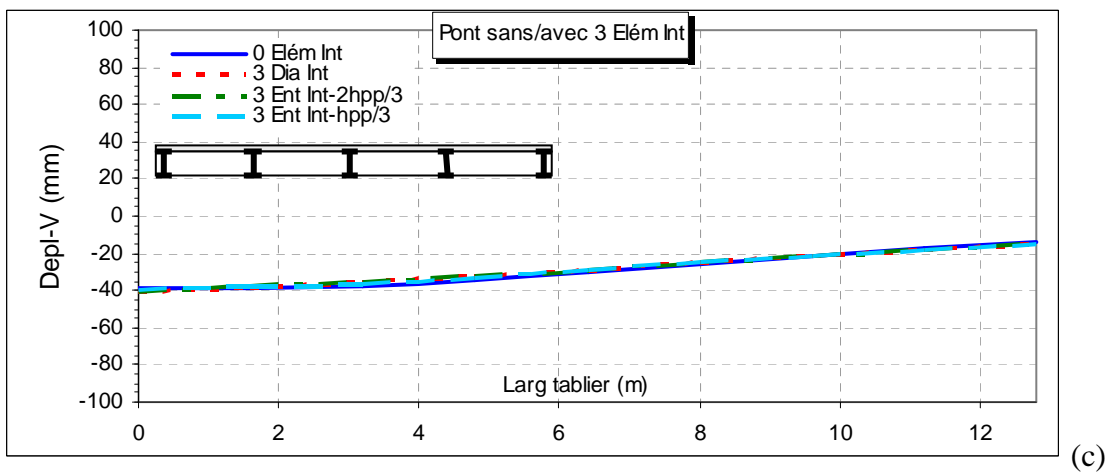
Fig. 5.19. Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur la flèche transversale de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.



(a)



(b)



(c)

Fig. 5.20. Influence du type d'entretoises intermédiaires sur la flèche transversale de la dalle sous la voie en fonction du temps au mode fondamental.

## 4-2-Réponse des poutres principales :

### 4-2-1- Déplacements au mode fondamental :

Comme montré dans l'analyse modale, c'est un mode de flexion globale dans le cas des éléments d'entretoisement intermédiaires ou non. Les poutres vibrent dans la direction longitudinale. La flèche des poutres principales sous le dernier bogie, sont identiques et suivent la dalle, comme montré dans les déformés transversales aux figures 5.11 et 5.12.

### 4-2-2- Déplacements au mode de résonance :

Nous avons des réponses composées d'une torsion de la dalle et des respirations des poutres principales comme montrée dans l'analyse modale, parce que la détermination du déplacement des poutres principales est très compliquée (Fig. 5.21).

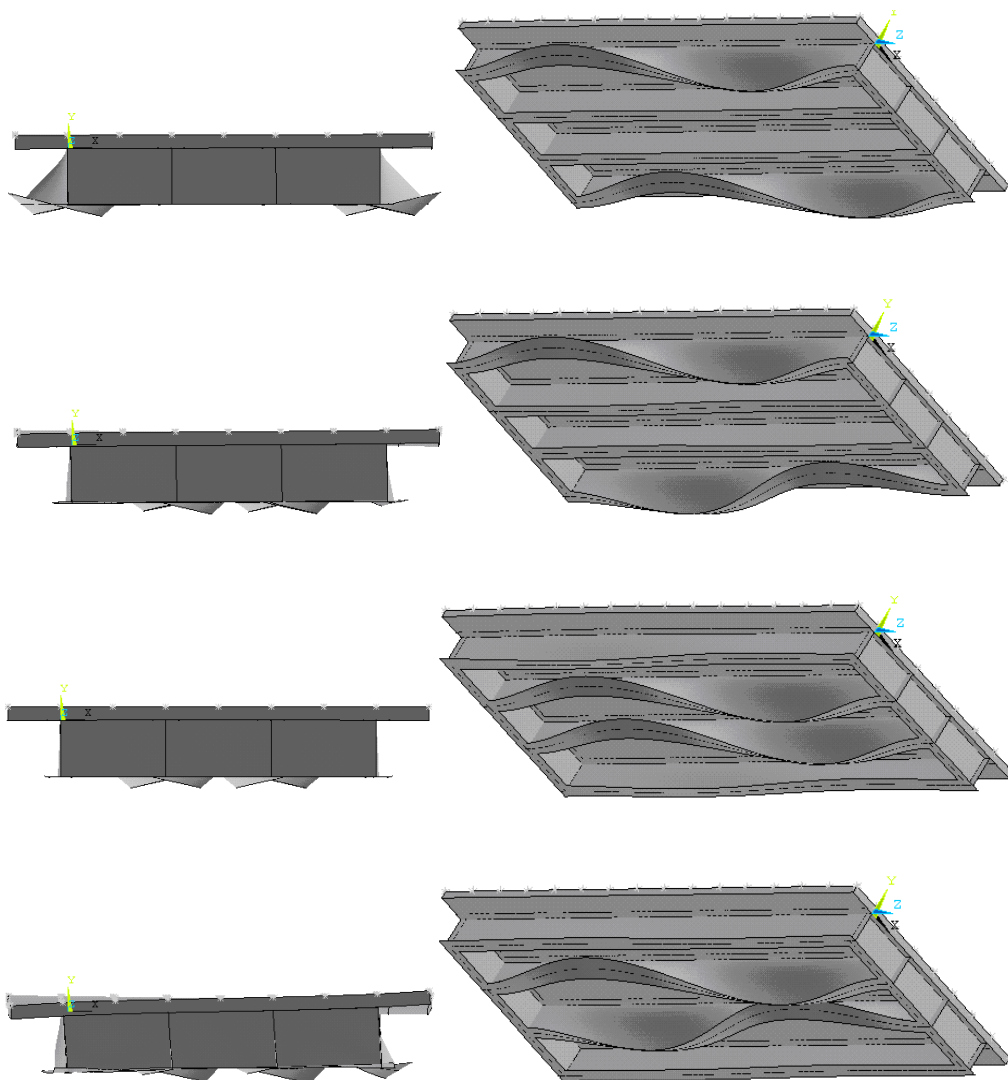


Fig. 5.21. Différentes respirations des poutres principales et torsion de la dalle, pour un pont :  
(a) sans diaphragmes intermédiaires- Mode de résonance.



