

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



Université Batna 2
Institut de Génie Civil, Hydraulique et Architecture
Département de Génie Civil

*Mémoire pour l'obtention du
Magistère en Génie Civil*

Option : Ouvrages D'art En Zones Sismiques

Thème:

Simulation et Prédiction du Comportement
Sismique d'un Pont en Treillis

Présenté par :
BENMAHDI KHALED


Directeur de mémoire : Dr. LAHBARI Noureddine
Soutenu le : 15 / 05 / 2016


Devant le jury composé de :


Président de jury :	Mr. ABACHE Khalifa	Professeur	Univ de Batna 2
Examineur :	Mr. GUETTECHE M ^{ed} Naceur	Professeur	Univ de Constantine
Examineur :	Mr. KARECH Toufik	Professeur	Univ de Batna 2
Rapporteur :	Mr. LAHBARI Noureddine	MC(A)	Univ de Batna 2

Dédicaces

Je tiens à dédier ce travail à :

 *Mes très chers parents à qui je dois tout et à qui je ne rendrais jamais assez.*

 *Mes chers frères et mes chères sœurs.*

 *Tous mes amis et toute la famille.*

Remerciements

Je remercie en premier lieu Mon Dieu.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon Directeur de mémoire Dr. Lahbari Nouredine. Je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier ».

Je remercie mes frères, et mes sœurs pour leur encouragement.

Enfin, Je remercie mes collègues, mes amis et l'ensemble des travailleurs de département de génie civil.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Résumé

Le présent mémoire a pour but d'étudier et d'analyser le comportement dynamique des trois types de ponts en treillis métalliques à travers les déplacements des nœuds et sous différents excitations sismiques.

Le modèle 01 est un pont cantilever en treillis à plusieurs travées où la partie considérée est composée d'une travée centrale et deux travées secondaires. Chaque travée secondaire connectée à une porte à faux vers l'autre travée suspendue adjacente.

Le modèle 02 est un pont à treillis métallique avec tablier supérieur composé d'une travée centrale et deux autres travées adjacentes.

Le modèle 03 est un pont à poutres en treillis en acier simplement appuyé.

Ces ponts sont soumis à des différents séismes modéré à sévère de: 0.14g, 0.28g, 0.44g, 0.58g, et 0.84g comme pic d'accélération du sol.

L'étude porte sur la considération d'une seule composante, d'une part, et des trois composantes prises simultanément, d'autre part.

Il s'avère que les valeurs des déplacements des nœuds des fermes, pour les différentes situations, différent pour un même nœud selon les trois directions. Les valeurs maximales sont enregistrées dans différents points des fermes pour chaque situation et il se trouve que chaque nœud se comporte différemment vis-à-vis des sollicitations sismiques appliquées.

Mots clefs: pont à treillis métallique, nœuds, excitation sismique, accélération, déplacements.

Abstract

The aim of the present thesis is to study and analyze the dynamic behavior of three types of truss bridge through the displacements of nodes under different ground motions.

The model 01 is a cantilever truss bridge where the part in question is composed of a central suspended span and two adjacent spans. Each secondary span is connected to a cantilever toward the other adjacent suspended span.

The model 02 is an upper-deck truss bridge which consists of a central section and two adjacent spans.

The model 03 is a steel truss bridge simply supported.

These bridges are subjected to moderate and severe earthquakes with PGA values of 0.14g, 0.28g, 0.44g, 0.58g, and 0.84g.

The study considers only one component, on one hand, and three components taken simultaneously, on the other hand.

It is observed that the nodes displacements, considering different cases are quite different for the same node in the three directions.

The maximal values are obtained in different points of the truss for every case. Hence every node does not behave in the same way under the earthquake applied.

Key words: steel truss bridge, nodes, seismic excitation, acceleration, displacements.

Sommaire

Résumé.....	iii
Abstract.....	iv
Sommaire.....	v
Liste des figures.....	ix

Introduction générale

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 1 Synthèse bibliographique

Synthèse bibliographique.....	3
-------------------------------	---

Chapitre 2 Formalisme conceptuel

2.1 Pont.....	8
2.1.1. Evolution historique des ponts	8
2.1.1.1. Fonctions des ponts	8
2.1.1.2. Histoire de la construction des ponts	8
2.1.2. Histoire du développement du fer et de l'acier dans les ponts.....	11
2.1.2.1 Les ponts en arc	12
2.1.2.2 Les ponts composées de structures de type poutres, incluant des treillis et des poutres composées/a caissons.....	14
2.1.2.2.1 Structures de ponts en bois	15
2.1.2.2.2 Développement des poutres à âme pleine - Robert Stephenson.....	16
2.1.2.2.3 Ponts à treillis (poutres parallèles).....	17
2.1.2.2.4. Poutre de Pauli, pont Saltash, poutre de Lohse (poutres en ventre de poisson ou parabolique).....	18
2.1.2.2.5 Ponts cantilevers, poutres de Gerber	20
2.1.2.2.6 Ponts à treillis aux États-Unis.....	22
2.1.2.2.7 Ponts à poutres composées/caissons.....	22
2.1.2.2.8 Ponts en arc à tirant	22
2.1.2.2.9 Les ponts haubanés.....	23
2.1.2.3 Les ponts suspendus	23

2.1.2.3.1 Ponts suspendus à chaînes	24
2.1.2.3.2 Ponts suspendus à câbles métalliques.....	25
2.1.2.3.3 Ponts suspendus ferroviaires	27
2.1.2.3.4 Les Roebling.....	28
2.1.2.3.5 Augmentation des portées	30
2.1.3 Types de ponts dans le monde.....	32
2.1.3.1. Pont à haubans	32
2.1.3.4. Pont-canal	33
2.1.3.6. Pont couvert	34
2.1.3.7. Pont levant	34
2.1.3.8. Pont-levis	34
2.1.3.9. Pont oscillant	35
2.1.3.10. Pont-rivière	35
2.1.3.11. Pont suspendu	35
2.1.3.14. Les viaducs	37
2.1.4. Treillis et poutres treillis.....	38
2.1.4. 1. Introduction aux types de treillis et a leur utilisation	38
2.1.4. 2. Types de barres utilisées	41
2.1.4. 3 Charges sur les treillis et les poutres treillis	42
2.1.4.4 Caractéristiques d'un pont métallique en treillis	43
2.1.4.5 Types de ponts ferme en acier à portée simple.....	44
2.1.4.6 Types de poutre treillis continue et multiples.....	45
2.1.5. Analyse des treillis	46
2.1.5.1. Généralités	46
2.1.5.2 Efforts secondaires dans les treillis	47
2.1.5.2.1 Excentrement des assemblages.....	47
2.1.5.2.2 Charges appliquées entre les nœuds	48
2.1.5.2.3 Moments créés par les assemblages rigides et les déformations des treillis	49
2.1.5.3 Analyse élastique rigoureuse	49
2.1.6. Cas particuliers	50
2.1.6.1 Contreventements en treillis des bâtiments	50
2.1.6.2 Contreventement latéral des ponts.....	51
2.1.6.3. Flèches des treillis	52

2.1.7. Calcul des treillis	52
2.1.7.1. Barres comprimées dans les bâtiments	53
2.1.7.2. Barres comprimées dans les ponts	54
2.1.7.3. Barres tendues dans les bâtiments	55
2.1.7.4. Barres tendues dans les ponts	55
2.1.7.5. Barres soumises à des efforts alternés	55
2.1.8. Eléments pratiques de calcul	56
2.1.8.1. Bâtiments	56
2.1.8.2. Ponts	56
2.2 Séisme.....	58
2.2.1. Généralités	58
2.2.1.1 Définition d'un Séisme	58
2.2.1.2 Caractéristiques principales d'un séisme.....	59
2.2.1.3 Origines de tremblements de terre.....	61
2.2.1.4 Magnitude d'un séisme	63
2.2.1.5 Intensités d'un séisme	64
2.2.1.6 Différents types d'ondes sismiques.....	66
2.2.2 Histoire de dispositions sismiques dans la pratique de la conception des ponts	69
2.2.3 Introduction au comportement sismique des ponts routiers à treillis en acier.....	71
2.2.4. Comportement sismique d'un pont.....	71
2.2.4.1. Principe des mouvements sismiques	71
2.2.4.2. Réponse dynamique de la structure du pont	72
2.2.4.3. Principales composantes structurales d'un pont.....	74

Chapitre 3

Analyse De Cas Expérimentation Numérique

3.1 Modèles des ponts	77
3.1.1 Modèle 1.....	77
3.1.2 Modèle 2.....	77
3.1.3 Modèle 3.....	78
3.2 Résultats et discussions.....	79
3.2.1 Cas 1 : Une seule composante.....	79
3.2.1.1 Modèle 1.....	79
3.2.1.2 Modèle 2.....	86

3.2.1.3 Modèle 3.....	92
3.2.2 Cas 2: trois composantes.....	98
3.2.2.1 Modèle 1.....	98
3.2.2.2 Modèle 2.....	105
3.2.2.3 Modèle 3.....	111
3.3 Tableaux récapitulatifs des résultats.....	117

Conclusion générale et recommandations

Conclusion générale et recommandations	119
Bibliographie.....	122
Annexe	125

Liste des figures

- 2.1** : pont du Gard.
- 2.2**: Le pont de la Chapelle.
- 2.3**: Paris, Pont Neuf achevé en 1606.
- 2.4**: Cahors, pont Valentré achevé en 1378.
- 2.5**: Pont du Firth of Forth (Écosse), réalisé en 1890, avec deux travées de 521m.
- 2.6**: Pont viaduc de Garabit (Cantal), achevé en 1884, avec une portée de 165m.
- 2.7**: assemblage par rivetage et plaques couvre-joint.
- 2.8** : assemblages par boulons (vis et écrou).
- 2.9**: Le Golden Gate Bridge à San Francisco (États-Unis).
- 2.10**: Le pont à haubans de Saint-Nazaire en Loire Atlantique.
- 2.11**: Le pont-barrage de Saint-Aignan.
- 2.12**: Pont basculant de Montceau-les-Mines.
- 2.13**: Le pont-canal de Digoïn.
- 2.14**: Le pont-canal de Neuzy,
- 2.15**: Le pont-canal tournant de Barton.
- 2.16**: Le pont des Marchands, à Narbonne (canal de la Robine).
- 2.17**: Le pont levant du Martrou, à Rochefort.
- 2.18**: Pont-levis de Pousseaux (canal du Nivernais).
- 2.19**: Pont oscillant des Dames (canal du Nivernais).
- 2.20**: Le pont-rivière d'Oudan (canal de Roanne à Digoïn).
- 2.21**: Le pont suspendu de Cuzy, sur l'Yonne.
- 2.22**: Le pont transbordeur du Martrou.
- 2.23**: Le pont tournant ferroviaire du linquet de Roanne.
- 2.24**: Le viaduc de Rochefort-sur-Mer, au-dessus de la Charente.
- 2.25**: Fermes et poutres en treillis dans les bâtiments.
- 2.26**: Ponts fermes.
- 2.27**: Le contreventement dans les bâtiments.
- 2.28**: Éléments utilisés dans les fermes et poutres.
- 2.29**: Charges sur les fermes et contreventement.
- 2.30**: Des exemples du pont routier en treillis métallique a portée simple.
- 2.31**: Exemples des fermes continues et a simple portée de ponts routiers.
- 2.32**: Analyse des fermes

- 2.33:** Charges appliquées entre nœuds de ferme.
- 2.34:** Fermes contreventées.
- 2.35:** Arrangement global de ferme continue de 90 m.
- 2.36:** Support latéral de ferme de toit.
- 2.37:** Épicentre, hypocentre (foyer) et faille.
- 2.38:** Les trois grands types de failles.
- 2.39:** Sismogramme d'un séisme.
- 2.40:** Ondes P.
- 2.41:** Ondes S.
- 2.42:** Ondes de Love.
- 2.43:** Ondes de Rayleigh.
- 2.44 :** Propagation des ondes sismiques.
- 2.45 :** Scénarios d'effondrement d'un pont autoroutier Kobé. Japon, 1995.
- 2.46 :** Composition structurale d'un pont.
- 3.1 :** Modèle du pont 1. (a) Vue en élévation ; (b) Numéros des nœuds.
- 3.2 :** Modèle du pont 2. (a) Vue en élévation ; (b) Numéros des nœuds.
- 3.3 :** Modèle du pont 3. (a) Vue en élévation ; (b) Numéros des nœuds.
- 3.4 :** Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération(PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.
- 3.5 :** Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération (PGA) pour la membrure inférieure.
- 3.6 :** Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération (PGA) pour la membrure supérieure.
- 3.7 :** Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération (PGA) pour la membrure inférieure.
- 3.8 :** Variation du déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour la membrure supérieure.
- 3.9 :** Variation du déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour la membrure inférieure.
- 3.10 :** Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.
- 3.11 :** Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.
- 3.12 :** Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.13 : Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.

3.14 : Variation du déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.15 : Variation du déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.

3.16 : Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération(PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.17 : Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.

3.18 : Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.19 : Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.

3.20 : la variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.21 : la variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.

3.22 : Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération(PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.23 : Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération (PGA) pour la membrure inférieure.

3.24 : Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération(PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.25 : Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération(PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.

3.26 : la variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.27 : la variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.

3.28 : Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération(PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.29 : Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération (PGA) pour la membrure inférieure.

3.30 : Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération(PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.31 : Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération (PGA) pour la membrure inférieure.

3.32 : la variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.33 : la variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.

3.34 : Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération(PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.35 : Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération (PGA) pour la membrure inférieure.

3.36 : Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération(PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.37 : Variation du déplacement transversal en fonction de l'accélération (PGA) pour la membrure inférieure.

3.38 : la variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

3.39 : la variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.

Introduction générale

Introduction générale

Depuis 1971, chaque séisme modéré ou majeur a été sujet de recherche intense ce qui a conduit à une meilleure compréhension de comportement sismique du pont. Les résultats de ces recherches sont des améliorations et des affinages aux standards de pratique et de développement des manuels utilisés par les ingénieurs de ponts. Ceci touche à tous les types de ponts, entre autres, les ponts fermes dont traite le présent mémoire.

Plusieurs efforts de recherche se concentrent sur l'amélioration de la méthodologie de l'étude sismique basée sur l'analyse dynamique et par conséquent certaines procédures ainsi que certains programmes d'analyse sont proposés ou améliorés pour les ponts métalliques. Ainsi aujourd'hui l'analyse dynamique est requise pour plusieurs cas pratiques.

Dans ce travail une analyse est élaborée pour trois types de ponts fermes en identifiant les caractéristiques vibratoires de la structure. A cet effet les trois ponts sont soumis à des séismes de différentes ampleurs. Il s'agit de séismes ayant enregistré des valeurs de PGA: 0.14g, 0.28g, 0.44g, 0.58g et 0.84g.

L'étude a porté principalement sur les déplacements longitudinaux, transversaux et verticaux pour les trois variantes tout en considérant respectivement une seule composante et trois composantes de séisme.

Les différentes études ont été conduites au moyen du programme SAP 2000, en utilisant l'analyse temporelle avec la méthode d'intégration directe.

Le mémoire est scindé en trois chapitres avec une introduction générale, une conclusion générale ainsi que la bibliographie.

Le premier chapitre traite de la synthèse bibliographique.

Le formalisme conceptuel est l'objet du deuxième chapitre.

Le troisième chapitre est consacré à l'analyse de cas au moyen de l'expérimentation numérique.

Chapitre 1

Synthèse bibliographique

Synthèse bibliographique

Ayman A. Shama et al [1] ont étudié l'évaluation de la performance sismique d'une partie existante d'un pont à poutre cantilever en treillis constitué d'une partie centrale suspendue et deux travées adjacentes ancrées (pont de Nord Grand Island NGI). Dans la poursuite de cet objectif, un modèle d'éléments finis à trois dimensions pour cette partie du pont est développé. Une série d'expériences de vibrations ambiantes a été effectuée sur cette partie du pont pour identifier ses caractéristiques dynamiques. Les résultats de ces expériences ont été utilisés pour valider le modèle d'éléments finis. En utilisant ce modèle, une analyse temporelle linéaire a été réalisée afin d'évaluer la performance sismique et en particulier le seuil de secousses nécessaire pour causer des dommages. Divers mouvements du sol qui varient en termes d'accélération de pointe (l'accélération maximale ag), les composantes fréquentielles et la durée ont été utilisés dans l'analyse temporelle. Une analyse non linéaire a été également menée pour évaluer les niveaux de tremblement de terre qui conduit à des états de dommage.

La longueur totale de la partie considérée est de 475,2 m avec une travée centrale de 152,4 m et des travées de rive de 121,92 m. Chaque travée de rive est d'un porte à faux de 33,77 m vers la travée centrale et de 30,48 m vers l'autre travée suspendue adjacente. Ainsi, la longueur de la travée centrale suspendue est égal à 84,4 m. les fermes verticales de chaque côté du pont sont espacées de 6,7 m.

Le modèle étudié a été validé par l'utilisation des résultats d'une expérience de vibration ambiante menée pour évaluer les fréquences naturelles de vibrations et les formes de mode correspondantes du pont. Une analyse temporelle a été utilisée pour évaluer le comportement sismique du pont. L'étude a montré que le pont se comporte bien lors d'une variété des effets sismiques graduée à 0,2 g PGA. L'analyse a montré que certains membres diagonaux des cadres de support et entretoise pourraient être vulnérables aux dommages sous les déviations cycliques violentes. Les résultats obtenus à partir de la méthode du spectre de réponse sont en accord avec les résultats obtenus à partir des différentes analyses temporelles et par conséquent, cette méthode peu être utilisée pour évaluer le comportement de structure globale soumise à différents niveaux de tremblement de terre.