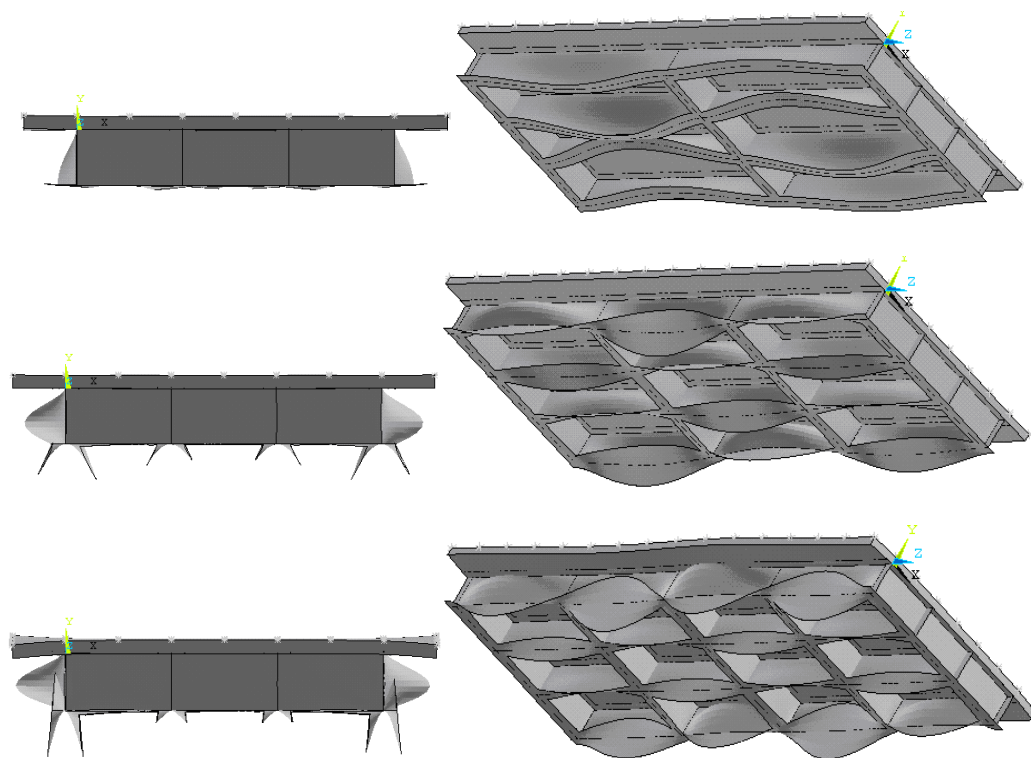


Fig. 5.21. Différentes respirations des poutres principales et torsion de la dalle, pour un pont :  
(b) avec un, deux et trois diaphragmes intermédiaires- Mode de résonance.

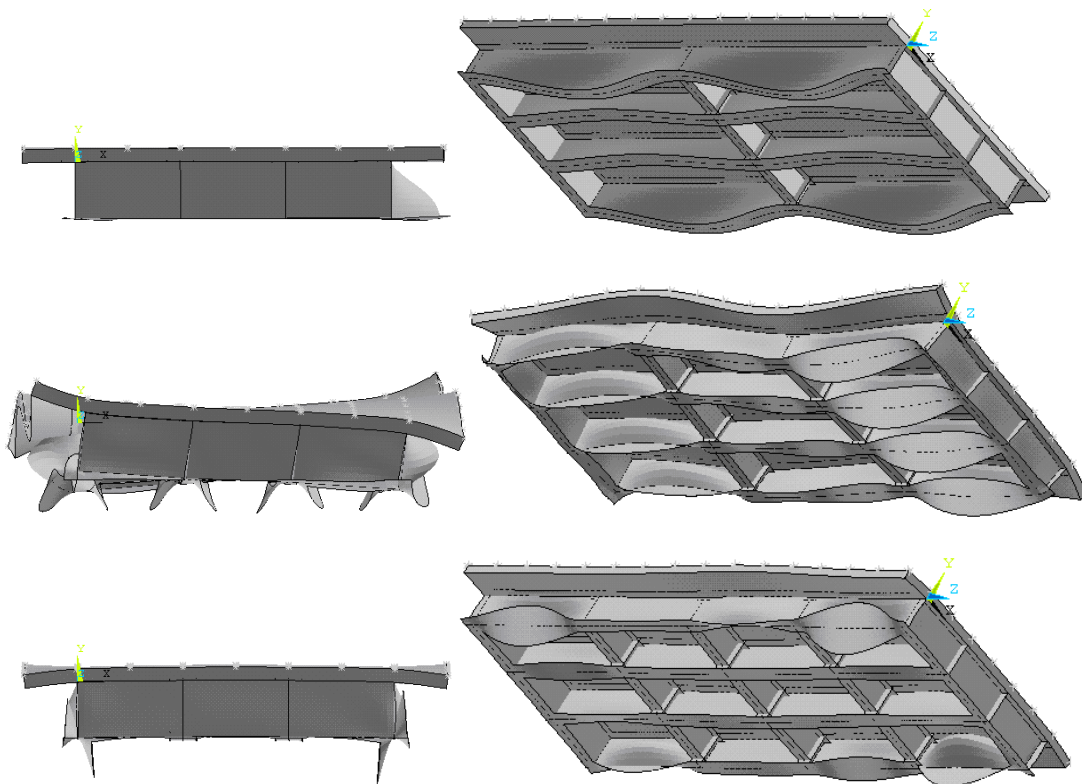


Fig. 5.21. Différentes respirations des poutres principales et torsion de la dalle, pour un pont :  
(c) avec un, deux et trois entretoises intermédiaires ( $h_e=2h_{pp}/3$ )- Mode de résonance.

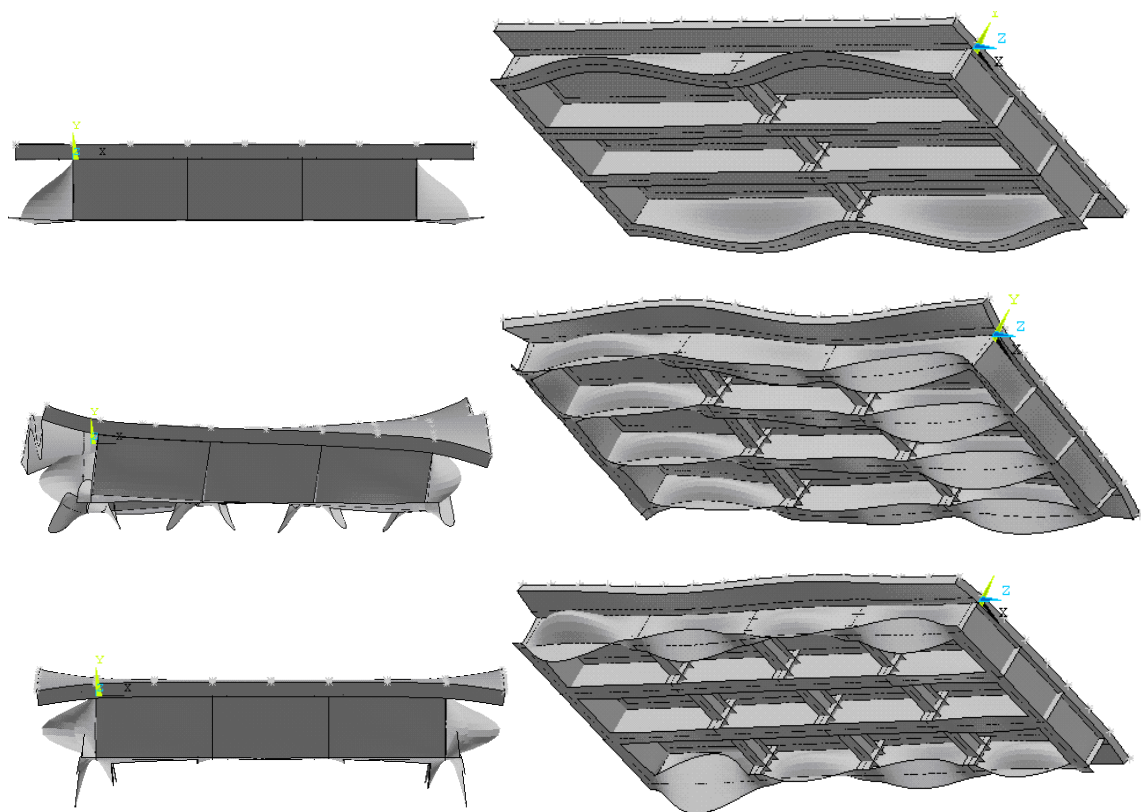


Fig. 5.21. Différentes respirations des poutres principales et torsion de la dalle, pour un pont : (d) avec un, deux et trois entretoises intermédiaires ( $h_e = h_{pp}/3$ ) - Mode de résonance.

**4-3- Facteur d'Amplification Dynamique** basé sur les flèches :**4-3-1-  $FAD_f$  au mode fondamental :**

(Fig. 5.22 et 5.23)

Pour cette vitesse, le facteur  $FAD_f$  est élevé presque 200% à la fin du chargement dans le cas du pont sans éléments d'entretoisements intermédiaires, environ 150% dans le cas du pont avec un entretoise intermédiaire ou trois entretoises de types  $h_e=2h_{pp}/3$  et  $h_e=h_{pp}/3$ , et environ 50% dans le cas du pont avec diaphragme. Donc le pont avec un seul diaphragme intermédiaire support mieux que deux diaphragmes intermédiaires.

**4-3-2-  $FAD_f$  au mode de résonance :**

(Fig. 5.24 et 5.25)

Pour cette vitesse, le facteur  $FAD_f$  est très important presque 300% au temps  $\approx 2,7s$  dans le cas du pont avec deux diaphragmes intermédiaires, presque 200% dans le cas du pont mené d'une entretoise intermédiaire de type  $h_e=2h_{pp}/3$  et presque 100% dans le cas du pont mené de trois diaphragmes intermédiaires.

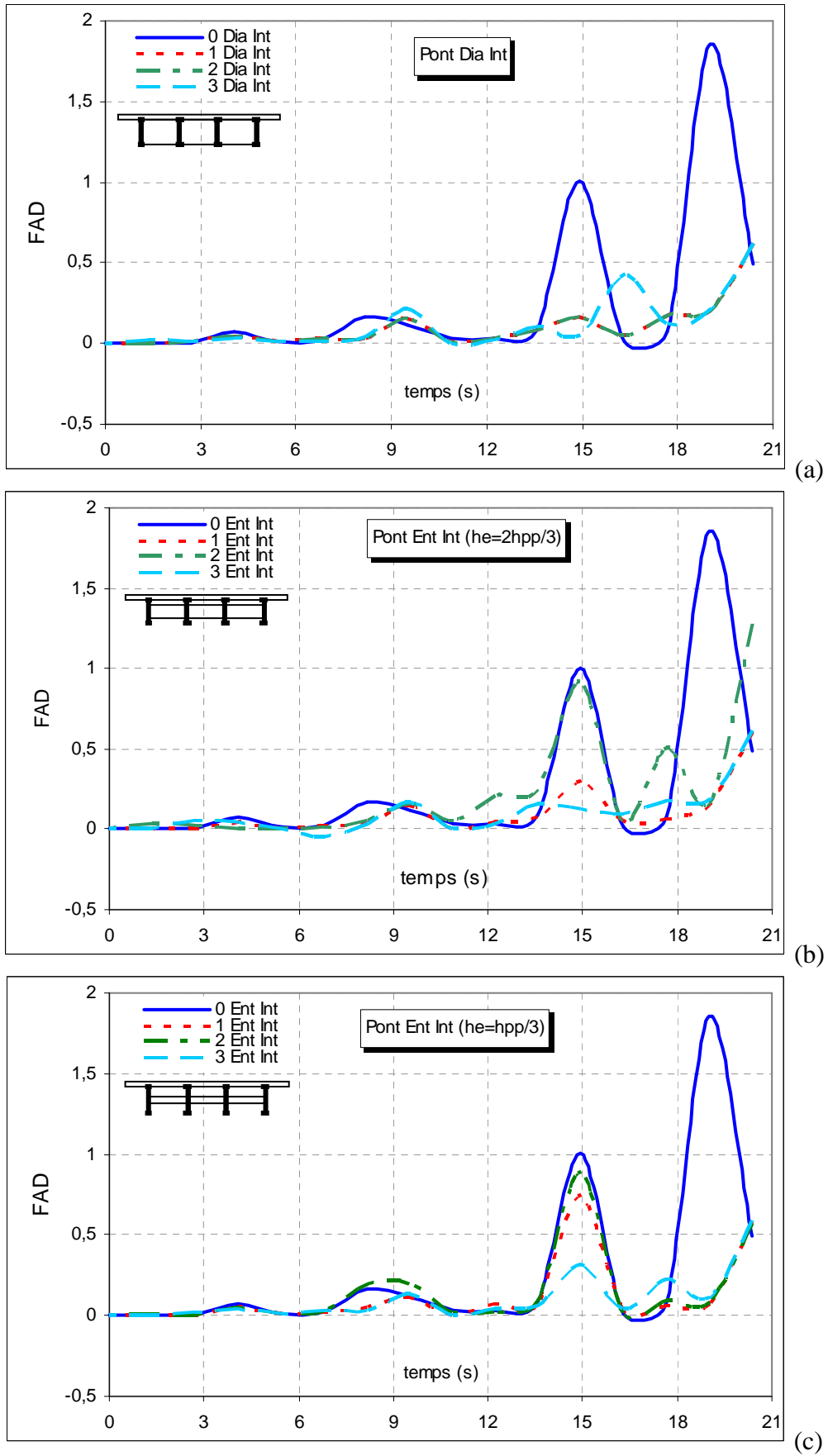


Fig. 5.22. Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche de la dalle, en fonction de (t) – Mode fondamental.