Tetsuya NONAKA et al [2] ont conduit une analyse temporelle minutieusement pour un pont à poutres triangulées par l'identification des caractéristiques de vibrations structurelles réelles mesurées par des tests sur site et par l'utilisation des mouvements du sol dans les différents sites convertis à partir des mouvements enregistrés à un autre point d'observation. Cette procédure est

d'abord validée par la simulation de comportement sismique d'un pont-treillis soumis à un tremblement de terre modéré (M5.7) survenu près du pont en 2002. Ensuite, un tremblement de terre extrême (M7.5) est présumé sur la base des mouvements du sol enregistrés dans un tremblement de terre modéré, et les réponses sismiques correspondant du pont sont prédits. Le pont étudié est un pont à treillis métallique avec tablier supérieur de 166m de longueur et 9.75m de largeur composé par une travée centrale et deux autres travées adjacentes (37.5m + 90.0m + 37.5m), qui présentent un comportement sismique complexe.

Les observations suivantes été obtenues.

1. En identifiant les caractéristiques structurelles par les mesures in-situ et l'estimation des mouvements de la terre loin du point d'observation via la méthode du rapport spectrale H/V , une équation de mouvement plus précise peut être formulée de manière à prévoir les réponses sismiques.
2. Dans cette étude, les analyses sont effectuées par l'estimation systématique des mouvements du sol de l'hypocentre sur la base des failles présumées et par la formulation des mouvements du sol sur les sites structuraux loin de l'hypocentre.
3. Par rapport à la méthode de conception habituelle, où les caractéristiques structurelles basées sur des données de conception nominales et les mouvements d'accélération standard, la procédure d'analyse proposée dans cette étude, comme indiqué dans (1) et (2), permet de prédire avec plus de précision les réponses structurelles.
4. Les résultats des analyses sont considérablement différent lors de l'introduction simultanée de trois directions du mouvement du sol estimées dans cette étude ainsi que lors de l'application des accélérations dans la direction longitudinale ou transversale séparément.

A. Azizinamini [3], et pour comprendre le comportement des anciens ponts à treillis en acier, a conduit des tests sur un pont à treillis en acier (Rock Creek Bridge) qui a été transporté au laboratoire de structure. Le premier test de charge ultime a consisté à tester le pont dans sa configuration existante sans aucune rénovation. Le mode de rupture était une rupture brusque d'un élément diagonal sous tension. Le mode de rupture était «fragile» dans la nature et il n'y avait pas de signe précurseur. Le membre rompu, avec d'autres membres tendus a été rénové et un test de charge ultime supplémentaire a été mené. Le pont modernisé s'est rompu d'une manière plus ductile. La rupture s'est déroulée progressivement et il y avait un signe précurseur

suffisant. Le pont est composé de cinq panneaux, 27,43 m de long, de type Pratt-poney pont en treillis avec une largeur de chaussée d'environ 4,72 m.

Le document décrit les procédures de rénovation possibles pour les éléments de tension qui ont des sections forgés. En rénovant la ferme, la rupture a été forcée dans les membrures supérieures de la ferme, qui sont des éléments de compression. Le pont a été soumis à d'autres tests, notamment les tests cycliques. Une des conclusions tirées des essais de charge ultime menées est que lors de l'inspection des anciens ponts à treillis en acier, il faut prêter une grande attention aux éléments de tension qui ont des sections forgée. Une bonne stratégie de modernisation est d'éliminer toute possibilité de défaillance des éléments forgés tendus.

E. YAMAGUCHI, R. OKAMOTO, and K. YAMADA [4] ont effectué une analyse statique pour étudier la rupture partielle d'un pont à treillis en, qui peut ou pas conduire à des dommages supplémentaires ou même à l'effondrement de l'ensemble du pont. La différence provient de la redondance du pont, et cette question attire de nombreux chercheurs et ingénieurs au cours des dernières années. Pour étudier la redondance, une analyse simple est préférée car un certain nombre d'analyses sont nécessaires en général. Cependant, cette étude montre que l'analyse statique conduit à un résultat tout à fait différent de celle due à l'analyse dynamique. Il s'agit ici d'un pont à poutres à treillis en acier simplement appuyé avec une portée de 75,780 m. Il est constituée d'une dalle en béton armé, dans laquelle une partie de chaque diagonale est encastrée. L'épaisseur de la dalle est de 165 mm, et l'épaisseur de plaque de la partie de chaque élément diagonal encastrée dans la dalle est de moitié, seul le poids propre est considéré dans cette étude.

Le comportement post-rupture d'élément d'un pont à treillis a été étudiée par l'analyse statique et l'analyse dynamique. Une grande disparité entre les résultats en raison des deux analyses a été observée, ce qui est attribuable au fait que les deux analyses ont donné lieu à différentes configurations déformées.

L'efficacité de la méthode proposée a été vérifiée en comparant le résultat avec celui dû à l'analyse dynamique. Étant donné que le temps de calcul de la méthode proposée ne diffère pas beaucoup de celle de l'analyse statique et très inférieure à celle de l'analyse dynamique, il s'avère que la méthode proposée est prometteur pour l'analyse post-rupture d'élément.

L'étude de M. Sarraf and M. Bruneau [5] a porté sur les Évaluations sismiques de nombreux ponts en treillis existants ont montré la vulnérabilité de leur sous-structure et des éléments de leur superstructure. Une stratégie d'adaptation innovante développée par les auteurs comprend le remplacement de l'extrémité non-ductile existante et l'extrémité inférieure avec des panneaux de

contreventement ductile en intégrant des dispositifs dissipatifs d'énergie agissant comme des fusibles, qui peuvent produire et dissiper l'énergie tout en protégeant à la fois la superstructure et l'infrastructure. Les dispositifs introduits ont montré une ductilité cyclique considérable, dissipent l'énergie sismique induite et empêchent des dommages dans d'autres éléments structuraux du modèle de pont soumis à l'accélérogramme de *El Centro*. Un modèle de pont-treillis long de 27 pieds (8.22m) a été conçu et construit à l'Université d'Ottawa et testé pseudo dynamiquement dans des conditions rénovés.

Les résultats des tests pseudo-dynamiques et cycliques réalisés sur deux configurations différentes de dispositifs ductiles de dissipation d'énergie (contreventement excentrique, EBF et de liaison de cisaillement vertical, VSL) utilisés dans un long tablier du pont en treillis de 27 pieds (8.22m) rénové sismiquement pour 0,53 g, a indiqué que ces dispositifs peuvent être conçus et utilisés comme une alternative de sismique viable pour les ponts en treillis.

Pour Michel BRUNEAU 1 And Majid SARRAF 2 [6] la conception des anciens ponts avec tablier en treillis était menée sans tenir compte des charges sismiques. Ils ont effectuée une évaluation sismique pour un certain nombre de ponts existants et confirment leur vulnérabilité, indiquant que ces ponts peuvent avoir de graves dommages dans le cas d'un grand tremblement de terre. La solution de remplacement proposée consiste à introduire des dispositifs ductiles comme des «fusibles structuraux» pour protéger à la fois la superstructure et l'infrastructure de ces ponts. Les panneaux ductiles ayant ces fusibles sont conçus pour remplacer les panneaux d'extrémité et les panneaux inférieurs de pont à tablier en treillis.

La solution basée sur la capacité portante est proposée pour la réhabilitation sismique des ponts à tablier en treillis. Elle exige seulement l'introduction de dispositifs ductiles spéciaux de dissipation de l'énergie dans les panneaux d'extrémité et les panneaux d'extrémité inférieure de la superstructure du pont, et minimise ainsi les interventions structurales. Une méthodologie de conception a été développée pour déterminer la rigidité nécessaire et la résistance des panneaux ductiles rénovés. Elle a été utilisée dans un exemple analytique de rénovation pour une travée de 80 m, compte tenu de l'EBF, VSL et dispositifs TADAS dans le panneau ductile. L'analyse temporelle non linéaire effectuée pour les ponts rénovés pour six tremblements de terre a démontré la performance satisfaisante des systèmes sismiques ductiles de remplacement (renforcement).

Chapitre 2

Formalisme conceptuel

2.1. PONT

2.1.1. Evolution historique des ponts

2.1.1.1. Fonctions des ponts [7]

La fonction des ponts est avant tout de permettre le franchissement d'un obstacle naturel ou non, par une voie de transport (routière, ferroviaire ou fluviale).

Il peut avoir également la fonction de franchir un obstacle pour une conduite d'eau, de gaz ou autre. Dans ce cas, le pont est appelé aqueduc.

Le pont du Gard (fig.2.1), construit au I^{er} siècle après Jésus-Christ, est le plus connu de ces ponts aqueducs. Construit en pierres, sur trois étages, le pont de 49 m de haut, à une longueur de 275 m. C'est le plus haut pont aqueduc connu du monde romain.



Fig2.1: pont du Gard
(en.wikipedia.org)

Les obstacles peuvent être :

- Naturels comme les rivières, les vallées.
- Artificiels comme le franchissement de voies de circulation.

2.1.1.2. Histoire de la construction des ponts [7],[8]

L'histoire de la construction des ponts est directement liée aux matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction. Le bois a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu'au XVIIIe siècle, Le pont de la Chapelle à Lucerne (Suisse), construit en 1365 (Fig.2.2).

On a retrouvé des écrits parlant de ponts sur le Nil et l'Euphrate vingt siècles avant J.-C. César, empereur romain, fit construire en huit jours un pont sur le Rhin pour aller combattre les Germains en 55 avant J.-C.

Trajan, empereur romain, fit construire un pont de 1 100 m sur le Danube, en 105 après J.-C. Le



Fig2.2: Le pont de la Chapelle
(fr.wikipedia.org)

bois a encore été largement utilisé au XIXème siècle en Amérique du Nord pour les grands viaducs ferroviaires lors de la construction de la liaison transcontinentale.

Le bois était un matériau très courant, simple à travailler, mais ses caractéristiques mécaniques limitées, sensible aux incendies et aux intempéries.

C'est pourquoi la pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du XIXe siècle *Exemple* : Pont Neuf de Paris, achevé en 1606 (fig.2.3) et le pont Valentré (Cahors), achevé en 1378(fig.2.4).

La pierre a de bonne résistance en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages



Fig2.3: Paris, Pont Neuf achevé en 1606



Fig2.4:Cahors, pont Valentré achevé en 1378

sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres.

L'acier, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroître les performances des ponts et amener des structures beaucoup plus légères. On trouve par exemple le Pont du Firth of Forth (Écosse), réalisé en 1890, avec deux travées de 521m (Fig.2.5) et le Pont viaduc de Garabit (Cantal), achevé en 1884, avec une portée de 165m (Fig.2.6).



Fig2.5: Pont du Firth of Forth (Écosse), réalisé en 1890, avec deux travées de 521m.



Fig2.6: Pont viaduc de Garabit (Cantal), achevé en 1884, avec une portée de 165m.

L'un des grands ingénieurs français de cette époque est **Alexandre Gustave Eiffel** (1832 - 1923).

Les techniques de fabrication de l'acier évoluent rapidement de même que les modes d'assemblages.

Ainsi les éléments métalliques étaient assemblés par rivetage et plaques couvre-joint (fig.2.7).

Ce mode d'assemblage s'avère long et cher.

Une autre méthode est alors mise au point et en œuvre : l'assemblage par soudure.

L'assemblage par soudure est actuellement le procédé le plus utilisé.

Toutefois des assemblages par boulons (vis et écrou) sont effectués pour certains éléments (fig.2.8).

Une nouvelle évolution de ponts apparaît avec les **ponts suspendus**, les piles étant en maçonnerie ou acier, le tablier métallique suspendu par des câbles acier (suspentes) sur des câbles principaux.

Cette nouvelle méthode va permettre d'accroître les portées de façon considérable.

Le Golden Gate Bridge à San Francisco (États-Unis) (Fig.2.9), commencé en 1917 et achevé en 1937. Il mesure 1970 m de long, la distance entre les deux tours principales étant de 1 280 m et leur hauteur est de 230 m au-dessus du niveau de l'eau.

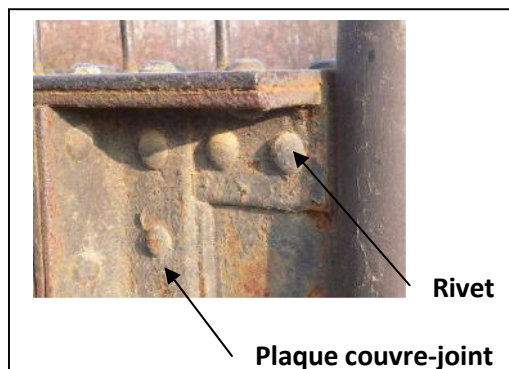


Fig2.7: assemblage par rivetage et plaques couvre-joint

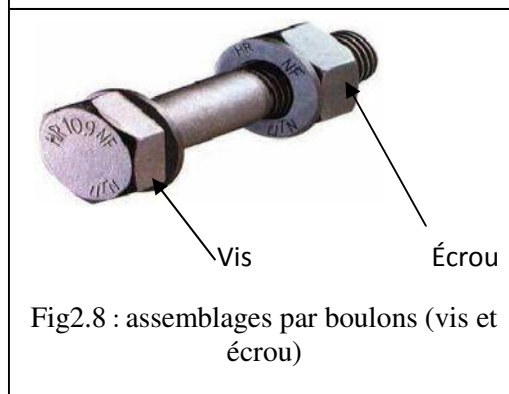


Fig2.8 : assemblages par boulons (vis et écrou)



Fig2.9: Le Golden Gate Bridge à San Francisco (États-Unis)

2.1.2. Histoire du développement du fer et de l'acier dans les ponts

L'histoire du développement des ponts est sans doute le domaine qui illustre le mieux les progrès dans les techniques de l'ingénieur, depuis les temps anciens, jusqu'à nos jours. En particulier, le développement des ponts en acier est identique aux progrès en analyse de structures, en théorie de la résistance des matériaux et des essais sur matériaux, dans la mesure où ils ont tous été stimulés de façon importante par le besoin d'avoir des ponts de plus grande portée et de construction plus économique avec les nouvelles méthodes de calcul. Par hasard, la mécanique et les mathématiques ont atteint le seuil des sciences modernes de l'ingénieur juste au moment où se développait la technologie de la construction métallique.

Cependant, au moment où le nouveau matériau, le fer et plus tard l'acier, était prêt à être utilisé pour des structures plus importantes, il existait déjà une technologie très développée de la construction des ponts, en particulier concernant les ponts en bois et en pierre. Pendant approximativement les années 1750-1770, une méthode nouvelle de fusion du coke permit la production de grandes quantités de fer, à un coût qui fut à la base de l'utilisation du fer dans la pratique de l'ingénieur.

Il est important de mentionner que les technologies de construction des ponts, à l'époque, étaient basées sur l'intuition personnelle d'« experts » marquants et sur l'expérience passée, à travers les générations antérieures, plutôt que sur des règles de la mécanique et des mathématiques. Le sens de la préservation de la connaissance relative à la construction des ponts et de son extension était intimement relié à des buts militaires et à des intérêts commerciaux, dans les temps anciens. Les Romains avaient même créé une classe séparée- les « pontifex » (constructeurs de ponts) - qui, plus tard, furent élevés au rang de prêtres, dirigés par les « pontifex maximum », titre aussi donné aux empereurs romains. Des raisons identiques motivèrent les rois de France, comme Louis XIV et plus tard Napoléon, pour soutenir les nouvelles écoles d'ingénieurs (l'École des Ponts et Chaussées et l'École Polytechnique).

De ce fait, la construction de ponts en acier se fondait au début sur ce qui allait devenir des principes bien connus et les procédés d'exécution des ponts en bois et en pierre. Les ponts en pierre étaient de type ponts en arc, alors que les ponts de bois faisaient souvent apparaître des treillis à structure fine. Selon les propriétés typiques du matériau fonte (le premier type de fer disponible) les ponts en fer furent tout d'abord construits comme des arcs. Plus tard, lorsque l'on put utiliser de l'acier, capable de résister en traction, de nombreux systèmes structuraux furent développés sur la base des principes des charpentes en bois. En raison des meilleures

propriétés du matériau acier et des avantages fournis par les nouveaux procédés d'exécution, le rapide développement des structures de ponts conduisit à une grande variété de systèmes efficaces, innovants pour tous les types de portées. Dans cette partie, on subdivisera l'histoire des ponts en acier en trois parties, selon les trois types de ponts [9]:

- les ponts en arc,
- les ponts à structures de poutres, y compris treillis, poutres composées/à caissons et tous les types de structures de soutien en flexion, telles que les ponts haubanés et à arc sous-tendu,
- les ponts suspendus.

Si l'on fait cette étude de manière chronologique, il y a, bien sûr beaucoup de recouvrements dans ces trois types de ponts, pour la période de temps considérée. Cependant, cette classification semble être la mieux adaptée à la compréhension de l'ingénieur, dans la mesure où elle est basée principalement sur le comportement des ponts aux appuis, plutôt que sur des aspects de forme ou de système statique.

2.1.2.1 Les ponts en arc

Les arcs transfèrent les charges verticales réparties aux fondations, principalement en compression. En raison des propriétés spécifiques du matériau maçonnerie, c'est fondamentalement cette forme qui est adaptée aux structures de ponts en briques.

De tels ponts en arc sont connus pour avoir existé à la période grecque de l'Asie Mineure. Cependant, ils atteignirent leur « période florissante » sous l'époque des Romains quand ils utilisèrent les aqueducs, en forme d'arc typique, de façon intensive sur tout l'empire Romain, comme par exemple le « Pont du Gard », près de Nîmes, [dans le sud de la France] construit en l'an 18 avant J.C. Jusqu'à cette époque, les ponts en arc avaient une forme semi-circulaire seulement, ce qui ne permettait pas des portées supérieures à 35 ou 40 m.

Au Moyen-âge, la construction d'arches planes se développa, de manière à pouvoir construire des ponts plus légers et de plus grande portée. Plus tard, en particulier dans les toutes récentes académies des sciences de l'ingénieur en France, ce procédé d'exécution se poursuivit en utilisant autant l'expérience que l'apport des mathématiques. J.R. Perronet était le maître des ponts en maçonnerie de ce type, comme par exemple le « Pont de la Concorde », à Paris, en 1791. Les bases techniques de l'application du fer à la construction de ponts étaient donc en place.