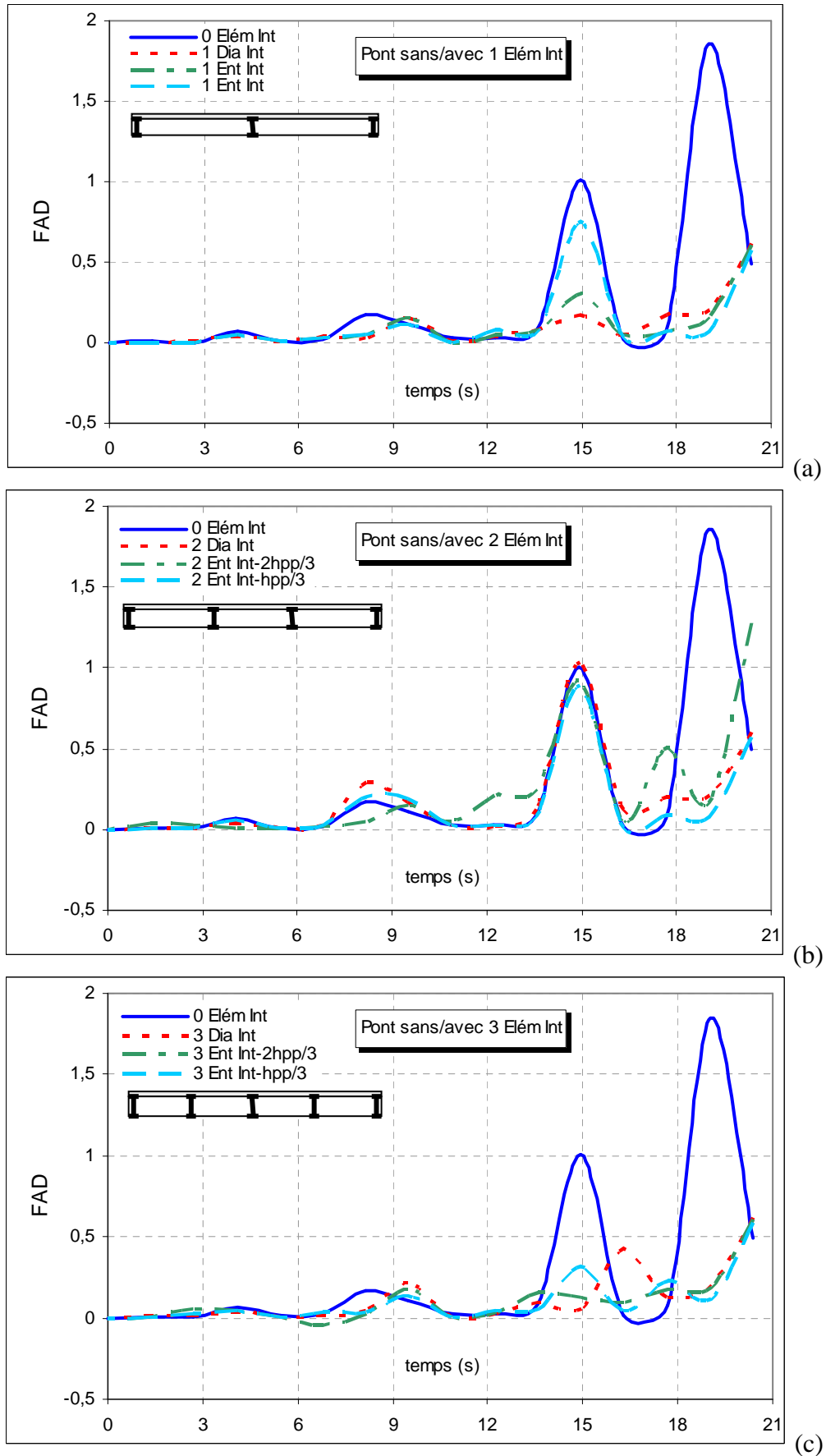


Fig. 5.23. Influence du type d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche de la dalle, en fonction de (t) – Mode fondamental.

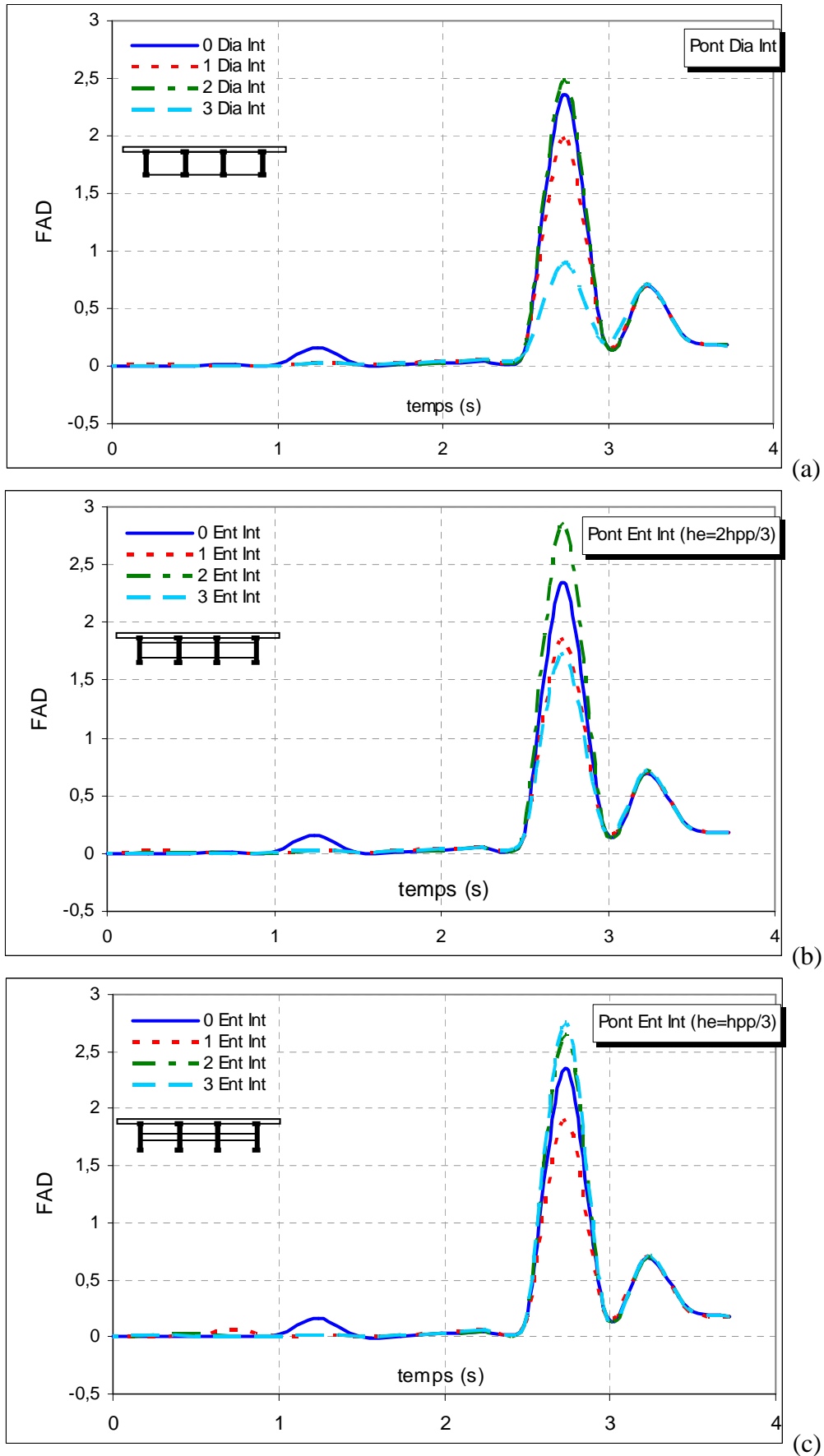


Fig. 5.24. Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche de la dalle, en fonction de (t) – Mode de résonance.