En 1779, un fondeur de fer anglais, Abraham Darby III, réussit à construire le premier pont en fer de Coalbrookdale. Quelques tentatives précédentes, en France et en Angleterre avaient échoué parce que la fonte de l'époque, de faible résistance en traction et en traction par flexion, était aussi fragile et avait été utilisée sur des systèmes de structures inadaptés. Le pont Coalbrookdale fut construit comme un pont en arc, de façon analogue aux exemples précédents en pierre, cependant, l'arche était structurée sous forme de cinq nervures fines, suivant les principes de construction des structures en bois. Le pont avait une portée d'environ 30 m et est encore utilisé. De tels ponts en fonte devinrent bientôt des structures courantes en Grande-Bretagne et furent exportés vers d'autres pays.

Dans les années qui suivirent, le coulage du fer se développa, afin de pouvoir fournir des procédés d'exécution de ponts différents. Les éléments en forme de blocs, préfabriqués s'utilisaient comme de grandes « briques », dans des ponts en arc, en fer, brevetés. Le plus grand d'entre eux fut le « Pont Sunderland », construit en Angleterre en 1796, d'une portée de 72 m.

L'ingénieur allemand Reichenbach développa un autre procédé, faisant appel à des tubes en fonte pour les éléments en compression de l'arc. Ce système économique fut très utilisé, un très bon exemple en est fourni par le « Pont du Carrousel » à Paris, construit par Polonceau en 1839, de trois travées de 48 m chacune.

Le plus grand pont en arc en fonte jamais construit fut le « Pont Southwark » de John Rennie, sur la Tamise à Londres (1819), d'une portée de 73 m.

Un pont semblable, connu pour son dessin en treillis extraordinaire et le nom de Thomas Telford qui lui est associé, avait été construit quelques années auparavant (1812) en Écosse, d'une portée de 50 m. D'autres ponts en arc du même dessin typique furent construits ultérieurement, on peut les voir dans différents endroits, comme par exemple sur le Rhin en Allemagne et sur la Loire en France.

Thomas Telford (1757-1834) - maçon d'origine - devint l'un des ingénieurs les plus importants de son époque. Après avoir appris lui-même l'architecture, il construisit trois ponts sur le fleuve Severn, après quoi il travailla pour les compagnies du canal, construisant environ 1.500 km de routes et deux aqueducs gigantesques pour amener l'eau des canaux vers les vallées. Entre 1819 et 1826, Telford construisit les deux célèbres ponts suspendus à chaînes

sur le détroit de Menai et le fleuve Conway. Telford fut nommé premier Président de l'Institution des Ingénieurs en Génie Civil lors de sa fondation en 1828.

Le « Pont du Mississippi », à Saint-Louis fut construit en 1874 par J.B. Eads. Il faisait appel à des éléments creux, en partie en fer et en partie en acier, afin de constituer l'arc en treillis d'une portée de 159 m. Ce fut le premier pont qu'il construisit et, curieusement, il devint l'arc de plus grande portée dans le monde.

On ne peut pas parler des ponts en arc en acier sans apprécier la contribution de Gustave Eiffel, un des plus grands ingénieurs de ce siècle. Eiffel (1832-1923) fonda et dirigea la « Société Eiffel », une société d'études et de fabrication de structures métalliques, bien connue partout dans le monde, avec des agences au Moyen-Orient, Extrême Orient et Amérique du Sud. Son principal domaine de production consistait en différents types de ponts en acier, parmi lesquels les ponts en arc représentaient le volume le plus important. Eiffel utilisa aussi la construction à treillis. Il fut le premier ingénieur à développer la notion de préparation en construction métallique, de la conception jusqu'au détail complet des éléments, le dessin de chaque élément ou du plus petit rivet. Son premier grand succès fut le pont de chemin de fer sur le Duoro au Portugal (1878), avec un arc d'une portée de 160 m. Son plus beau pont fut le « Viaduc de Garabit », dans le Sud de la France, construit en 1884 et d'une portée de 165 m. Les bâtiments qui firent sa notoriété furent la « Tour Eiffel », d'une hauteur de 300 m (1889) et la « Statue de la Liberté » (1886).

Avec le développement de l'acier, la taille des structures augmenta. Les arcs de portées les plus importantes furent construites dans les années jusqu'à 1930 :

- Le « Pont de Bayonne », dans le New Jersey, par O.H. Ammann en 1931, d'une portée de 504 m.
- Le « Pont du Port de Sydney » de R. Freeman, en 1932, d'une portée de 503 m.

Ces deux ponts sont des arcs en treillis à deux articulations, avec tablier suspendu.

2.1.2.2 Les ponts composées de structures de type poutres, incluant des treillis et des poutres composées/a caissons

On a dit au début du paragraphe (2.1.2.1) de présent chapitre sur les « Ponts en arc » que le fer, dans la première période de construction des ponts, ne pouvait être utilisé qu'en compression. Ce ne fut pas avant plus de cinquante ans quand on construisit d'importantes

structures de ponts qu'on adopta le principe des structures en flexion, en utilisant pour cela le nouveau fer puddlé, puis plus tard l'acier que l'on pouvait utiliser aussi bien en traction. A cette époque, il existait déjà une technologie hautement développée de construction de tels ponts en bois, en particulier des treillis de différentes formes et de différents systèmes. Dans la mesure où la construction métallique, à ses débuts, a utilisé une grande partie de cette construction, il est important de donner une courte présentation du développement des ponts de bois.

2.1.2.2.1 Structures de ponts en bois

A l'époque des Romains (pendant le règne de César et de Trajan), on construisit, sur le Rhin et le Danube des ponts particuliers en bois de dimensions impressionnantes. Les ponts en bois devinrent ensuite très courants au Moyen-Âge, même si très peu d'entre eux ont survécu. Les premières études méthodiques de systèmes statiques furent faites par l'architecte italien Andrea Palladio (+ 1580), calculant ainsi différents types de treillis et d'ossatures étayées qui furent ensuite appelées des « ponts Palladiens ».

L'apogée de la construction de ponts en bois fut dans la seconde moitié du XVIIIe siècle, lorsque des maîtres-constructeurs comme Grubenmann et Ritter en Suisse, Gauthey en France et Wiebeking en Allemagne développèrent des structures marquantes, d'une portée supérieure à 100 m. A partir de ce moment, le développement de la construction de ponts en bois se déplaça aux États-Unis où, en raison d'un manque de charpentiers compétents, on fabriqua des structures plus simples. Les éléments standards et préfabriqués, ainsi que les assemblages simples étaient faits par une main-d'oeuvre non qualifiée, mais, néanmoins cela conduisit à des structures de ponts importantes, en particulier pour le chemin de fer. Les principaux types de ponts qui en résultent sont les ponts à chevalets et les ponts en treillis.

Ces derniers, entre autres, comprenaient des systèmes brevetés, comme la poutre en treillis à traverses prétendues de Town. Au début, un grand nombre d'idées de structures furent adaptées aux ponts en treillis, en acier. Compte tenu des propriétés meilleures du matériau acier, les ponts en bois furent, peu à peu, remplacés, jusqu'à la fin du XIXe siècle.

Pendant la première moitié du XIXe siècle, les ponts en acier étaient fréquemment calculés comme des treillis, en particulier aux États-Unis. Ceci était principalement dû à leur comportement économique au chargement. Cependant, en Europe, ce même développement

s'interrompt pendant une période courte, lorsqu'on fit des ponts creux, avec de grandes poutres à âme pleine.

2.1.2.2.2 Développement des poutres à âme pleine - Robert Stephenson

Lorsqu'en 1844, la compagnie de chemins de fer Chester & Holyhead décida de construire une ligne de chemin de fer de Londres à l'Île d'Anglesey, en Galles du Nord, il fallut surmonter deux gros obstacles, le détroit de Menai et le fleuve Conway.

C'est Robert Stephenson (1803-1859), le fils du grand George Stephenson qui eut la charge du projet. Par rapport à son père qui avait tout appris par lui-même, lui avait une bonne éducation. Il devint le patron de l'usine de locomotives de son père à l'âge de vingt-sept ans et devint à cette époque célèbre en Grande-Bretagne dans le domaine des chemins de fer et des ponts.

Après avoir fait plusieurs études de franchissement du détroit de Menai avec un pont en arc ou un pont suspendu à chaînes que Thomas Telford avait construit quelques vingt ans auparavant au même endroit pour le chemin de fer, Stephenson décida de construire un pont ayant la forme de deux tubes rectangulaires (chacun de 4,4 m de large et de 9 m de hauteur), dans lesquels pouvaient passer deux voies de chemin de fer. Il fit ses calculs sur la base d'une expérimentation importante sur modèle à l'échelle 1/6, avec des sections droites circulaires, elliptiques ou rectangulaires. Le travail était fait en équipe, avec W. Fairbairn, responsable des tests et E. Hodgkinson, pour les calculs théoriques. Ils montrèrent que des poutres composées, avec des raidisseurs peu espacés, en fer puddlé, combinées à une construction cellulaire des tabliers supérieur et inférieur étaient assez résistantes pour supporter la charge sur des portées de plus de 142 m, sans avoir à ajouter des supports sous forme de haubans depuis le sommet des piles. Ces haubans avaient été rendus nécessaires au moment du montage des pylônes, ce qui donna ensuite au pont son aspect unique.

Ce pont, comportant quatre travées de 70 + 142 + 142 + 70 m utilisait 10.600 tonnes de fer et comportait 3,5 millions de rivets. Il fut fabriqué à côté du site, en morceaux identiques pour chaque portée simple, chacun d'eux étant amené par bateau, puis soulevé jusqu'à sa position finale. La fabrication et le montage étaient tous deux des chefs-d'oeuvre. Lorsque le « Pont Britannia », nom sous lequel il est connu ouvrit en 1850, Stephenson ne pouvait pas savoir à quel point il avait contribué au développement de la construction par poutres composées. Il s'écoula quelques 90 ans avant que l'on puisse à nouveau construire des ponts à poutres

composées de cette même portée. Le pont Britannia vit passer un trafic ferroviaire important pendant 120 ans, jusqu'en 1970 où il fut détruit par un incendie.

Un second pont de ce type, mais avec des travées un peu plus petites, fut construit par Stephenson sur le fleuve Conway, à la même période.

2.1.2.2.3 Ponts à treillis (poutres parallèles)

La construction de ponts à treillis en acier était grandement influencée par les exemples des treillis en bois, de différents systèmes aux États-Unis. En particulier, dans la première période, lorsque l'on ne pouvait avoir que des éléments plats, les poutres en treillis de Town furent copiées en acier, donnant lieu à des poutres à treillis avec un maillage fin, dans la mesure où les sections plates ne peuvent encaisser des efforts de compression qu'avec une longueur de flambement réduite. Néanmoins, les poutres à treillis montrèrent un bon comportement statique et furent bientôt construites avec des portées considérables.

Le plus grand pont de ce type en Europe, le « Pont de Dirschau » sur la Vistule, en Allemagne, fut achevé en 1857. Ce pont de chemin de fer à voie unique fut construit par le grand ingénieur des ponts Karl Lentze (1801-1883), avec six travées de 131 m chacune et utilisant des poutres à treillis peu espacées. Sa conception fut largement influencée par celle du pont Britannia, faisant appel à une section droite creuse semblable, comme à des poteaux de style pylône identiques. Ce pont montre du reste une « spécialité » de quelques ponts allemands, une construction d'entrée de style château qui était parfois critiquée de façon ironique dans les autres pays.

Il en résulta néanmoins des économies considérables dans l'utilisation de l'acier, le pont de Dirschau nécessitant 8,3 tonnes de fer par mètre, comparé aux 12,5 tonnes par mètre du pont Britannia.

Le premier pont à treillis en fer à être fait d'éléments comprimés fut le « Viaduc de Grandfey », proche de Fribourg, en Suisse ouvert en 1862. Bien que semblable dans son type aux viaducs à chevalet en bois des États-Unis, il était le premier pont à poutres en treillis réellement moderne, avec ses éléments en compression bien adaptés. Ce pont comportait sept travées de 49 m et fut monté en lançant la poutre sur les hautes piles métalliques.

D'autres progrès dans la construction des poutres à treillis furent encouragés par les nouvelles méthodes d'analyse de structures. Un jeune ingénieur allemand, Karl Culmann (1821-1881),

fut envoyé aux États-Unis en 1849 par le Gouvernement Royal de la Bavière, afin d'étudier les nouveaux types de ponts en bois et en fer qui existaient là-bas. Son étude conduisit au développement de méthodes graphiques d'analyse de structures qu'il publia en 1860, lorsqu'il était professeur à l'ETH de Zürich. Depuis cette date, il existe une théorie complète de calcul des treillis.

Un pont à treillis typique de cette époque fut le pont sur le Danube, près Stadlau à Vienne. Il fut construit en 1870 comme une poutre continue de cinq travées de 80 m chacune.

La construction des poutres à treillis fut développée à la perfection par G. Eiffel comme on l'a déjà mentionné dans le § 2 sur les « Ponts en Arc ». Eiffel construisit un grand nombre de ponts en treillis pour le chemin de fer en France et au Portugal ; un exemple étant fourni par la ligne Beira-Alta (1879-1881) au Portugal. Le plus grand pont de ce type construit par Eiffel est le pont sur la Tardes, près d'Évaux, avec une portée principale de 105 m (72 + 101 + 72), construit à la même période.

Les ponts en treillis, de type à poutres parallèles étaient construits sous toutes les formes, en particulier pour le chemin de fer en Europe, avec une tendance vers des systèmes statiques plus simples, par exemple les treillis triangulés. Le pont sur le Rhin, vers Maxau en Allemagne, construit en 1938, en est un bon exemple. C'est un ouvrage combiné fer/route, avec des portées de 175 m et 117 m.

2.1.2.2.4. Poutre de Pauli, pont Saltash, poutre de Lohse (poutres en ventre de poisson ou parabolique)

L'objectif d'avoir une distribution optimale des efforts dans les membrures des treillis conduisit à de nouvelles formes de poutres, la poutre à treillis parabolique, avec une membrure supérieure courbe et la poutre en ventre de poisson, dont les deux membrures sont courbes, dans deux directions opposées. Cette dernière, appelée « Poutre de Pauli » en Allemagne, devint très économique, avec des efforts dans les membrures sensiblement constants sur toute la longueur du pont. Ce système fut développé par Friedrich August von Pauli (1802-1883), ingénieur des chemins de fer au Gouvernement Royal de Bavière, puis plus tard Professeur à l'Université Technique de Munich.

La première poutre de Pauli, construite en 1857, était le pont de chemin de fer sur l'Isar, près de Grosshesselohe (Allemagne) avec des portées de 53 m. Il fut construit sous la direction du jeune Heinrich Gerber (1832-1912) qui devint ensuite un des plus grands ingénieurs des ponts

en Allemagne. Gerber contribua beaucoup au calcul et à l'analyse des poutres de Pauli. Cependant, sa réputation résulta essentiellement du développement des ponts cantilevers.

Si l'on veut résumer les noms des grands ingénieurs des ponts du XIXe siècle en Allemagne, il faut aussi mentionner Johann Wilhelm Schwedler (1832-1912). Il contribua beaucoup aux progrès de la construction métallique allemande. Une de ses idées était celle d'une poutre à treillis parabolique particulière, fréquemment utilisée en Allemagne et appelée la « Poutre Schwedler » qui était conçue de telle sorte qu'aucune de ses diagonales ne soit soumise à de la compression.

Un pont gigantesque de type ventre de poisson était le « Pont Saltash Railway », près de Plymouth qui est aussi connu sous le nom de « Pont Royal Albert ». Achevé en 1859, comportant deux travées de 139 m chacune, le pont Saltash était constitué d'une membrure supérieure creuse, avec une section droite en forme d'ellipse haute (5,2 m 3,7 m), faite de plats courbes rivetés et d'une membrure inférieure constituée de chaînes. Des difficultés de construction empêchèrent que d'autres ponts de ce type ne soient construits. Son constructeur était Isambard Kingdom Brunel (1806- 1859), un ingénieur des chemins de fer britanniques renommé et un des ingénieurs les plus inventifs de son époque, dont le père construisit le premier tunnel sous la Tamise à Londres. Brunel, à la fin de ses études en France, devint assistant-ingénieur sur le projet du tunnel sous la Tamise. Bien qu'il ait aussi construit plus tard deux ponts suspendus à chaînes, son plus grand travail dans le domaine du chemin de fer fut le pont Royal Albert. Brunel conçut aussi à la fois le premier et le plus gros bateau à vapeur pour voyages transatlantiques, il était aussi impliqué dans la construction de nombreux docks quais et hôpitaux.

Les poutres de type ventre de poisson de Pauli avaient beaucoup d'avantages de construction et furent de plus en plus utilisées pour les ponts allemands. Par exemple, le deuxième « Pont de Dirschau » sur la Vistule, construit par J.W. Schwedler en 1891 comportait six travées de 131 m. La quantité d'acier de structure utilisée pour le nouveau pont qui comportait deux voies de chemin de fer, était la même que pour le premier, construit en 1857 et qui n'en comportait qu'une.

Un type de pont semblable fut le pont à double poutre courbe, appelé « poutre de Lohse », d'après celui qui l'inventa, l'ingénieur des ponts allemand Hermann Lohse. Ce système de structure quelque part entre le type ventre de poisson et le type en arc à tirant consistait en deux membrures à treillis reliées par des éléments verticaux. Les exemples les plus importants

sont les cinq ponts sur l'Elbe près de Hambourg, construits dans la période 1872-1892 ; un pont de chemin de fer sur l'Elbe du sud, un pont routier et trois ponts ferroviaires sur l'Elbe du nord. Tous ont la même forme, trois ou quatre portées d'environ 100 m chacune et, une fois de plus, de grandes constructions d'entrées typiques de cette époque.

Les systèmes à treillis paraboliques étaient aussi très utilisés, en particulier pour les ponts ferroviaires sur les grands fleuves d'Allemagne. Le « Pont Lek », près de Culenbord, aux Pays-Bas eut la portée la plus grande pour ce type de poutre pendant longtemps. Il fut construit en 1868, utilisant l'acier pour la première fois pour un pont, par l'ingénieur allemand et le constructeur J. Caspar Harkort. Le treillis avait une portée de 155 m et une hauteur à mi-portée de 20,5 m.

2.1.2.2.5 Ponts cantilevers, poutres de Gerber

Presque tous les ponts de la première moitié du XIXe siècle étaient des poutres à travée unique, ce qui signifie que des ponts à plusieurs travées étaient divisés, sur les piles, en des travées uniques. Bien sûr, les ingénieurs de cette époque connaissaient le comportement statique intéressant d'une poutre continue. Cependant, ils en connaissaient aussi les inconvénients au niveau des tassements des fondations. Ce fut l'idée de l'Allemand German H. Gerber d'introduire des articulations dans les poutres continues, aux endroits intéressants d'un point de vue statique qui fit disparaître les inconvénients des tassements. Cette idée fut brevetée en 1868 et de telles poutres sont appelées « poutres de Gerber ».

Heinrich Gerber (1832-1912) était l'un des plus importants ingénieurs des ponts en Allemagne. Après une période passée à l'Administration des Chemins de Fer Royaux de la Bavière, il prit la tête d'une importante société de construction métallique d'Allemagne et contribua beaucoup au développement des ponts en acier. Il fut le premier à introduire les principes de calcul de Wölher relatifs à la fatigue dans la construction des ponts de chemin de fer.

Un type particulier de structure à treillis respectant les principes de Gerber concernant les poutres articulées est le pont cantilever. En augmentant la hauteur de la poutre à treillis au niveau des piles, les consoles peuvent être construites assez loin vers le milieu de la portée, sans avoir besoin d'aucun dispositif de centrage (échafaudages). Cette technique a une grande importance lorsqu'on veut franchir des eaux profondes ou agitées.

Un des plus grands ponts cantilevers est le « Pont sur le Firth of Forth », en Écosse. Lorsqu'il fut construit en 1883-1890, avec des portées principales de 521 m, il obtint le record du monde du pont de plus grande portée. On va voir ci-après quelques éléments historiques de cette conception spécifique réalisée par deux ingénieurs Sir John Fowler (1817-1898) et son partenaire Benjamin Baker (1840-1907).

Lorsque la construction du pont fut sur le point de démarrer, le calcul était ce qui avait été fait par un ingénieur des ponts renommé, Sir Thomas Bouch qui venait juste de finir le pont ferroviaire sur le Firth of Tay, d'une longueur totale de 3200 m. Il s'agissait d'un pont à treillis et à travées multiples, dont les portées principales étaient de 75 m et qui s'effondra lors d'un orage important le 27 décembre 1879, juste au moment du passage d'un train, ce qui causa la mort de 72 personnes (Le poète allemand Théodore Fontane écrivit un poème célèbre sur cet accident). Le résultat fut que Thomas Bouch perdit toute crédibilité avec la compagnie du chemin de fer, ses successeurs, J. Fowler et B. Baker devant montrer les principes de statique qu'ils utilisaient pour leurs calculs devant le public.

Ce pont que l'on considère aujourd'hui comme une construction unique et gigantesque, est un chef d'oeuvre du travail d'ingénieur. La hauteur du treillis sur les piles est de 106 m, les éléments principaux creux ont un diamètre de 3,7 m et l'ensemble du pont a nécessité 42 000 tonnes d'acier, il a fallu parfois jusqu'à 4.600 ouvriers sur le site pour mettre en oeuvre le procédé d'exécution, très complexe.

J. Fowler était un ingénieur civil connu, travaillant principalement dans le domaine de la construction ferroviaire. Il fut un pionnier du Métro londonien et fut plus tard élu Président de l'Institution des Ingénieurs Civils. On peut à peine se rendre compte de ce qu'ont fait les constructeurs sur le Forth si on fait une comparaison avec le « Pont St Lawrence », près de Québec. Ce pont cantilever, de type très semblable, devint le plus long pont à poutres articulées lorsqu'il fut construit en 1917, avec une portée de 549 m. Cependant, bien que n'ayant que 27 m plus long en portée que le pont sur le Forth, il fallut douze ans pour le construire, deux effondrements importants s'étant produits pendant sa construction, montrant que l'on avait atteint les limites théoriques et pratiques.

Le « Pont sur la Rivière Hooghly », à Calcutta, construit en 1940, d'une portée de 455 m, est le quatrième plus grand pont cantilever. Bien qu'il constitue un exemple tardif de ce type réussi de ponts, sa conception ne semble pas aussi claire que celle de ses prédécesseurs.

2.1.2.2.6 Ponts à treillis aux États-Unis

Sur la base de la bonne tradition des ponts à treillis de bois, ce fut Squire Whipple qui développa le premier une méthode d'analyse et de calcul des treillis faits de fonte et de fer puddlé. On l'appela le « Père des ponts à treillis de fer » et il construisit son premier pont en 1841, un pont de type bow-string (poutre parabolique) qui fut breveté et construit avec succès en grand nombre dans les années qui ont suivi. En 1847, il publia un livre sur la construction des ponts et développa les ponts à treillis trapézoïdal, appelé « treillis de Whipple ». Whipple construisit deux de ces ponts avec des portées d'environ 45 m pour une utilisation ferroviaire en 1852-1854. Ces ponts étaient constitués de membrures avec des liens en fer puddlé qui furent plus tard modifiées, peu à peu, par Linville et devinrent des barres à oeil en acier, ce qui permit, de ce fait, d'augmenter les portées. Le pont de ce type le plus long, avec une portée principale de 155 m, fut construit pour le chemin de fer en 1876, sur le fleuve Ohio, près de Cincinnati. Le treillis le plus long en travée unique de cette époque fut le treillis bow-string de 165 m, encore sur l'Ohio, à Cincinnati, construit par Bouscaren en 1888.

Ce sont encore des ponts cantilevers construits aux États-Unis pendant la période 1877- 1889 qui ont les grandes portées principales de 165 m. Ils furent montés en utilisant des échafaudages, c'est le cas par exemple du « High Bridge » sur le fleuve Kentucky et du « Pont sur l'Hudson », à Poughkeepsie.

2.1.2.2.7 Ponts à poutres composées/caissons

Après l'exemple exceptionnel du pont Britannia, les ponts à poutres composées restèrent avec des portées d'environ 30 m. L'élan provint du développement du soudage en construction métallique. L'utilisation du soudage démarra aux environs de 1925 et eut une influence considérable sur la construction des ponts en acier, en particulier des ponts routiers. Après les déconvenues des années 30 en raison de ruptures dues à des phénomènes de rupture fragile, il y eut une augmentation très rapide des longueurs de travées. Un exemple typique de grandes portées est donné par le « Pont sur le Rhin », à Bonn (1948), avec des portées de 99 + 196 + 99 m.

2.1.2.2.8 Ponts en arc à tirant

Un pont en arc à tirant se comporte comme une structure de poutre, aidée, pour reprendre les charges, par un arc qui se comporte comme la membrure supérieure courbe d'un treillis, tandis que le tablier se comporte comme une membrure inférieure. L'arc et le tablier sont

simplement assemblés par des suspentes et constituent une structure qui présente des avantages de construction considérables, comparée à de vrais treillis pour franchir de grandes portées en une fois ou pour porter des charges importantes. Les ponts en arc à tirant ont été inclus dans ce paragraphe parce que leur comportement principal en statique ressemble plutôt à celui des poutres qu'à celui des arcs, par exemple en transmettant des réactions verticales aux culées lorsqu'ils sont soumis à des charges verticales.

De tels ponts ont été fréquemment utilisés dans le passé, en particulier comme ponts ferroviaires à trafic lourd. Les premiers ponts de grande portée furent construits à Hambourg sur l'Elbe du sud (1899), avec quatre travées de 100 m. En 1906-1910, à Cologne, le « Pont Hohenzollern » fut construit avec des travées de 102 + 165 + 102 m. Lorsqu'il s'agit de remplacer les vieux ponts à « poutres Lohse » de Hambourg (1915), on utilisa des ponts en arcs sous-tendus.

2.1.2.2.9 Les ponts haubanés

De la même manière que les ponts en arc à tirants, les ponts haubanés sont classés sous le thème de structures poutres. Ils se comportent réellement plutôt comme des poutres continues sur appuis élastiques que comme des ponts suspendus, bien qu'ils soient souvent considérés comme liés à eux. Les haubans constituent un support plus ou moins élastique en des points séparés du tablier. Cette disposition permet de construire des ponts de portée considérable, avec des poutres relativement minces. On considère qu'un chargement vertical ne peut transmettre aux culées que des charges verticales. Le pont haubané constitue le développement le plus récent de tous les types de ponts. Il tire son origine de l'Allemagne (aux environs de 1950) et le premier pont achevé en 1957 fut le « Pont Théodore Heuss », à Düsseldorf (avec des portées de 108 + 260 + 108 m). Un grand nombre de ces ponts, différant principalement dans les types de pylônes et la conception du haubannage, furent construits sur le Rhin. Citons par exemple, la conception en harpe à Düsseldorf/Oberkassel ou la conception resserrée, en éventail du pont au nord de Bonn.

2.1.2.3 Les ponts suspendus

Les prédécesseurs des ponts suspendus en fer ou en acier furent les ponts piétons en corde utilisant différents matériaux pendant les premiers siècles en Chine, en Inde ou en Amérique du Sud. Les ponts suspendus à chaîne de fer sont d'origine chinoise et les ponts connus les plus anciens ont été construits environ 500 ans plus tôt. Aucun d'entre n'était rigidifié. Ils se

balançaient de façon importante sous la charge et leurs tabliers fins étaient directement fixés sur les chaînes.

La première proposition d'un pont suspendu à chaîne avec un tablier destiné à reprendre un trafic horizontal, suspendu à trois chaînes fut faite par Faustus Verantius (1551- 1617), un érudit de la Renaissance, mais ce ne fut pas avant la fin du XVIIIe siècle que l'on construisit de tels ouvrages. Le premier d'entre eux fut construit par James Finley (1762-1828), en 1796, aux États- Unis et il fut suivi par un grand nombre d'autres du même type, Finley ayant obtenu le brevet. Les ponts de Finley étaient relativement stables et pouvaient donc être utilisés pour un trafic routier.

2.1.2.3.1 Ponts suspendus à chaînes

Les premiers ponts à chaînes d'Europe furent construits en Grande-Bretagne.

En 1819, Samuel Brown (1776-1852) construisit le « Pont de l'Union », près de Berwick, d'une portée de 120 m, après avoir inventé un nouveau type de chaîne, appelée « barre à oeil ». (Après cette invention, la fabrication de chaînes passa de la fabrication de câbles d'ancrage ordinaire de type chaînes des ateliers de fer du forgeron aux fabricants de fer puddlé).

Brown construisit d'autres ponts à chaîne, par exemple en 1820-1821, le « Pont du Trinity Pier » à Newhaven, près d'Edinburgh (3 ponts à chaînes à la suite, chacun d'eux d'une portée de 64 m) et en 1822-1823 le grand « Chain Pier » de Brighton qui fut conçu sous la forme de quatre ponts à chaînes en ligne d'une portée de 78 m. Ce pont souffrit de vibrations dues au vent et des parties furent détruites à deux reprises lors d'orages importants. Il est intéressant de savoir que, même en 1823, Marc Isambard Brunel (1769-1849), constructeur du tunnel sous la Tamise à Londres et père du grand ingénieur des chemins de fer I.K. Brunel, construisit deux ponts à chaînes sur l'Île de la Réunion qui étaient rigidifiés de manière importante contre le vent en ajoutant des chaînes à contre-courbure situées sous le tablier du pont.

Un fait marquant de la construction des ponts fut les ponts à chaînes construits par Thomas Telford, dont on a déjà parlé dans le paragraphe sur les ponts en arc.

Le pont à chaînes sur le détroit de Menai au nord du Pays de Galles, pont routier d'une portée libre de 177 m, fut le pont de la portée la plus grande de son époque. Construit entre 1819 et 1826 (Telford avait soixante ans lorsqu'il fut terminé), c'était une structure marquante qui a aussi influencé Navier lorsqu'il travaillait à sa théorie des ponts suspendus. Telford utilisa des

chaînes avec des barres à œil, avec des liens améliorés spéciaux. Chacun des deux câbles comportait seize chaînes. A l'origine construit sans éléments de rigidification, il fut renforcé pendant sa première année d'utilisation, à la suite d'un orage important qui lui conféra des déplacements importants de 1 m.

Un pont semblable, mais de portée plus petite, fut construit par Telford sur le fleuve Conway, près du château de Conway. Il est intéressant de mentionner que dans le cas des deux ponts, sur le détroit de Menai, sur la Conway, des ponts ferroviaires célèbres furent construits par Robert Stephenson, à proximité de ceux de Telford, environ 25 ans plus tard.

Le nom d'un autre grand ingénieur, Isambard Kingdom Brunel (1806-1859) est aussi associé aux ponts suspendus. Brunel, bien connu pour son pont Royal Albert, pont de type creux à Saltash, construisit le « Pont Suspendu de Clifton », près de Bristol. Ce pont à chaîne, d'une portée de 214 m ne fut pas achevé avant 1864. Il faisait appel aux mêmes chaînes que le « Pont Hungerford » (de 206 m de portée) à Londres que Brunel avait construit en 1845.

Un autre ingénieur britannique, W.T. Clark, construisit des ponts à chaînes pendant cette période, comme par exemple le « Pont Hammersmith » à Londres (1827, portée 122 m) et le pont sur le Danube à Budapest (1845, portée 203 m).

Le plus vieux pont suspendu d'Allemagne est le pont à chaîne de Malapane (Schlesien), construit en 1827 et d'une portée de 31 m. Il fut suivi, en 1829 du « Pont Ludwigs » sur le Regnitz, à Bamberg, d'une portée libre de 64 m. Ce pont soigneusement calculé présente un intérêt, dans la mesure où il fit une profonde impression au jeune Johann Roebling lorsqu'il faisait ses études à Berlin. Par la suite, il devint le plus grand ingénieur dans le domaine des ponts suspendus.

D'autres ponts à chaînes anciens qui ne sont pas mentionnés ici en détail, furent construits en France, par exemple à Paris sur la Seine, par De Verges (1829, portée 68 m) et à Langon sur la Garonne par P.D. Martin (1831, portée 80 m). Des ponts à chaînes furent aussi construits par le Tchèque B. Schnirch à Prague (1842, portée 133 m) et à Vienne (1859, portée 83 m).

2.1.2.3.2 Ponts suspendus à câbles métalliques

Alors que la construction des ponts à chaînes se poursuivait en Grande-Bretagne et en Allemagne, en France, en Suisse et aux États-Unis on commençait à utiliser des câbles métalliques, sur la base de l'expérience qui montre que les câbles ont une résistance

considérablement plus grande que les chaînes en fer. A la suite des structures-tests construites par les frères français Séguin, l'ingénieur suisse G.H. Dufour (1787-1875) et Marc Séguin (1786-1875) construisirent le premier pont suspendu à câble métallique au monde. Ce pont, le « Pont Saint Antoine », à Genève, fut, lorsqu'il fut achevé en 1823, aussi le premier pont suspendu permanent du continent européen. Six câbles de 90 fils chacun supportaient les deux travées de 40 m.

Le principal problème dans la fabrication de câbles à fils parallèles est de pouvoir garantir que tous les fils reprennent la même force de traction. Pendant que Séguin, étant plus en entrepreneur qu'ingénieur essayait d'y arriver en utilisant des câbles de différentes courbures, Dufour résolut le problème en prétendant tous les fils, de telle sorte qu'aucun ne reste lâche. Ceci signifiait de prétendre les câbles au moyen d'un outil spécial, puis de les lever ensuite sur les appuis. La meilleure solution, à savoir enrouler les câbles in situ, fil après fil fut suggérée tout d'abord par l'ingénieur français L.J. Vicat et développée par une méthode d'enroulement mécanique par J. Roebling. Bien que Séguin ait fondé une entreprise de construction de ponts et construit plus de 80 ponts suspendus d'environ 100 m de portée, l'exemple le plus important de cette génération de ponts à câbles métalliques fut achevé en 1834 par l'ingénieur français J. Chaley (1795-1861) à Gribourg, en Suisse. Ce pont traverse la vallée de Saane en une seule travée de 273 m. Il fut appelé le « Grand pont suspendu » et fut le pont le plus long dans le monde jusqu'à l'ouverture du « Pont sur l'Ohio » à Wheeling en 1849. Chaley fournit 4 câbles, chacun de 1056 fils et les prétendit comme Dufour l'avait fait avant lui. Les câbles furent étendus dans le bas de la vallée, puis levés au sommet des pylônes.

Une conception intéressante consista en la « ligne » de ponts suspendus traversant la Dordogne vers Cubzac. Elle consiste en 5 travées, chacune de 109 m de portée qui ont, en plus des câbles principaux, des haubans séparés fixés sur le sommet d'un pylône et qui vont jusqu'au pylône suivant, à la hauteur du tablier. Ce pont fut achevé en 1839, il était construit par de Verges et Émile Martin.

Après cette période, les développements qui suivirent se déplacèrent de l'Europe vers les États-Unis, en partie à cause de l'expansion du chemin de fer vers l'ouest du pays, mais aussi grâce à l'émigration d'ingénieurs européens vers l'Amérique et donc le transfert de leur connaissance technique. Deux noms dominèrent les plus grands progrès de cette période, à savoir Ellet et Roebling. Tandis qu'Ellet est considéré plutôt comme un ingénieur efficace et un entrepreneur brillant, les Roebling, à la fois le père et le fils, avec leur excellent savoir

technique, leur compétence technique, donnèrent un élan très important à l'art de construire des ponts suspendus.

Charles Ellet (né en 1810), d'origine pauvre, était un exemple d'un ingénieur self-made-man. Après avoir travaillé comme assistant-ingénieur et économisé de l'argent, il décida d'aller faire ses études en Europe, à l'École Polytechnique de Paris. Il y réussit ses études, puis voyagea à travers la France, la Grande-Bretagne et l'Allemagne, visitant les ponts les plus récents et les chantiers. De retour aux États-Unis, il devint un entrepreneur très actif, travaillant sur des projets de grands ponts suspendus et les résolvant de manière efficace. Pendant cette période, il fut en contact avec J.A. Roebling qui lui suggéra de travailler ensemble, ce qui lui fut refusé, d'où l'origine de leur rivalité ultérieure dans la vie.