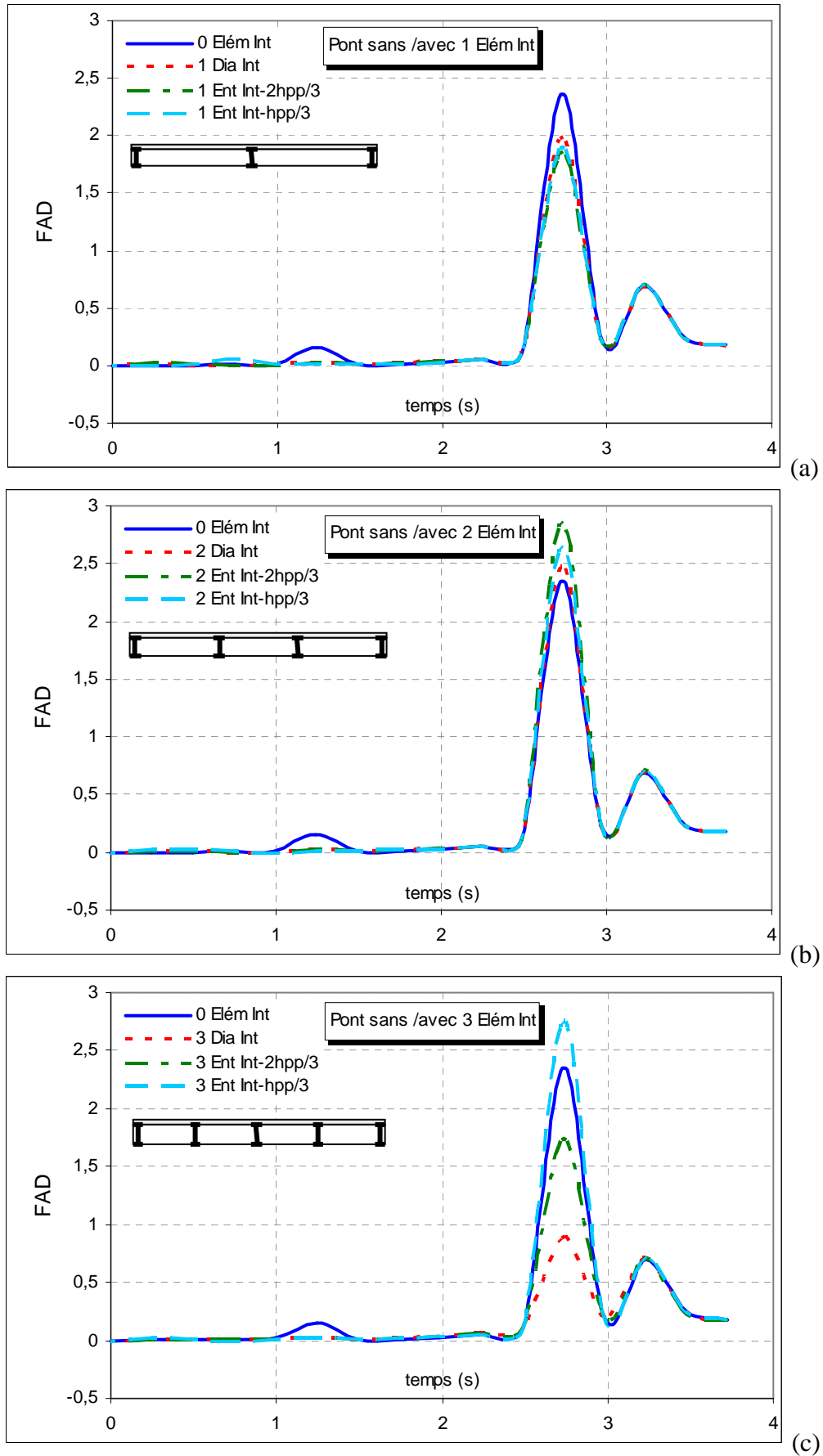


Fig. 5.25. Influence du type d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche de la dalle, en fonction de (t) – Mode de résonance.

**4-4- Comparaison entre les deux modes :**

On constate de façon générale, sur les courbes montrées aux figures (5.26) et (5.27) que :

- plus le pont est chargé, plus le  $FAD_f$  est grand (temps de passage);
- plus le nombre d'éléments d'entretoisements intermédiaires est minimal, plus le  $FAD_f$  est petit et par conséquent la structure est très résistante à l'oscillation, à la respiration des poutres principales et à la fatigue ;
- plus la vitesse du passage est grande, plus le  $FAD_f$  augmente considérablement.