Après avoir construit, avec succès, un certain nombre de ponts, le plus grand succès de Ellet fut le pont suspendu sur l'Ohio, près de Wheeling. Achevé en 1849, avec une portée libre de 308 m, c'était le plus grand pont de l'époque. Les deux câbles étaient constitués de 6 câbles chacun, chacun d'eux contenant 550 fils, groupés bord à bord de telle sorte que, s'il était nécessaire de renforcer le pont, pour en faire un pont ferroviaire, il serait toujours possible d'ajouter des câbles. Avant d'être démoli (il ne dégagait pas un gabarit suffisant pour les bateaux à vapeur), il fut détruit en 1855 au cours d'un orage très important. Six ans plus tard, il fut reconstruit par Roebling.

2.1.2.3.3 Ponts suspendus ferroviaires

Avant d'évoquer en détail les Roebling, il faut faire quelques remarques concernant l'utilisation des ponts suspendus pour le chemin de fer. La première tentative fut faite en 1830, par la construction d'un pont à chaîne sur la rivière Tees près de Stockton, pour étendre la ligne Stockton-Darlington. Sa portée libre était de 86 m, la charge d'exploitation calculée de 150 tonnes, mais, malheureusement, sous moins de la moitié de la charge, les déplacements qu'il subissait étaient intolérablement importants. Cependant, les ingénieurs des ponts suspendus aux États-Unis, comme Ellet et Roebling, étaient optimistes et même convaincus qu'on arriverait à faire des ponts suspendus pour les trains. Leur premier essai majeur fut le franchissement des gorges du Niagara (voir ci-dessous). A la suite de ceci, le pont de Brooklyn fut aussi calculé pour pouvoir supporter un chemin de fer. Très peu de ponts suspendus ferroviaires furent construits depuis. Une exception fut le pont ferroviaire à chaînes construit à Vienne par Schnirch, sur le canal du Danube, d'une portée de 83 m (1859).

2.1.2.3.4 Les Roebling

Les principaux développements de ponts suspendus, jusqu'aux travaux des Roebling, avaient été réalisés par des ingénieurs britanniques et français. Johann August Roebling (1806-1869) est né à Thüringen, en Allemagne, il étudia à ce qui était l'école d'ingénieur très connue de Berlin l'« Institut Polytechnique Royal », puis émigra en 1831 aux États-Unis. Là, il devint l'un des plus grands ingénieurs dans la construction des ponts de ce continent, mais aussi le leader de la fabrication du câble métallique. Travaillant d'abord comme expert pour les compagnies du canal, il inventa des machines pour fabriquer des câbles, à partir des fils, puis développa une entreprise de câblerie compétente qui, plus tard, dirigée par ses fils, employait 8.000 personnes. Entre 1844 et 1850, il construisit 5 franchissements de fleuves, c'est-à-dire des aqueducs, mais aussi des ponts routiers qui étaient tous supportés par des câbles métalliques. Ces aqueducs, transportant une grande partie de l'eau du canal vers des bassins en bois firent de lui un ingénieur très connu. Certains d'entre eux sont encore en service actuellement, après leur transformation en ponts routiers.

Il développa une méthode d'enroulement de câbles mécanisée, dans laquelle les fils étaient transportés depuis et vers les pylônes et les ancrages. En utilisant cette méthode, l'exigence d'avoir tous les fils soumis à la même traction était satisfaite de façon naturelle, en donnant à chaque fil la même courbure (flèche du câble). Les méthodes modernes de fabrication des câbles suspendus sont, dans leurs principes, les mêmes. Quelques unes des opérations qui étaient effectuées à la main du temps de Roebling sont maintenant mécanisées.

L'idée d'avoir un train traversant les gorges du Niagara, près des chutes était le grand challenge entre les constructeurs de ponts américains et européens. Tandis que les ingénieurs européens comme Samuel Brown et Robert Stephenson pensaient qu'une portée libre de 250 m, pour une charge de trafic ferroviaire était trop risquée et même impossible, les Américains Ellet, Roebling, Serrel et Keefer, tous concurrents, partirent sur cette idée. Le premier à avoir du succès, en remportant le contrat fut Ellet, en 1847, mais il ne fit que construire un pont provisoire pour piéton et échoua dans sa tentative de faire un pont ferroviaire. Le suivant fut Roebling en 1851 et il réussit, construisant un pont à deux niveaux à la fois pour le trafic ferroviaire et routier. La poutre était une charpente Howe en bois et les quatre câbles consistaient en 3640 fils chacun. Quand le pont fut ouvert en 1855, en tant que premier pont ferroviaire d'une portée de 250 m, il fit de Roebling un ingénieur très respecté. Serrel et Keefer construisirent aussi des ponts suspendus sur le Niagara, le premier un pont routier (en

1851, de 318 m de portée, détruit en 1861 par un orage), le second un pont piéton très proche des chutes (en 1868, de 388 m de portée), appelé le « Pont Lune de Miel » qui fut aussi détruit par un orage en 1889.

La principale innovation des travaux des Roebling était l'efficacité de sa conception qui lui permettait de prendre en compte les effets des orages en raidissant la structure au moyen de haubans diagonaux, ainsi que par des haubans supplémentaires sous la chaussée. Roebling fut aussi le premier à construire des ponts suspendus en rendant systématiquement rigides les poutres sous-chaussée. Il publia ses théories en insistant sur l'importance de la prise en compte des effets du vent dans la conception. Il est peut-être surprenant que de nombreux ingénieurs, plus tard, aient oublié l'importance des effets du vent, le point culminant étant le fameux accident du pont sur la passe de Tacoma, en 1940.

Dans la période 1857-1866, Roebling construisit le « Pont suspendu de Allegheny », à Pittsburgh, puis le grand « Pont sur l'Ohio » à Cincinnati, d'une portée de 322 m, ce qui en fit le plus long dans le monde, lorsqu'il fut achevé en 1866. Dans ce pont, des poutres en fer puddlé et des treillis furent utilisés pour les poutres du tablier. Pendant la construction des deux ponts, le fils de Roebling, Washington A. Roebling (1837-1926) travaillait comme assistant de son père. Le rêve des Roebling et même leur obsession, était de construire un pont sur l'East River, entre Brooklyn et New York. Leur idée fut de faire un pont suspendu pour le trafic ferroviaire et routier, d'une portée de 486 m. Mais J.A. Roebling ne fut pas capable de réaliser le projet lui-même, en raison d'un accident mortel sur le chantier pendant une visite des travaux, seulement 3 ans après avoir remporté le contrat. Son fils prit la suite, mais alors qu'il travaillait en caisson pneumatique pour faire les fondations des pylônes, il souffrit d'un très sérieux malaise, dû au séjour en caisson. A partir de ce moment, il fut invalide, rivé à son lit et souffrant de maladie nerveuse. Il traita le projet depuis sa chambre de malade, située à proximité du site, surveillant les progrès du chantier au moyen de jumelles.

Sa femme, Emily Warren Roebling dédia sa vie au pont, devint son assistante et conserva le contact avec les ouvriers et les ingénieurs de son équipe. Lorsque le pont de Brooklyn ou East River ouvrit en 1883, c'était un chef-d'oeuvre de travail d'ingénieur, le plus grand pont du monde. Les pylônes, en maçonnerie, avaient 107 m de haut : les blocs d'ancrage pesaient 60.000 tonnes chacun ; les 4 câbles de 40 cm de diamètre, constitués de 5 358 fils chacun ; il était rigidifié par un tablier constitué de poutres en treillis de hauteur importante et un grand nombre de haubans diagonaux.

Plus de 100 ans après son ouverture, le Pont de Brooklyn est encore en service.

2.1.2.3.5 Augmentation des portées

Après le pont de Brooklyn qui atteignait environ les 500 m de portée, les portées des ponts suspendus continuèrent à augmenter. Cinquante ans plus tard, le record précédent avait doublé.

En 1931, le « Pont George Washington », à New York fut la première structure à dépasser les 1.000 m de portée. Othmar H. Amman, un ingénieur émigré suisse qui devint l'un des plus grands constructeurs de ponts des États-Unis, utilisa 4 câbles de 91 cm de diamètre, comportant 20.000 fils chacun. Ce pont encaissait la charge d'exploitation la plus importante de tous les autres ponts, consistant en deux tabliers et 14 voies, d'une portée de 1067 m.

Le plus connu de tous les ponts suspendus est certainement le « Pont du Golden Gate » qui franchit l'entrée de San Francisco. Il fut construit par Joseph Strauss en 1937, d'une portée de 1281 m. Outre sa forme extraordinaire, il est intéressant de noter que la couleur du pont fut soigneusement choisie, ce qui donna un « orange international ». Les habitants de San Francisco se sont toujours farouchement opposés à toute tentative de changer sa couleur.

Le « Pont sur la Passe de Tacoma », près de Seattle, d'une portée moyenne de 853 m, devint tristement célèbre lors de son effondrement en 1940 sous l'effet du vent. Sa rupture fut enregistrée sur film. Les ingénieurs, à la recherche d'occasions de faire des calculs de statique, faisaient des efforts permanents pour construire des structures plus économiques et plus élancées, sans être au courant des enseignements que Roebling avait donnés auparavant sur le raidissage des ponts pour prendre en compte les effets du vent. Le pont de Tacoma avait tendance à osciller sous l'effet du vent, bien que les théories statiques (comme on a pu s'en rendre compte par la suite) aient été correctement appliquées. A l'issue de cet accident, les méthodes de calcul furent modifiées et le résultat fut l'apparition de nouvelles directions dans le calcul des ponts suspendus :

- Un axe fut choisi par O. Amman aux États-Unis, lors de la conception du « Pont sur la passe du Verrazano », la portée la plus importante de l'époque avec 1298 m, traversant l'entrée du port de New York. Il choisit une poutre caisson très rigide, pour pouvoir reprendre les vibrations de torsion dues à l'influence dynamique du vent.

- Une autre direction fut celle choisie en Europe, où la connaissance approfondie des problèmes aérodynamiques conduisit à l'utilisation de tabliers de formes semblables à des ailes d'avions. Les ponts les plus récents construits en Grande- Bretagne l'ont été selon ce principe et l'un d'entre eux, le « Pont Humber », a établi le record du monde de portée libre, avec 1410 m.

Enfin, nous pouvons conclure que les premières constructions de ponts en fer utilisaient des formes semblables à celles qui étaient traditionnellement utilisées pour la construction de ponts en maçonnerie et en bois.

Les développements significatifs de la construction de ponts en fer, puis en acier ont permis d'avoir des portées plus importantes, ont amélioré l'efficacité et l'élégance.

Ces développements sont associés à une connaissance accrue du comportement de la structure et à des propriétés meilleures des matériaux.

Ce développement a été aussi beaucoup marqué par la capacité des ingénieurs à créer de nouveaux concepts de conception et à faire des analyses sophistiquées.

Les développements en matière de construction des ponts ne se sont pas faits sans des effondrements de structure.

2.1.3 Types de ponts dans le monde [10]:

2.1.3.1. Pont à haubans : Type de pont fixe dont le tablier est suspendu à un ou plusieurs forts piliers, qui le dépassent de plusieurs dizaines de mètres, par des haubans, à la manière d'un mât.

Le principe du pont à haubans est assez ancien, mais il était tombé en désuétude, détrôné par le pont suspendu.

Il a pourtant l'avantage sur ce dernier de ne pas exiger de culées trop importantes, tout le poids du tablier se trouvant supporté verticalement par le ou les piliers. Les ponts à haubans ont effectué un retour en force ces deux dernières décennies.

Exemples : Le pont de Normandie, celui de Saint-Nazaire en Loire Atlantique, qui permet à la voie express de franchir la Loire mesurant près de 980 mètres de large à cet endroit(Fig.2.10).ou encore ceux de Nemours et de Chalon-sur-Saône.



Fig2.10: Le pont à haubans de Saint-Nazaire en Loire Atlantique.

2.1.3.2. Pont-barrage : Pont fixe en maçonnerie, dont les piles sont utilisées aussi pour recevoir les infrastructures d'un barrage.

Exemples: Citons à titre d'exemples ceux de Bellombre et du Saussois sur l'Yonne, celui de Saint-Aignan sur le Cher, et celui de la Truchère sur la Seille. Le pont-barrage de Saint-Aignan, sur le Cher, au début du XXe siècle(Fig.2.11).



Fig2.11: Le pont-barrage de Saint-Aignan

2.1.3.3. Pont basculant : Pont mobile dont le tablier se relève, pour laisser passer les bateaux, en pivotant sur un axe horizontal confondu avec une extrémité du tablier. Son tablier est contrebalancé par un contrepoids camouflé sous la chaussée de la voie terrestre croisée, et il n'a donc pas de potence, à la différence du pont-levis.

Exemple : Pont basculant de Montceau-les-Mines (à côté d'un bel exemple de pont-levis) (Fig.2.12).



Fig2.12 : Pont basculant de Montceau-les-Mines

2.1.3.4. Pont-canal : Ouvrage permettant au canal de franchir un obstacle en creux en passant par-dessus : rivière le plus souvent, mais aussi route, voie ferrée ou même autre canal ou voie d'eau (c'est le cas à Briare et à Buzet-sur-Baïse).

Le plus long, qui, depuis 1896, permet au canal Latéral de franchir la Loire à Briare, est resté pendant plus d'un siècle, avec ses quelque 670 m, le détenteur du record du monde dans sa catégorie. Il vient juste d'être détrôné par celui de Magdebourg, sur l'Elbe en Allemagne, qui mesure 918 m.

Exemples: Le pont-canal de Digoin, qui permet au canal Latéral à la Loire de franchir cette dernière (1838). C'est un ouvrage en maçonnerie (Fig.2.13).

Le pont-canal de Neuzy, qui permet à la rigole de l'Arroux de franchir la Bourbince (1869). La bête de cet ouvrage est métallique, due aux établissements Schneider (Fig.2.14).



Fig2.13: Le pont-canal de Digoin



Fig2.14 : Le pont-canal de Neuzy,

2.1.3.5. Pont-canal tournant : Pont-canal établi au-dessus d'une autre voie d'eau, et qui, ne laissant pas une hauteur libre suffisante sous son tablier pour permettre le passage de gros bateaux, doit donc être mobile.

Exemples : Pont de Barton, non loin de Manchester en Angleterre (Fig.2.15). Il pivote plein d'eau, mais sans bateau ! L'excentricité de nos voisins et amis britanniques a des limites.



Fig2.15 : Le pont-canal tournant de Barton.

2.1.3.6. Pont couvert : Pont "urbanisé", c'est à dire surmonté d'habitations. C'était très fréquent autrefois, jusque vers la moitié du XVIIIe siècle. Tous les ponts de Paris étaient ainsi couverts, ce qui ôtait aux passants la jouissance du spectacle de la rivière.

Exemples : Il en reste très peu en France et nous ne pouvons guère en citer qu'un à Rive-de-Gier, au-dessus d'une rue qui a remplacé le canal de Givors, et un autre à Narbonne, le célèbre "Pont des Marchands", sur le canal de la Robine. En Angleterre, le Putney Bridge de Bath mérite le détour. Il est couvert d'échoppes (Fig.2.16).



Fig2.16: Le pont des Marchands, à Narbonne (canal de la Robine).

2.1.3.7. Pont levant : Pont mobile dont le tablier se lève verticalement, en restant horizontal, pour laisser passer les bateaux.

Exemple : le pont de Crimée, à La Villette (Paris).

Le pont levant du Martrou, à Rochefort-sur-Mer, au-dessus de la Charente. Construit en 1968. (En trame de fond nous apercevons un pont transbordeur qu'il remplaça au grand bonheur des échanges internationaux) (Fig.2.17).



Fig2.17 : Le pont levant du Martrou, à Rochefort

2.1.3.8. Pont-levis : Pont mobile dont le tablier se relève, pour laisser passer les bateaux, en pivotant sur un axe horizontal confondu avec une extrémité du tablier. Le tablier du pont-levis

est soulevé par les flèches d'une potence mobile, dont la culasse porte un contrepoids. *C'est exactement le même principe que le pont-levis de château fort.*

Exemple : Le pont de l'Anglois, sur le canal d'Arles à Bouc, et immortalisé par Van Gogh. Le canal de Briare en possède plusieurs, de même que ceux de la Marne à la Saône et du Nivernais. Pont-levis de Pousseaux (canal du Nivernais) (Fig.2.18).



Fig2.18 : Pont-levis de Pousseaux
(canal du Nivernais)

2.1.3.9. Pont oscillant : Pont mobile basculant dont le tablier ne s'élève que de quelques décimètres, juste assez pour laisser passer le Verdon de halage, ce qui évite au marinier de le débiller.

Exemples : Deux exemplaires en France : à l'écluse des Dames (Pré Gilbert) sur le canal du Nivernais (Fig.2.19), et à celle de Moulin-Brûlé (Dammarie-sur-Loing) sur celui de Briare.



Fig2.19 : Pont oscillant des Dames
(canal du Nivernais)

2.1.3.10. Pont-rivière : Ouvrage permettant à une rivière de passer par-dessus un canal, en somme un pont-canal inversé.

Il n'est pas obligatoire qu'un pont-rivière traverse un canal, il peut tout aussi bien franchir une route ou une voie ferrée, mais nous n'avons pas d'exemple à en présenter et, surtout, nous sortons du sujet.

Exemples : Très rare, nous pouvons citer en exemple le Pont Pisserot, à Roanne, qui permet à l'Oudan de "survoler" le canal de Roanne à Digoin. Il est dû au même ingénieur, Léonce-Abel Mazoyer (Fig.2.20).



Fig 2.20 :Le pont-rivière d'Oudan
(canal de Roanne à Digoin)

2.1.3.11. Pont suspendu : Type de pont fixe dont le tablier est suspendu, par l'intermédiaire de câbles, à deux très forts

faisceaux de câbles tendus entre deux portiques ou plus, qui prolongent en hauteur les piles qui les supportent, et solidement ancrés à terre dans de puissantes culées.

Ce type de pont, mis au point par les frères Seguin, s'est généralisé en France dans les années 1820

Exemples :

Le plus ancien encore en service est à Tournon, sur le Rhône. Le pont suspendu de Cuzy, sur l'Yonne(Fig.2.21).



Fig.2.21 :Le pont suspendu de Cuzy, sur l'Yonne.

2.1.3.12. Pont transbordeur : Pont mobile constitué par un très haut portique en treillis métallique, sous lequel circule un chariot sur rails. Ce chariot soutient, au moyen de longs câbles, une nacelle qui porte ainsi le public (personnes, animaux et véhicules) d'une rive à l'autre. Ce dispositif spectaculaire, conçu pour permettre la traversée de ports ou d'estuaires fréquentés par des bateaux aux gréements importants, est dû à l'ingénieur orléanais Ferdinand Arnodin, à la fin du XIXe siècle.

Exemples : Il ne subsiste aujourd'hui en France qu'un seul de ces ouvrages, au Martrou, Le pont transbordeur du Martrou, à Rochefort-sur-Mer, au-dessus de la Charente. Construit en 1900 par Ferdinand Arnodin, l'inauguration eu lieu en juillet. (Fig.2.22).



Fig2.22 : Le pont transbordeur du Martrou

2.1.3.13. Pont tournant :

Pont mobile dont le tablier pivote dans un plan horizontal, pour laisser passer les bateaux.

Exemple : Le pont de la Grange aux Belles, à Paris. Il peut éventuellement être, de plus, flottant, comme la passerelle de Maguelonne, sur le canal du Rhône à Sète, Et Le pont tournant ferroviaire du linquet de Roanne(Fig.2.23).



Fig2.23 : Le pont tournant ferroviaire du linquet de Roanne. (Document Bibliothèque du Musée Déchelette, Roanne)

2.1.3.14. Les viaducs : Pont fixe de franchissement. L'ouvrage est un pont en béton précontraint construit par assemblage de tabliers successifs. Les piles en rivière sont fondées sur des pieux chemisés inclinés de diamètre calculés pour reprendre un choc de bateau.

Exemple : Le viaduc de Rochefort-sur-Mer, au-dessus de la Charente, construit en 1987 pour remplacer le pont à travée levante du Martou (Fig.2.24).



Les familles de ponts :

- *Pont mobile :* Pont conçu avec un tablier mobile, pour des raisons soit économiques, soit pratiques (configuration de terrain).

Cette appellation recouvre les ponts basculants, levants, levis, oscillants et tournants, ainsi que les ponts transbordeurs.

- *Pont fixes :* Pont en maçonnerie, ou en maçonnerie et métal, dont aucune partie n'est mobile. Cela suppose qu'il laisse, de façon constante, une *hauteur libre* suffisante pour la navigation s'il est établi sur une voie navigable, et pour l'écoulement des crues d'une manière générale.

Cette appellation recouvre entre autres les ponts à haubans, suspendus, et les viaducs.

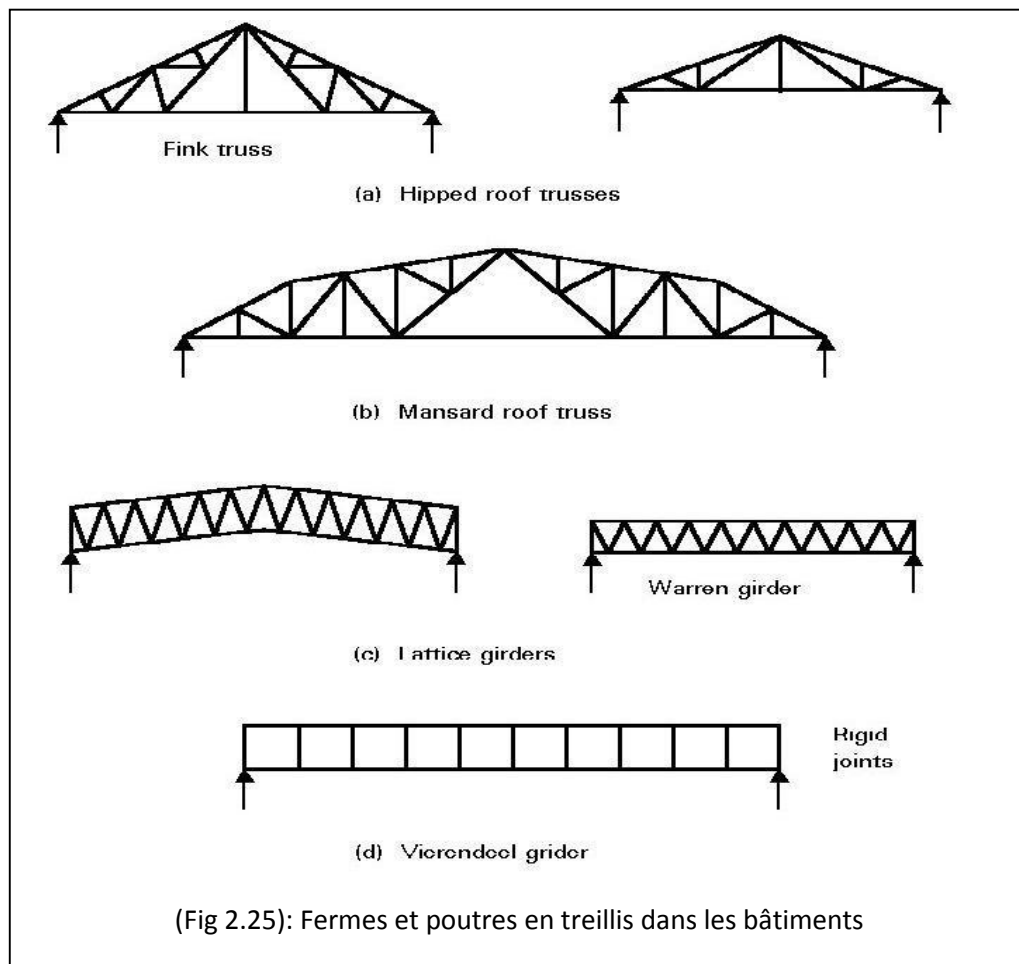
2.1.4. Treillis et poutres treillis

2.1.4. 1. Introduction aux types de treillis et a leur utilisation [9],[18]

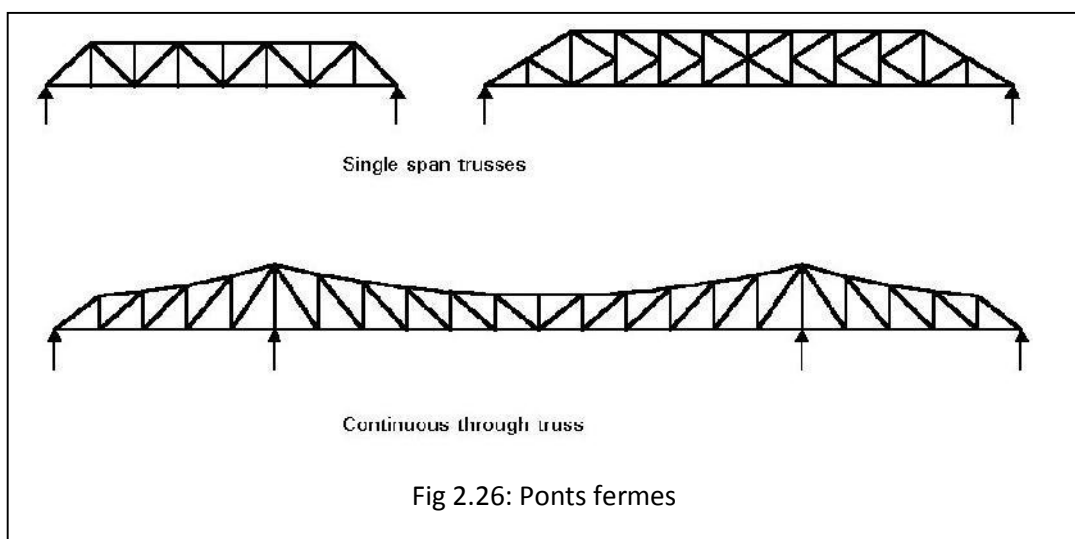
Les treillis ou les poutres treillis sont des ensembles triangulés de barres, supportant des charges dans le plan du treillis ou de la poutre, celles-ci créant des efforts normaux dans chacune des barres. Ceci s'applique généralement aux treillis plans. On parle de treillis spatial lorsque la structure se développe dans les trois dimensions.

Ils sont principalement utilisés :

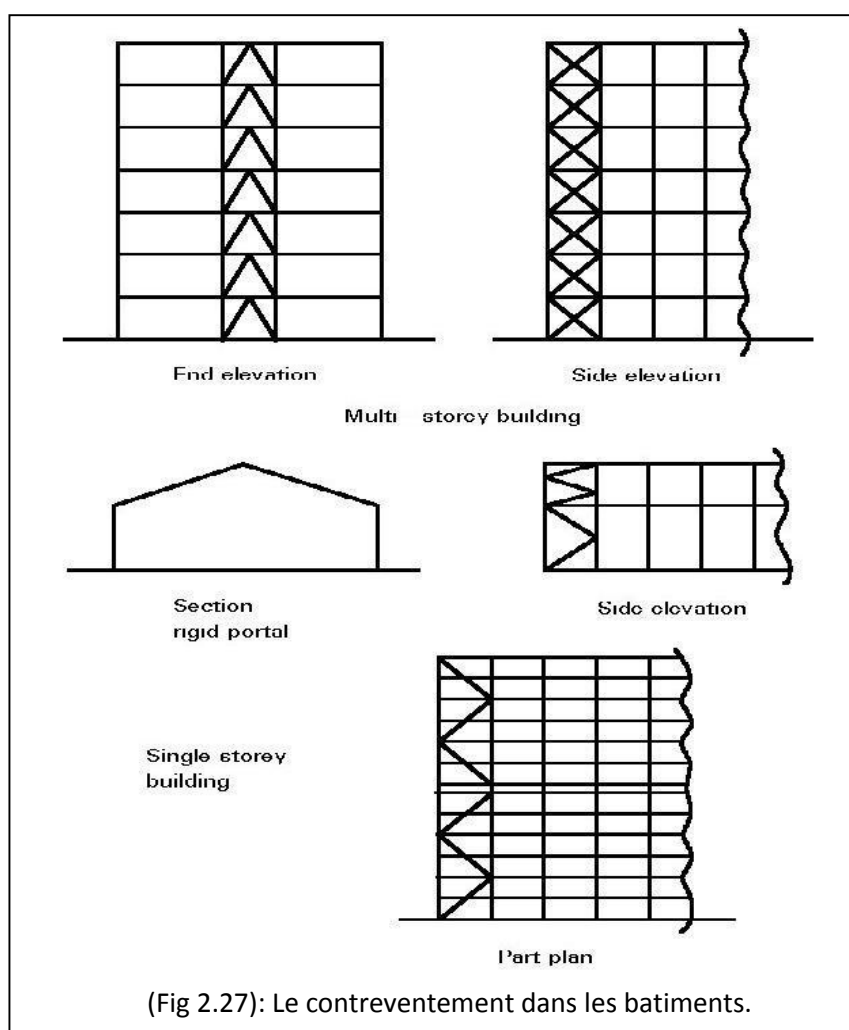
- Dans les bâtiments, pour supporter les couvertures et les planchers, pour franchir de grandes portées et supporter des charges relativement légères (figure 2.25),



- Dans les ponts-routes et les ponts-rails, pour des portées faibles ou intermédiaires et dans les passerelles (figure 2.26),



- En tant que contreventement de bâtiments et de ponts, pour assurer la stabilité lorsque les barres de contreventement forment un treillis avec les autres barres de la structure, telles que les poteaux du bâtiment. Des exemples sont donnés dans la figure (2.27).



Le principe d'un treillis est simple. La structure est composée d'une membrure supérieure et d'une membrure inférieure reliée par une triangulation de barres diagonales dans l'âme, de sorte que chacune des barres n'encaisse qu'un effort normal. Des effets additionnels peuvent exister, mais dans un treillis bien conçu, ils sont secondaires.

Un moment global est repris sous la forme de compression ou de traction dans les membrures. Un effort tranchant global est repris sous la forme de compression ou de traction dans les diagonales. Dans le cas simple, lorsque les assemblages sont considérés comme des articulations et les charges appliquées aux nœuds, le chargement ne produit ni moment fléchissant, ni effort tranchant, ni torsion dans aucune des barres. Les charges appliquées de sorte à produire moment fléchissant, effort tranchant ou torsion conduiront à une mauvaise utilisation du matériau.

Les treillis ou les poutres treillis sont classés selon leur forme générale et selon la disposition des barres. Les fermes triangulées sont utilisées pour supporter les couvertures. Les poutres treillis à membrures parallèles sont utilisées pour supporter les couvertures et les planchers et pour les ponts, bien qu'une hauteur additionnelle soit souvent nécessaire au niveau des piles dans le cas de ponts continus. Initialement on donnait des noms particuliers aux différents types de treillis, tels treillis Fink, poutre Warren, etc. Le treillis le plus couramment utilisé est à une travée, sur appuis simples et isostatique intérieurement, avec des nœuds supposés être des articulations.

Il faudrait aussi mentionner la poutre Vierendeel. Elle est constituée de panneaux rectangulaires, avec des assemblages rigides, ainsi que la montre la figure (2.25d). Cette structure est hyperstatique intérieurement et ne sera pas étudiée dans ce chapitre, bien qu'elle ait un bel aspect et qu'elle soit souvent utilisée dans les passerelles.

Le gain réalisé sur les poutres à âme pleine est manifeste quand on tient compte des âmes. Dans un treillis, l'âme est principalement évidée, d'où un poids plus faible et une prise au vent moins importante.

Un treillis peut être assemblé à partir d'éléments de petites dimensions, facilement manipulables et transportables et tous les assemblages réalisés sur chantier peuvent être boulonnés. Les treillis peuvent présenter un avantage particulier pour les ponts, dans les régions où les accès sur le site sont difficiles ou lorsqu'on dispose de peu de main d'œuvre qualifiée.

2.1.4. 2. Types de barres utilisées [9]

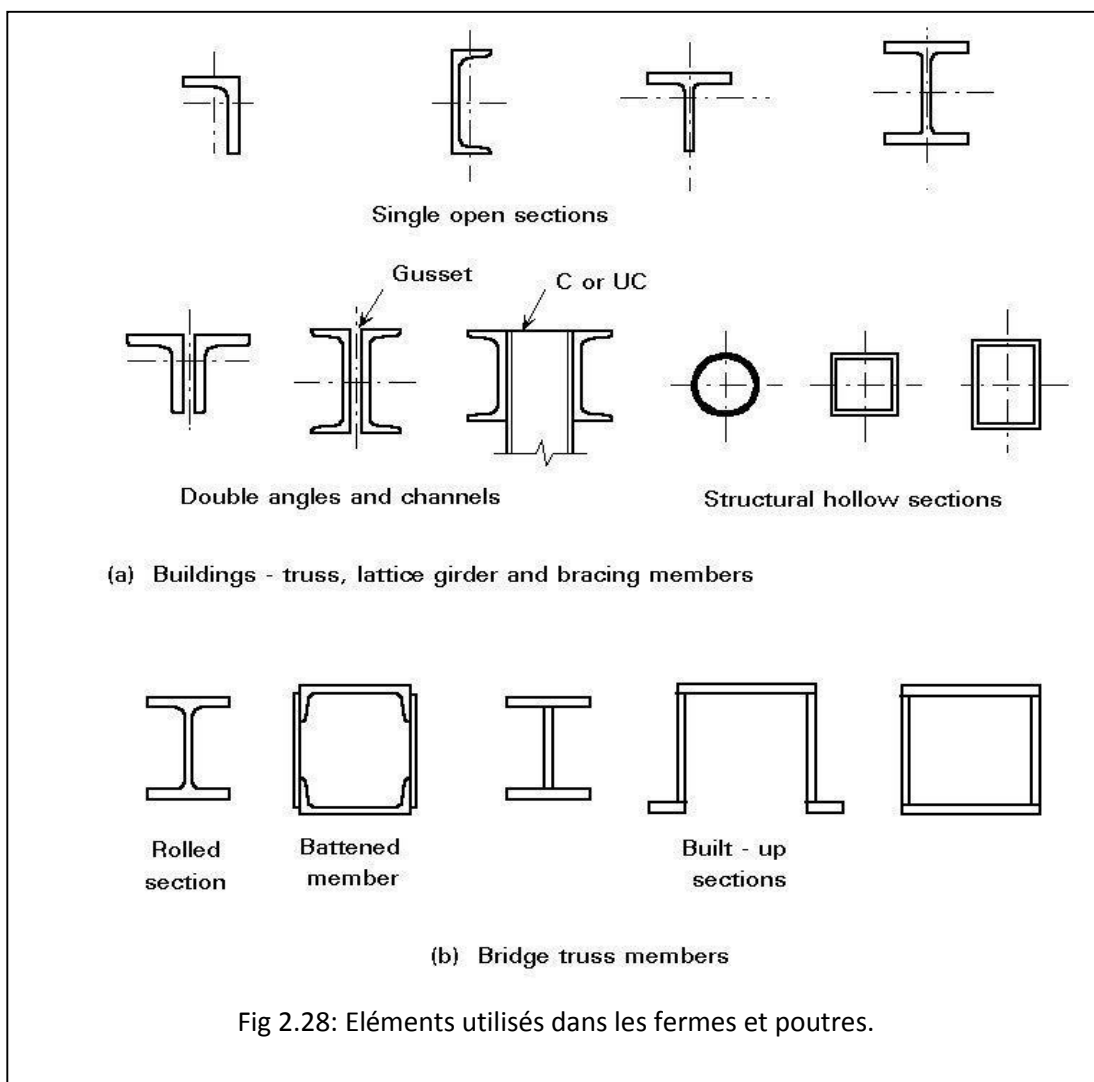
Les barres des treillis, des poutres treillis et des contreventements sont choisies parmi les profils suivants :

- profils ouverts, principalement des cornières, des U, des tés et des laminés marchands I
- profils composés, par exemple double cornières et U doubles,
- profils fermés, en pratique des profils creux.