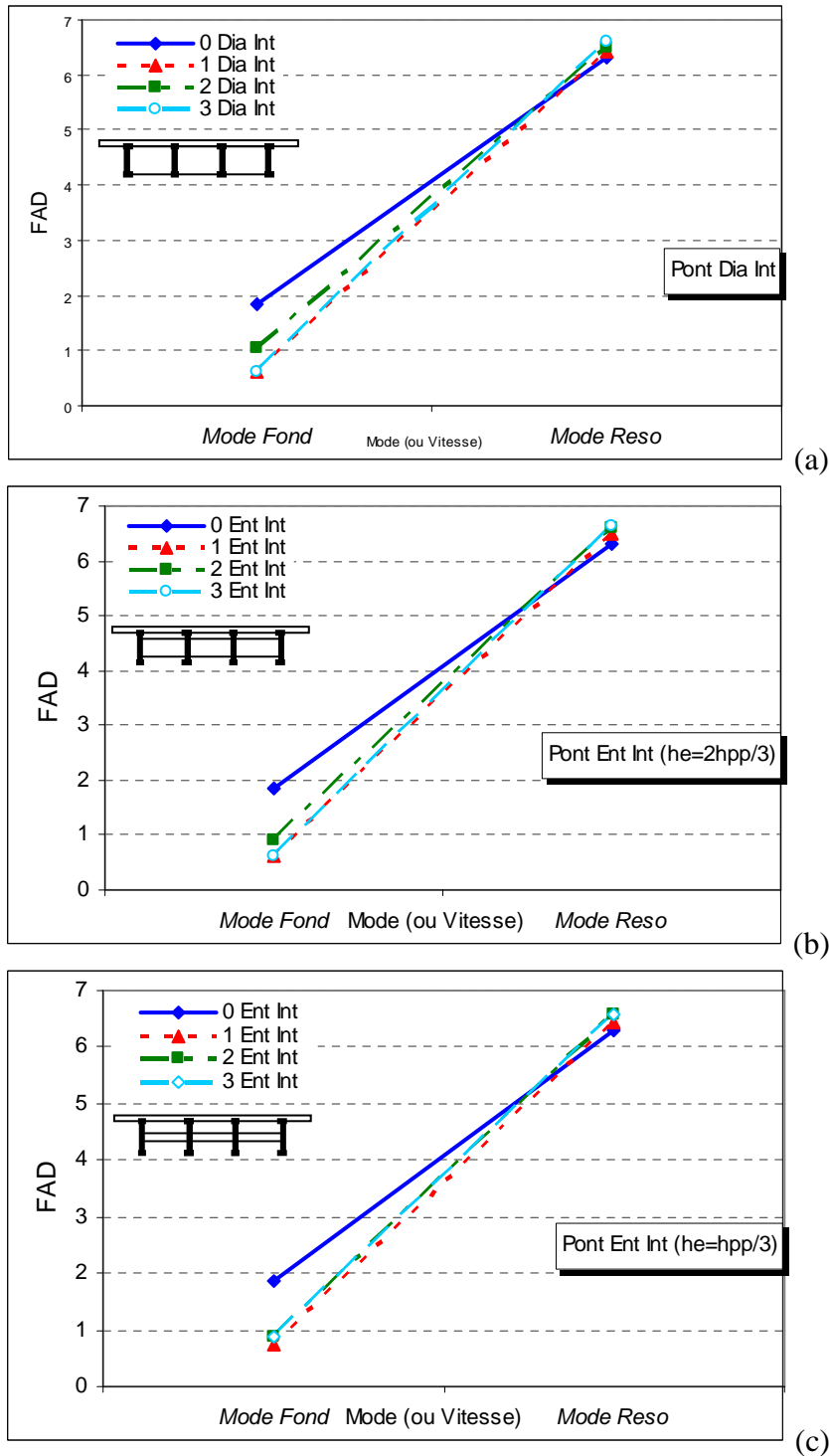


Fig. 5.26. Influence du nombre d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche du tablier, en fonction de la vitesse.



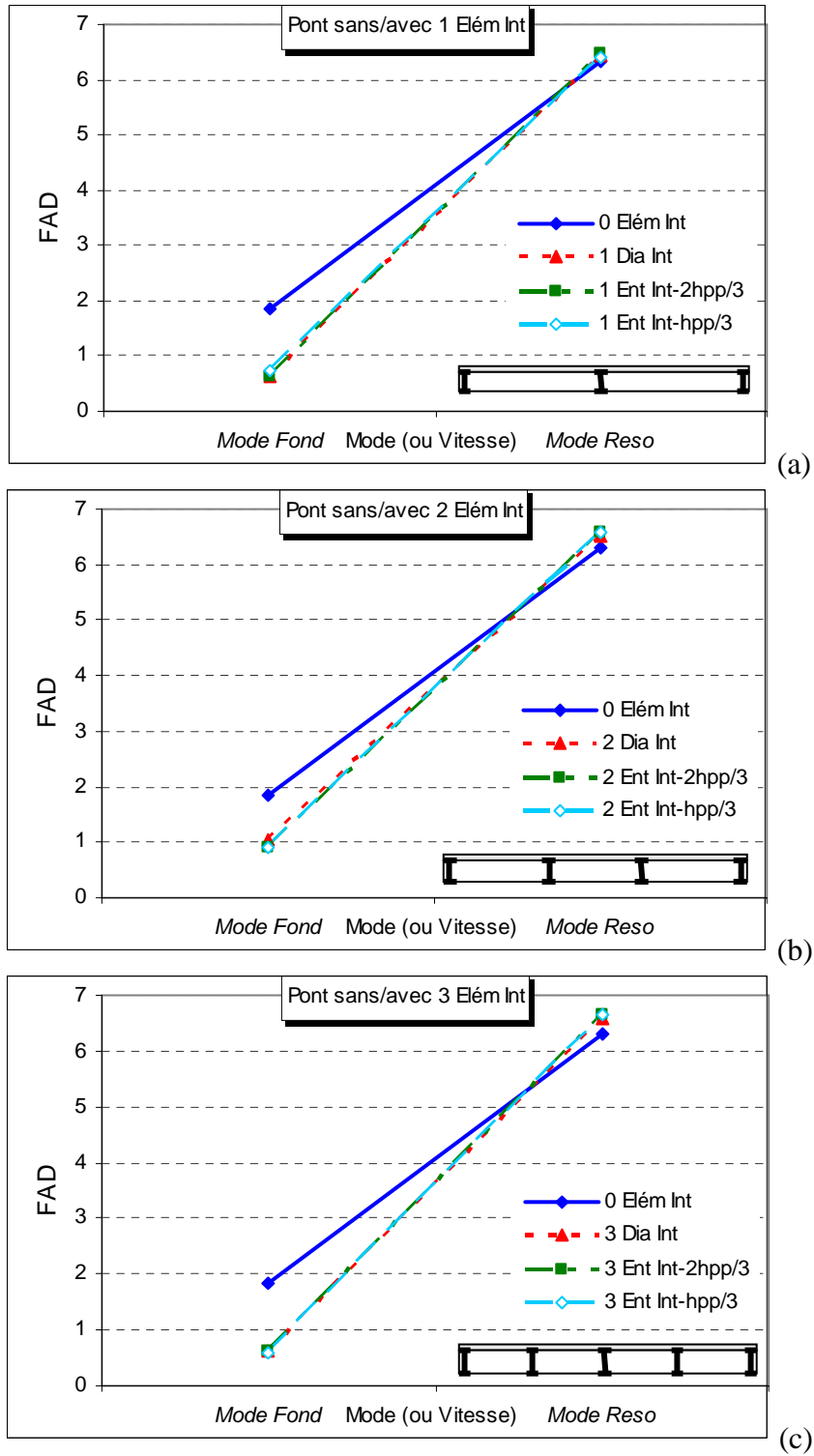


Fig. 5.27. Influence du type d'entretoises intermédiaires sur le facteur d'amplification dynamique basé sur la flèche du tablier, en fonction de la vitesse.

## 5- Conclusions :

L'analyse dynamique permet d'améliorer la connaissance du comportement du pont dans le temps. Le passage d'un train à grande vitesse conduit à une excitation importante du tablier, qui vibre globalement et localement.