Pour les ponts les barres sont choisies parmi :

- les profils laminés,
- les profils composés,
- les profils reconstitués en H, en U renversé et en caisson.

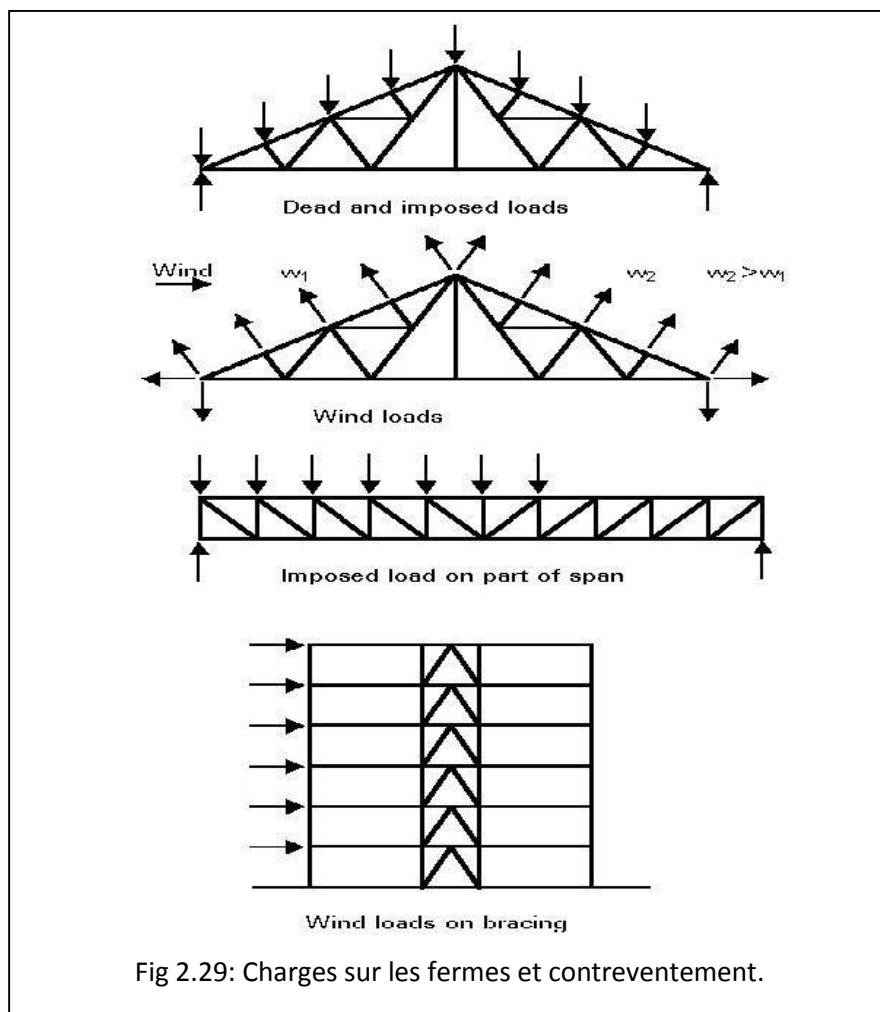
Les sections courantes de ces profils sont montrées (figure 2.28).



Les types de barres sont choisis en fonction de leur position, de l'utilisation du treillis, de sa portée, du type d'assemblage et de l'aspect voulu. Les profils creux sont moins économiques que les profils ouverts mais leur entretien est moins coûteux et ils ont un meilleur aspect. Cependant, dans le cas de treillis exposés à des atmosphères corrosives, des fissures peuvent se produire à l'endroit des goussets. Les cornières sont les profils les plus couramment utilisés pour réaliser des treillis de faible portée.

2.1.4.3 Charges sur les treillis et les poutres treillis [9]

Les principales catégories de charges appliquées aux bâtiments et aux ponts sont données dans la figure (2.29), à savoir :



- Les charges permanentes. Elles sont produites par le poids propre, les tôles, plaques et bacs, tabliers, planchers et couvertures, pannes, poutres, isolation, enveloppe, équipements et finitions. Les charges permanentes appliquées à la construction, dans chaque cas particulier, doivent être évaluées avec soin, à partir des poids des matériaux donnés dans les guides, normes et les spécifications des fabricants.

- Les charges d'exploitation. Elles sont données dans l'Eurocode 1 pour les planchers de différents types de bâtiment et pour les couvertures, accessibles ou non. Les charges d'exploitation peuvent s'exercer sur la totalité ou une partie des barres et doivent être appliquées de sorte qu'elles produisent les effets les plus défavorables.
- Les charges variables de vent. Elles sont données dans l'Eurocode 1 et peuvent être évaluées à partir de la position du bâtiment, de ses dimensions et de la taille des ouvertures situées sur ses parois. Le vent crée, en général, un soulèvement des couvertures et ceci peut amener à un renversement des efforts dans les barres des treillis des constructions légères. Dans les bâtiments multi-étagés, le vent donne naissance à des charges horizontales qui doivent être reprises par les contreventements.

Dans certains cas, les treillis reprennent des actions dynamiques, sismiques ou oscillatoires. Il faudra examiner avec attention l'effet des charges particulières occasionnées par le montage. Des ruines peuvent se produire à ce moment, quand les derniers systèmes de stabilité latérale ne sont pas complètement installés.

Pour les ponts, en plus des charges permanentes et des effets verticaux des charges mobiles dues au trafic routier ou par rail, il faut prendre en compte les effets horizontaux des charges mobiles. Ceci inclue les efforts de freinage et de traction, les charges centrifuges et les charges de dérapage accidentel. Les effets de la température sont importants dans certains ponts.

2.1.4.4 Caractéristiques d'un pont métallique en treillis [11]

Dans ces lignes directrices, les ponts routes a treillis en acier sont généralement définis comme un cadre des membres en acier droits, formant des configurations triangulaires, qui sont reliés entre eux pour former un système primaire supportant les charges des membres chargés axialement appelé un treillis.

Le triangle est l'unité de base d'une configuration d'un pont en treillis, comme il est de forme géométrique plane le plus intrinsèquement stable. Chaque membre droit de la configuration triangulaire agit soit en traction ou en compression, avec l'hypothèse que les connections d'extrémité agissent comme des articulations sans frottement. En réalité, les petites contraintes de flexion secondaires sont induites dans les membres parce que ces connexions ont une certaine rigidité et n'agissent pas comme des articulations sans frottement.

Dans les fermes avec des membrures parallèles, les éléments verticaux ont une forme rectangulaire appelée panneau. Avec une hauteur variable ou ferme, jarrets, les éléments verticaux forment des panneaux de forme trapézoïdale avec les membres horizontaux et inclinés. Les éléments verticaux sont à la limite du panneau et l'axe des éléments verticaux marque une série d'emplacements le long de la ferme appelées points du panneau de treillis. Dans les fermes avec des membres diagonales seulement, les sommets des triangles forment les points de panneaux. Les éléments secondaires remplissent des fonctions importantes telles que la formation d'un système de contreventement latéral dans un plan horizontal au niveau de membrure supérieure et inférieure. Conçu à l'origine pour résister au chargement latéral induit par le vent, des contreventements secondaires jouent également un rôle important dans la résistance à la charge sismique dans les zones de forte sismicité.

2.1.4.5 Types de ponts ferme en acier à portée simple [11]

Le treillis à portée simple, vu en élévation, constitue des modèles identifiables qui ont été développés durant les 125 années depuis que les fermes métalliques ont été utilisées, comme le montre la Figure (2.30).

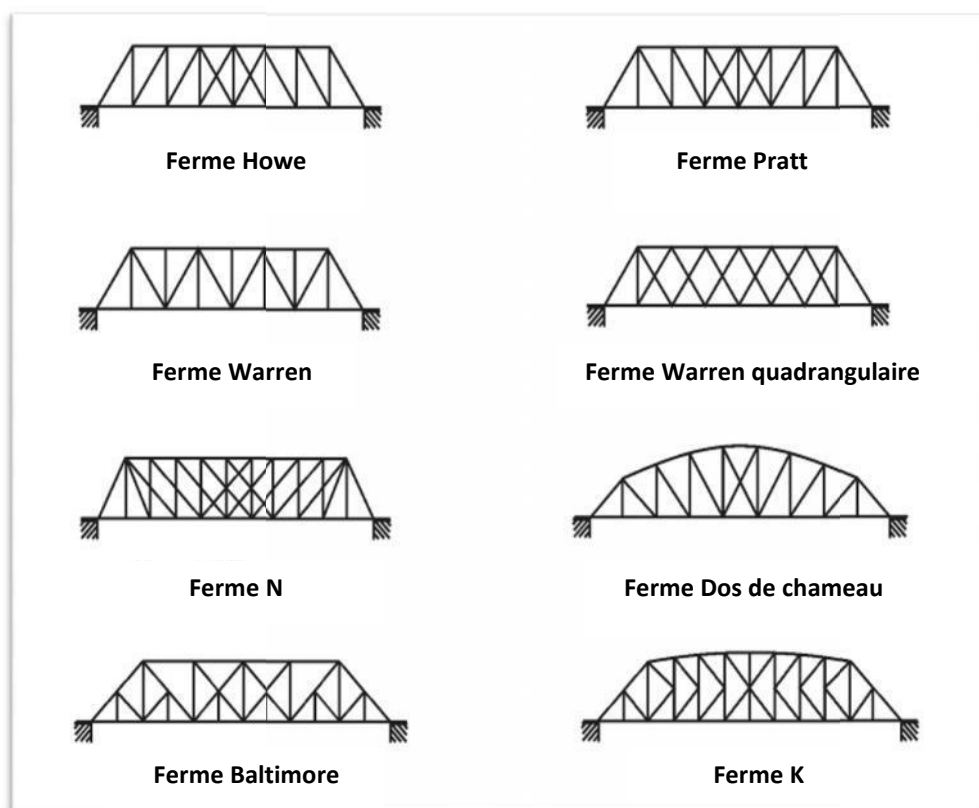


Fig 2.30 : Des exemples du pont routier en treillis métallique a portée simple.

Certaines portent le nom de leur concepteur, comme le treillis Howe, avec toutes les diagonales inclinées agissant en compression, ou les treillis Pratt, avec toutes les diagonales inclinées dans la direction opposée et agissant en traction. Certaines fermes sont nommés pour la forme des membrures, telle que courbée, membrure supérieure en dos de chameau ou la ferme Bowstring, qui a une membrure supérieure en pente. Certains sont désignés selon la configuration des diagonales, comme le treillis en K dans lequel les diagonales forment la lettre «K».

2.1.4.6 Types de poutre treillis continue et multiples [11]

Un treillis continu est, comme son nom l'indique, continue sur chacun des piles qui soutiennent la ferme comme le montre la Figure (2.31). Les fermes continues sont généralement limitées à deux, trois ou quatre travées. Les fermes à plusieurs portée sont généralement une série de travées simples reliées entre elle pour former un long pont.

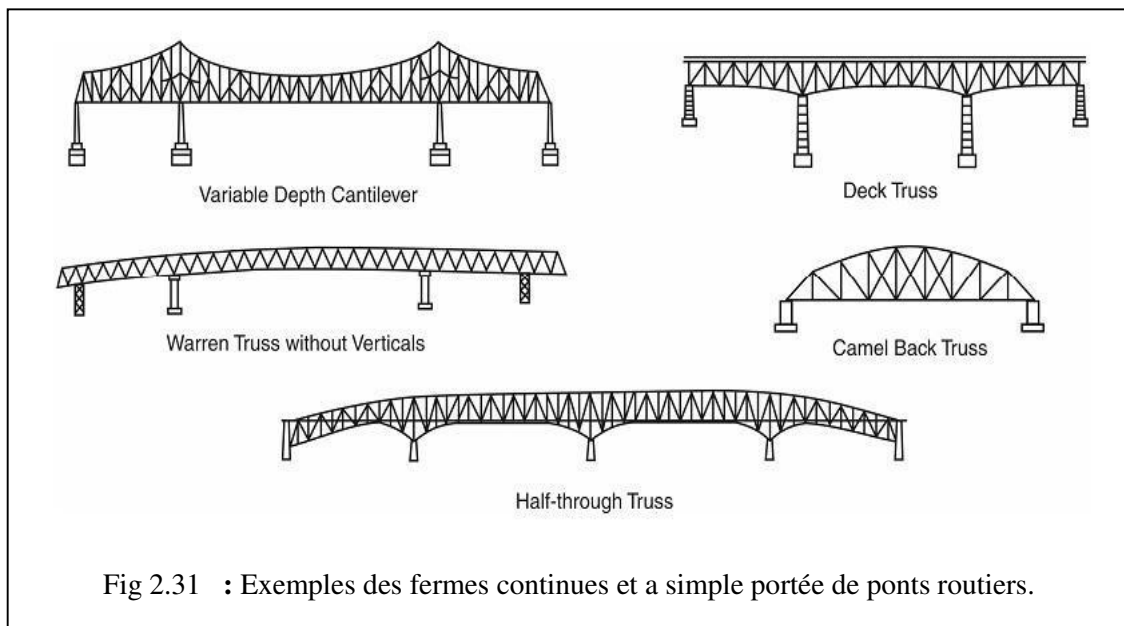


Fig 2.31 : Exemples des fermes continues et a simple portée de ponts routiers.

Une ferme cantilever se réfère au procédé de construction dans lequel la ferme est érigée par cantilever équilibrée à partir de chaque côté des deux tours centrales. Souvent, les travées latérales sont temporairement supportées pour la stabilité par échafaudage à proximité du centre des travées. Lorsque les bras en porte à faux atteignent les tours latérales, les travées peuvent agir comme fermes continues. Lorsque les deux bras centraux du cantilever se rejoignent au centre, les deux bras restent comme des consoles connectées en continu sur les tours centrales aux deux travées latérales. Souvent, une travée suspendue est utilisée pour raccourcir les bras en porte à faux. La travée suspendue est généralement reliée à l'extrémité

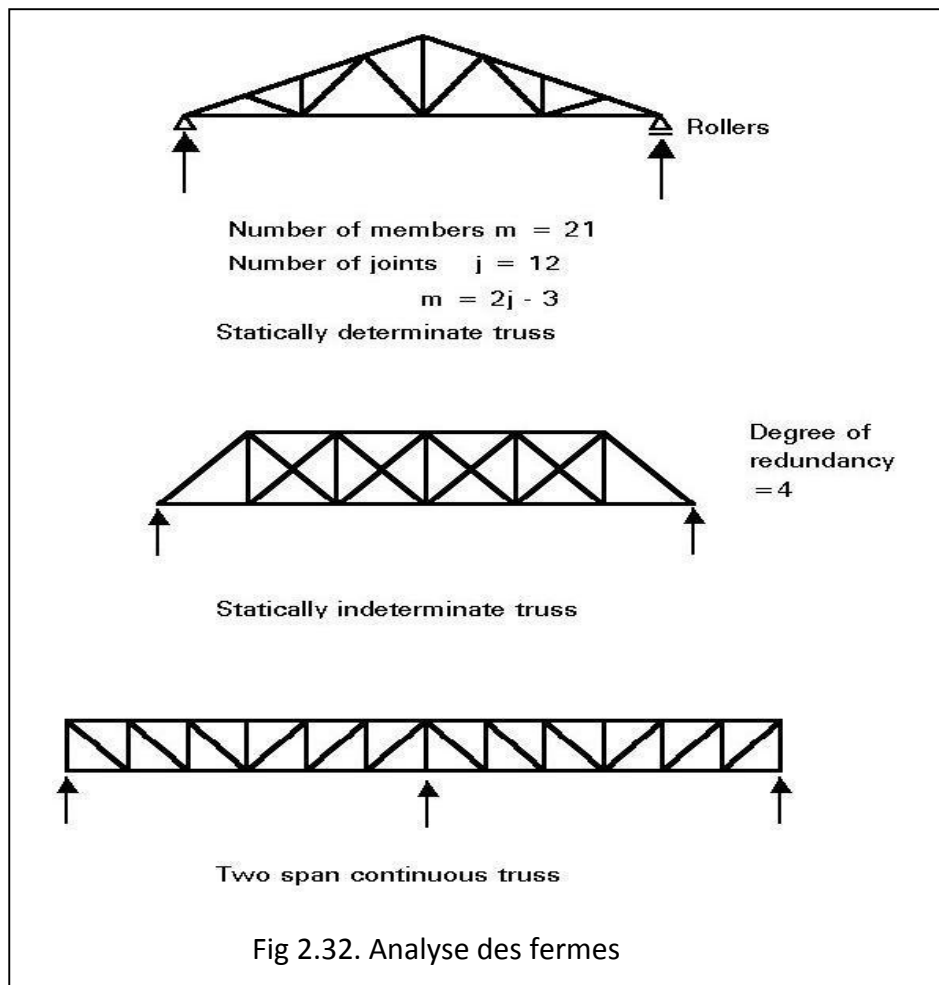
des bras en porte à faux par barres à l'œil ou des plaques de suspension et fonctionne comme une portée simple.

Aux États-Unis, les fermes à simple travées sont rarement utilisées pour des portées supérieures à 121,92 m, mais plusieurs ponts à travées multiples ont été construits dans la plage de 182,88 m. Pour les très longs ponts à travées multiples, les travées en treillis sont raccordées à l'aide de l'arrangement Gerber. Trois fermes continues ont été construites dans la plage intermédiaire avec des portées allant jusqu'à environ 228,60 m. Pour les portées supérieures à environ 228,60 m, la ferme cantilever est généralement utilisée à la fois pour les configurations détailler et de ferme en travers. Pour de très longues portées, jusqu'à environ 487,68 m, la ferme en travers est utilisée exclusivement.