Les déplacements verticaux sous la voie augmentent progressivement en fonction du temps.

Les valeurs de ces déplacements au début de la vibration sont faibles et proche de ceux de l'analyse statique.

La présence d'éléments d'entretoisements intermédiaires, permet de réduire la flexion transversale du tablier.

La résonance du tablier peut se produire :

- par l'action répétée des charges des boggies ;
- par l'augmentation de la vitesse du TGV ;
- lorsque le rapport : *fréquence d'excitation du TGV / fréquence naturelle* est proche de 1.

Pour une vitesse critique de résonance (300 Km/h) la réponse se manifeste par une torsion du tablier et une respiration des poutres principales.

Les résultats montrent que le  $FAD_f$  est variable en fonction du temps de passage du TGV.

L'analyse dynamique a également permis de constater qu'en mode de résonance, le  $FAD_f$  augmente d'une manière significative environ 2,7 s après le début du passage du chargement.

Par ailleurs en mode fondamental, le  $FAD_f$  augmente progressivement en fonction du temps de passage du chargement. L'entretoisement intermédiaire du type diaphragme permet de réduire considérablement cette augmentation.

L'augmentation du nombre d'entretoises intermédiaires du type diaphragme ( $he=hpp$ ) tend à ramener le  $FAD_f$  à la valeur de 1.



## ΧΟΝΧΛΥΣΙΟΝ ΓΕΝΕΡΑΛΕ

Ce travail de recherche présente une étude sur les effets statiques et dynamiques provoqués par le passage d'un train à grande vitesse (TGV) sur les ponts mixtes multipoutres ferroviaires droits.

L'objectif était d'étudier l'influence de l'entretoisement sur le comportement dynamique du tablier. Pour cela 10 configurations différentes ont été considérées.

L'étude de la littérature a défini l'ensemble des paramètres qui déterminent le comportement dynamique et l'influence d'entretoisement des ponts sollicités par le passage de train à grande vitesse. L'analyse des recherches effectuées dans le domaine théorique, numérique et expérimental a fixé les limites des trois approches, leurs avantages et leurs inconvénients respectifs. L'approche numérique a été préférée, car elle offre d'une part la possibilité d'effectuer de manière simple des études paramétriques et d'autre part, la liberté de définir les informations souhaitées.

Les simulations considèrent les charges dynamiques d'un TGV comme une charge sinusoïdale d'amplitude constante appliquée à mi-portée. Les simulations sont caractérisées par les éléments suivants :

- Modélisation en trois dimensions du tablier ;
- Comportement non linéaire amorti du tablier ;
- Modélisation du béton fissuré de la dalle.

L'analyse statique nous a permis de déterminer les paramètres qui utilisés pour les facteurs d'amplifications dynamiques.

La connaissance des fréquences propres, objet de l'analyse modale, et leurs modes propres, a permis de donner une image générale du comportement du tablier utile pour aborder l'analyse dynamique du tablier.

En conclusion, nous pouvons affirmer ce qui suit :

*Le passage d'un TGV sur un tablier mixte, nécessite une analyse dynamique de la structure.*

*L'exploitation des différents résultats de l'analyse statique obtenus, nous permet de conclure que la conception optimale du tablier serait de prévoir un nombre impair d'entretoises intermédiaires du type diaphragme ( $h_e = h_{pp}$ ).*

*L'analyse modale a permis de déterminer les fréquences naturelles et de résonances du tablier pour chaque type d'entretoisement ainsi que les modes critiques correspondants.*

*L'analyse dynamique a également permis de constater qu'en mode de résonance, le  $FAD_f$  augmente d'une manière significative environ 2.7 s après le début du passage du chargement.*

*Par ailleurs en mode fondamental, le  $FAD_f$  augmente progressivement en fonction du temps de passage du chargement. L'entretoisement intermédiaire du type diaphragme permet de réduire considérablement cette augmentation.*

*Ce travail de recherche a montré que l'étude du comportement dynamique d'un tablier de pont est réalisable par une approche numérique et que cette possibilité doit être à l'avenir utilisée pour évaluer et dimensionner ses éléments structuraux.*

***Suggestions pour des travaux futurs :***

Ce travail a montré que le domaine étudié est très vaste. Au cours des études menées, des problèmes non résolus ou partiellement résolus ont été rencontrés. Nous suggérons pour les travaux futurs la prise en compte d'un certain nombre de paramètres dont :

- *Modélisation du train avec l'interaction train / pont, en introduisant des masses, ressorts et des amortisseurs ;*
- *Modélisation des appuis (culées et piles éventuelles);*
- *Etude des facteurs  $FAD_\epsilon$ ,  $FAD_\sigma$  et  $FAD_R$  (Réactions) :*
  - *facteurs  $FAD_\epsilon$  et  $FAD_\sigma$ : pour définir les zones où se localisent les contraintes critiques (Plastification) afin d'estimer la durée de vie du pont ;*
  - *facteur  $FAD_R$ : pour aider à la conception des appuis de pont dans des conditions sismiques.*
- *Des essais expérimentaux permettant de juger de la pertinence, du modèle numérique.*

## Références Bibliographiques

- [1]  
Eurocode 1. Bases de calcul et actions sur les structures – partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments, AFNOR : ENV 2003-1-1, Mars 2003.
- [2]  
ANSYS. [Référence](#) de la théorie. Chapitre 22 : Référence et Index.
- [3]  
Bakht B. Pinjarkar S. G. Review of dynamic testing of highway bridges, Structural research Report. SRR-89-01, Ministry of transportation of Ontario, Downsview, Ontario, 1989.
- [4]  
Bathe, K. J., Finite Element Procedures, Prentice-Hall, Englewood Cliffs (1996).
- [5]  
Berbain A. Etude des montants des cadres d'entretoisements des bipoutres à entretoises, Bulletin : OTUA, 1996, Vol. 18, pp : 137-150.
- [6]  
Billing J. R. Dynamic test of bridges in Ontario, 1980. Data capture, test procedures and data processing, MTC Research and Développement Report SRR-82-02, Ontario Ministry of Transportation and Communications, Ontario, 1980.
- [7]  
Cantieni R. Dynamic load tests on highway bridges in Switzerland – 60 years Experience of EMPA, EMPA report n° 211, Duebendorf, 1983.
- [8]  
Chen A. T. C. Chen W. F. 1975: Constitutive relations of concrete. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 104(4), 1975. pp. 465-481.
- [9]  
Chen Y. Prediction of lateral distribution of vehicular live with unequally spaced girders, computers and structures, 1995, Vol. 54. N: 4, pp: 609-620.
- [10]  
Courbon J. 1940 : calcul des ponts à poutres multiples solidarisiées par des entretoises : Annales des ponts et chaussées, Mémoires et documents relatifs à l'art des constructions au service de l'ingénieur, Vol. 17, pp. 293-322,
- [11]  
Cousins T.E., Stallings J. M. Laboratory tests of bolted diaphragm-girder connections, Journal of bridge engineering, may 1998, vol. 19, n° 11, pp. 936-944.
- [12]  
Culham G.A. Distribution of wheel loads on bridge girders, Canadian journal of civil engineering, 1977, Vol. 4, N: 3, pp: 334-344.
- [13]  
Drucker D. C. and Preger W. 1952: Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quart. Appl. Math. 10 (2): 157-165).
- [14]  
Dubois R. Execution en atelier, Journées techniques sur les ouvrages d'art métalliques, OTUA-ENPC-CETE, nov. 1998, pp : 235-245.
- [15]  
Esmailzadeh E. Ghorashi M. Vibration analysis of beams traversed by uniform partially distributed moving masses, Journal of sound and vibration, 1995, vol. 184, n° 1, PP. 9-17.
- [16]  
Foucriat J.C. Conception et calcul des éléments transversaux dans les ponts-routes, Bulletin OTUA, 1986, Vol. 11, pp : 123-174.

- [17]  
Frybal L. Dynamics of railway bridges, London: Thomas Telford Edition, 1996, 330 p.
- [18]  
Geradin M. et Rixen D. 1996: Théorie des vibrations – Application à la dynamique des structures, Paris : Masson, 421p ;
- [19]  
Guyon Y. 1946 : calcul des ponts larges à poutres multiples par des entretoises – Annales des ponts et chaussées de France, pp. 553-612;
- [20]  
Han D. J. and Chen W. F. 1987: Constitutive modelling in analysis of concrete structures. Jr. Eng. Mech. Vol. 113, n° 4, P. 577-593.
- [22]  
Henchi K. Fafard M. Dynamic behaviour of multi-span beams under moving loads, Journal of sound and vibration, 1997, vol. 199, n° 1, PP. 33-50.
- [23]  
Hinton E. and Owen D.R.J. Finite elements in plasticity, theory and practice. Pineridge Press Limited, Swanssea, U. K. 1980.
- [24]  
Keating P.B. Evaluation of repair procedures for web gap damage, research report 1360-1-Texas: TDRTO 1996. Vol. 22. 147p.
- [25]  
Kostem C. 1977: effects of diaphragms on lateral load distribution in beam-slab bridges-journal of sound and vibration, vol. 645, pp. 6-9;
- [26]  
Lee H. P. Dynamic response of beam with a moving mass, Journal of sound and vibration, 1996, vol. 191, n° 2, PP. 289-294.
- [27]  
Lefichaux X E. 1998: présentation et utilisation de CASTEM 2000, (CEA), 16 Avril ;
- [28]  
Massonnet C. 1950 .: contribution au calcul des ponts à poutres multiples – Annales des travaux publics de Belgique, pp. 377-422 ;
- [29]  
Megnounif A., Djafour M. et Kerdal D.: 1998 Analyse en vibration libre des ponts à poutres caissons par la méthode des splines bandes finies composée – 1er colloque maghrébin en génie civil, les 16 et 17 novembre 1998 –pp. 65-74 ;
- [30]  
Michel P. Mestat PH. Ouvrages en interaction. Paris : Hermes science Publications. 1999. PP. 940.
- [31]  
Necib B. 1997 : analyse dynamique des structures discrètes par éléments fins - revue : sci.technol, université Constantine, No 8, pp.49-54,
- [32]  
Nowak A.S. Analysis and diagnostic testing of a bridge, computers and structures, 2000, Vol. 77, pp:91-100.
- [33]  
Penzien J. Clough R. W. 1980: Dynamique des structures, Tome 1, Edition Pluralis, Californie, PP. 380.
- [34]  
Perou M.F. Static behavior of non-composite concrete bridge decks under concentrated loads, Journal of bridge engineering, 1996, Vol. 1, N: 4, pp: 143-154.

- [35]  
Ramondec P. La conception des ponts rails métalliques et mixtes de la ligne TGV méditerranée, Bulletin des ponts métalliques OTUA, 1999, Vol. 19, pp :11-28.
- [36]  
Ramondec P. Plu B. Sauvage G. Les ponts rails-métalliques, Bulletin des ponts métalliques : OTUA, 2001, Vol. 20, pp :44-63.
- [37]  
Rapport ERRI EUROPEAN RAIL RESEARCH INSTITUT : 1999: ponts-rails pour vitesses > 200km/h, rapport final, ERRI D 214/RP9, 211p, déc. ;
- [38]  
Rapport CEA : NOTICE D'UTILISATION DU LOGICIEL CASTEM 2000 : 1996 Eléments de théorie et exemples, tome III : Analyse dynamique, calculs modaux dans le domaine réel, méthodes spectrales, schémas d'intégration : Rapport CEA. DMT/96-500, 231p,
- [39]  
Saenz L. P. Discussion of equation for stress- strain curve of concrete. J. of ACI. Proc. 1964. vol. 3. PP. 1229-1235. septembre 1964.
- [40]  
Sieffert Y. 2004: L'entretoisement des ponts mixtes multipoutres ferroviaires – Analyse numérique et expérimentale – thèse de doctorat de structures : INSA de Lyon, 185p ;
- [41]  
Stallings J.M. Removal of diaphragms from three-span steel girder, Journal of bridge engineering 1999, Vol. 4, pp:63-70.
- [42]  
Stevens L.K. Models analysis of composite beam and slab bridge, proceedings: RRB, 1964, Vol. 2, N: 2, pp: 1326-1343.
- [43]  
Tedzsko J.W., Stallings J.M. and Tow D.R. 1995: finite element method analysis of bridge girder diaphragm interaction – computer and structures- vol. 56, No 2/3, pp. 461-473;
- [44]  
William K. Pramono E. Sture S. Fundamental issues of smeared crack models. Proc. Int. Conf. on fracture of Concrete and rock, S.P. Shad and S. E. Swartz (EDS), SEM, Bethel, 192-207.
- [45]  
Yang Y. B. Jong-Dar Y. Lin-Ching H. vibration of simple beams due to trains moving at high speeds, Engineering structures, 1997, vol. 19, n° 11, PP. 936-944.
- [46]  
Zhang X., Sennah K. and Kennedy J.B. 2003: evaluation of impact factors for composite concrete-steel cellular straight bridges, Engineering structures, Vol. 25, pp. 313-321.
- [47]  
Zhou S. Effects of superstructure flexibility on strength of reinforced concrete bridge decks computers and structures, 2004, Vol. 82, N: 1,pp:13-23.
- [48]  
Zienkiewicz, O. C. Valliappan S. and King I. P. 1969: Elasto-Plastic solutions of engineering problems; initial stress finite element approach, Int. Jr. Num. Methods Eng. Vol. 1. PP. 75-100.