2.1.5. Analyse des treillis [9], [27]

2.1.5.1. Généralités

Les treillis peuvent être à travée unique, isostatiques ou hyperstatiques intérieurement, continus sur deux travées ou plus, comme montré figure (2.32).



Seuls les treillis à travée unique et isostatiques intérieurement seront étudiés dans cette partie. En général, un treillis est isostatique intérieurement lorsque :

$$m = 2j - 3$$

Où m : est le nombre de barres dans le treillis,

j : est le nombre de nœuds.

Cependant, le fait que cette formule soit respectée pour un treillis complet, n'interdit pas qu'il puisse exister des mécanismes locaux dans une partie du treillis.

Les méthodes de calcul manuel d'analyse des treillis, lorsque les charges sont appliquées aux nœuds, sont basées sur l'étude de l'équilibre du nœud, la méthode d'équilibre des sections (méthode de Ritter) et la méthode graphique d'équilibre des efforts (méthode de Cremona). La méthode d'équilibre des nœuds est la plus rapide dans l'analyse des poutres treillis à membrures parallèles, quand on veut connaître tous les efforts. La méthode d'équilibre des sections est habituellement utilisée quand on n'a besoin que des valeurs des efforts dans les barres les plus sollicitées. La méthode graphique est la méthode manuelle la plus générale. On utilise également des programmes de calcul sur ordinateur pour analyser les treillis.

2.1.5.2 Efforts secondaires dans les treillis

Dans beaucoup de cas, il n'est pas nécessaire de tenir compte des efforts secondaires lors du calcul du treillis. Ces efforts doivent cependant être calculés pour les treillis lourds utilisés dans les bâtiments industriels et les ponts.

Les efforts secondaires sont créés par :

- l'excentrement au niveau des assemblages,
- les charges appliquées entre les nœuds du treillis,
- les moments produits par la rigidité des nœuds et les déformations du treillis.

Nous examinons ceci en détail ci-dessous :

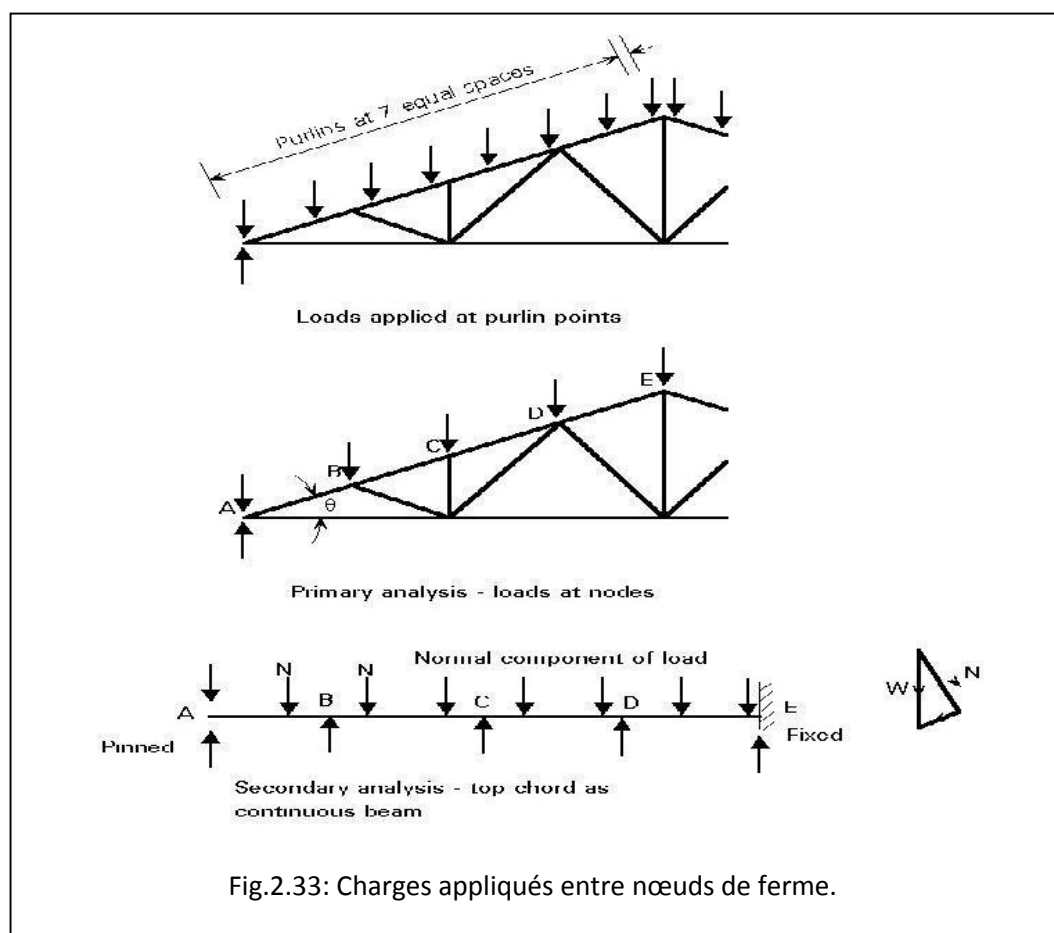
2.1.5.2.1 Excentrement des assemblages

Les treillis devraient être conçus de sorte que les lignes moyennes des barres et les lignes de trusquinage soient concourantes aux nœuds. Sinon, les barres et les assemblages devront être calculés pour reprendre les moments créés par l'excentrement. Ces moments seront répartis

entre toutes les barres aboutissant au même nœud, en fonction de leur rigidité. Les contraintes, créées par de faibles excentremets, sont souvent négligées.

2.1.5.2.2 Charges appliquées entre les nœuds

Les moments créés par ces charges doivent être calculés et les contraintes produites ajoutées à celles dues aux efforts normaux principaux ; de ce fait les barres concernées seront calculées comme des barres soumises à flexion composée. On rencontre souvent cette situation dans les treillis supportant les couvertures, lorsque les charges sont appliquées sur l'arbalétrier par l'intermédiaire de pannes qui ne reposent pas au niveau des nœuds ainsi que le montre la figure (2.33).



La méthode de calcul manuel consiste à analyser d'abord le treillis sous les charges, appliquées aux nœuds, produisant des efforts normaux dans les barres. Ensuite on effectue une analyse supplémentaire pour calculer les moments fléchissant dans l'arbalétrier considéré comme une poutre continue. Le nœud E, au faîte, est un appui encastré à cause de la symétrie,

mais le nœud A, à l'autre extrémité de l'arbalétrier, doit être considéré comme un appui articulé ; d'une autre manière, le moment sera transmis dans la membrure inférieure si l'assemblage entre le treillis et le poteau est supposé être une articulation. L'arbalétrier est calculé sous effort normal et moment fléchissant.

2.1.5.2.3 Moments créés par les assemblages rigides et les déformations des treillis

Les contraintes créées par les moments secondaires sont importantes dans les treillis comportant des barres courtes et épaisses. Des règles approchées précisent quand on doit effectuer une telle analyse. Ces contraintes secondaires peuvent être négligées si l'élançement, dans le plan du treillis, des barres constituant les membrures est supérieur à 50 et si celui de la plupart des diagonales est supérieur à 100. Dans les treillis de bâtiment, les charges sont principalement statiques et il n'est pas nécessaire de calculer ces contraintes. Les contraintes créées par les moments secondaires ont une valeur maximum à l'extrémité des barres et ne sont pas la cause principale de la ruine. Cependant, quand les effets de la fatigue sont importants, ces contraintes secondaires doivent être prises en compte. La méthode d'analyse pour les moments secondaires est développée ci-dessous.

2.1.5.3 Analyse élastique rigoureuse

Les treillis à assemblages rigides, hyperstatiques ou continus, avec des charges appliquées entre les nœuds, peuvent être analysés en utilisant un programme de calcul de portique plan basé sur la méthode des matrices de rigidité de l'analyse des portiques. Le treillis peut, aussi, être modélisé en tenant compte de l'excentrement des assemblages. Les dimensions transversales doivent être déterminées au préalable à l'aide d'une analyse manuelle. Toutes les informations nécessaires au calcul sont fournies en tant que résultats, ainsi que les déplacements des nœuds.

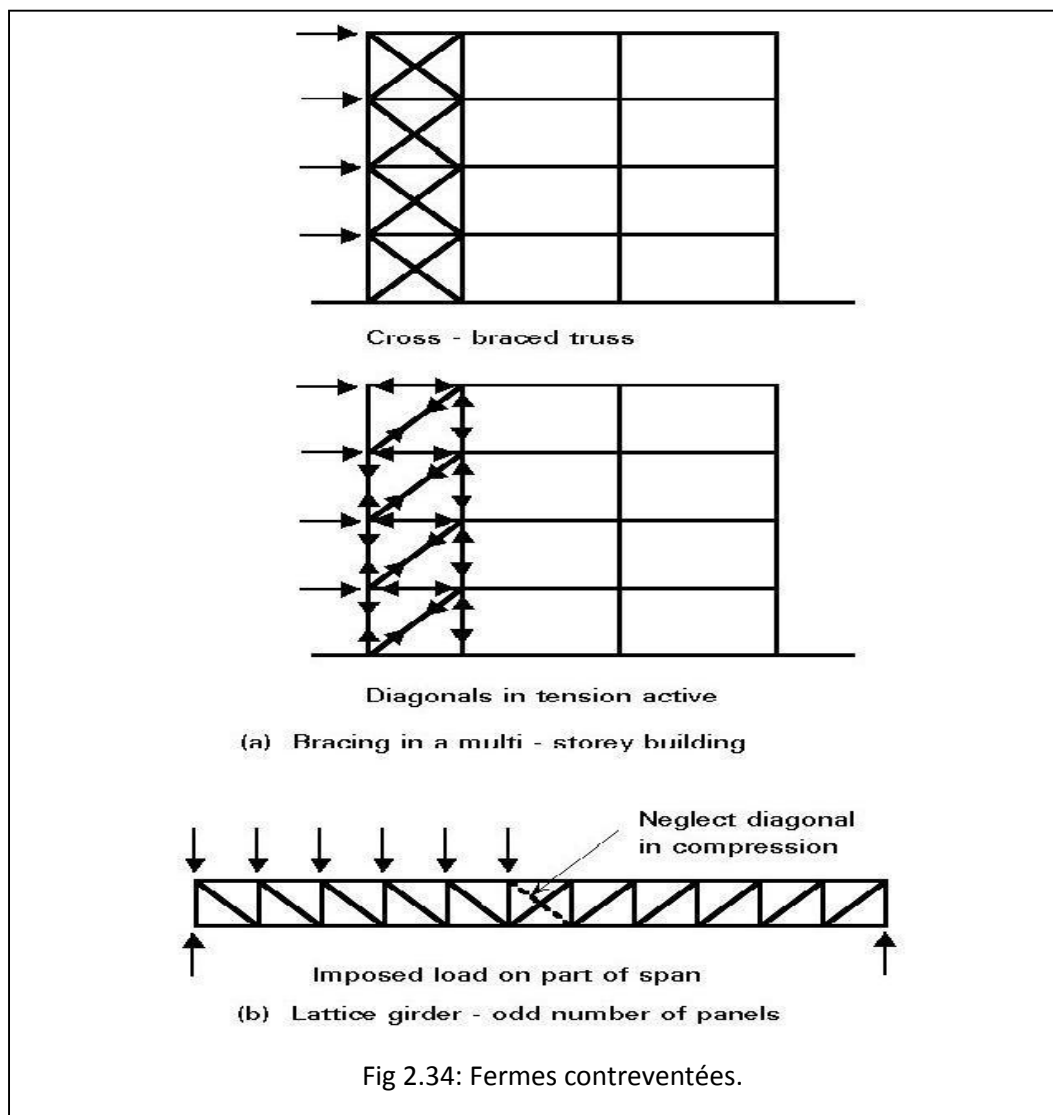
Il est important d'adopter une approche logique pour l'analyse et le calcul. Ceci signifie que, si les moments secondaires doivent être ignorés, les efforts normaux principaux à utiliser dans le calcul doivent être obtenus à partir de l'analyse simple d'un treillis modélisé comme une structure dont les nœuds sont des articulations. Les valeurs des efforts normaux, obtenues à la suite d'une analyse par programme de calcul sur portique à assemblage rigide, peuvent être grandement modifiées par les moments aux assemblages.

2.1.6. Cas particuliers

2.1.6.1 Contreventements en treillis des bâtiments

Dans les contreventements prévus pour stabiliser les bâtiments multi-étagés, les panneaux comportent souvent des barres disposées en croix de Saint-André, comme montré dans la figure (2.34a). On considère habituellement que le treillis est isostatique, en supposant que seul l'ensemble des diagonales tendues est efficace. Lorsque le vent change de sens, c'est l'autre ensemble des diagonales qui devient efficace.

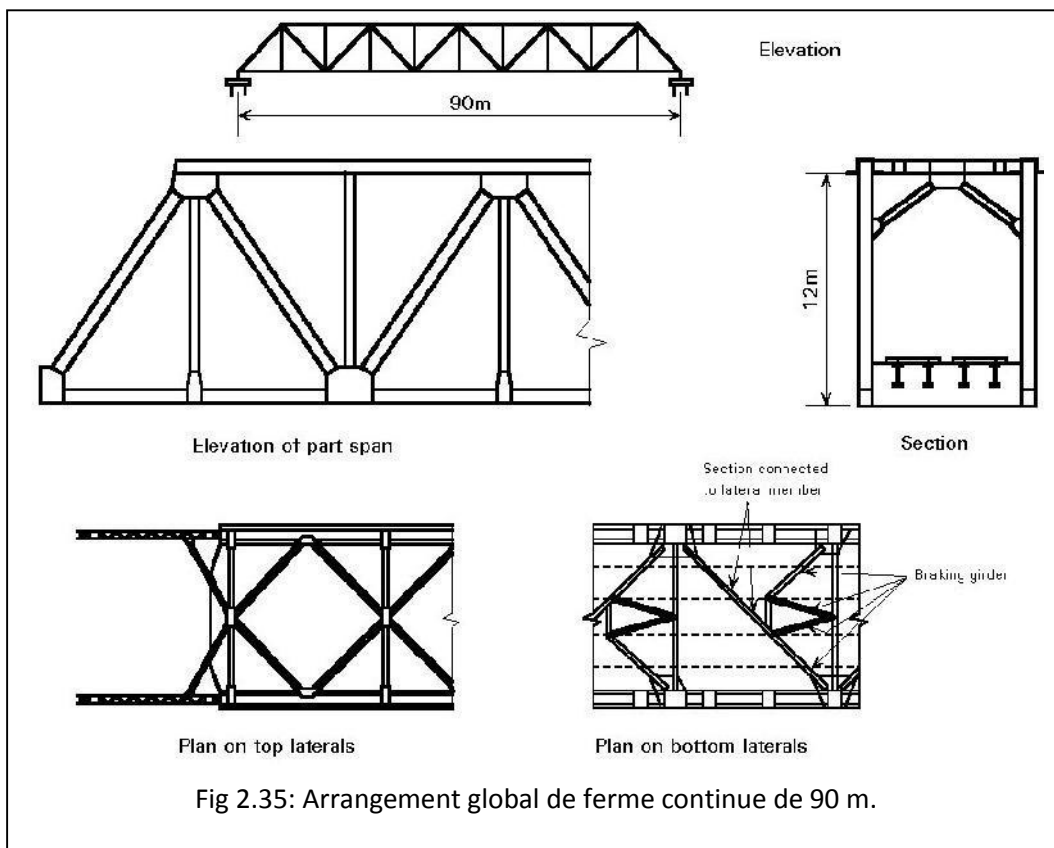
Un autre cas courant est celui des poutres treillis composées d'un nombre impair de panneaux. Le panneau central comporte alors deux diagonales en croix, comme montré dans la figure (2.34b). Sous chargement symétrique, il n'y a pas d'effort normal dans ces diagonales. Si les charges variables sont appliquées d'un seul côté de la travée, on suppose que seule la diagonale tendue est efficace.



2.1.6.2 Contreventement latéral des ponts

Le contreventement des longerons, les poutres de reprise des efforts de freinage, le contreventement des membrures latérales sont nécessaires pour transmettre les charges mobiles longitudinales et les actions du vent et/ou des tremblements de terre aux appuis et aussi pour empêcher le flambement des membrures comprimées.

Pour la partie supérieure du contreventement latéral, un système en losange (ou en pointe de diamant), avec des liaisons aux points des panneaux, réduit de moitié la longueur de flambement transversal de la membrure comprimée, ainsi que montré dans la figure (2.35).



Pour les ponts-rails, la figure (2.35) montre une solution économique pour le système de contreventement latéral, au niveau du tablier, consistant en une unique barre simple pliée en deux qui reprend les efforts de freinage. Le système est supporté par les longerons, et, ainsi, la longueur de flambement est environ égale au tiers de la longueur du panneau.

L'action du vent sur les diagonales et les montants peut être répartie de manière égale entre les systèmes de contreventement latéral supérieur et inférieur, en n'oubliant pas que les portiques d'extrémité (soit diagonaux, soit verticaux) doivent transmettre la charge appliquée au niveau de la membrure supérieure jusqu'à la membrure inférieure.

Bien sûr, lorsqu'un seul système de contreventement latéral existe (comme dans les treillis en console ou suspendus), ce système unique doit reprendre la totalité des charges dues au vent.

En plus de résister aux charges transversales appliquées extérieurement comme l'action du vent, etc., le contreventement latéral stabilise la membrure comprimée. Sa présence est nécessaire pour garantir que les barres du treillis auront des longueurs de flambement raisonnablement faibles. Le contreventement latéral est aussi nécessaire à toutes les brisures des membrures où les efforts de compression sont produits dans les barres de l'âme, que la membrure soit tendue ou comprimée.

2.1.6.3. Flèches des treillis

La flèche d'un treillis à noeuds articulés peut être calculée en utilisant soit la méthode énergétique, soit la méthode des travaux virtuels. La flèche obtenue par la méthode énergétique est donnée par :

$$\delta = \frac{\sum F_u L}{E A}$$

Où **A** est l'aire de la barre du treillis.

E est le module d'élasticité longitudinale (module de Young).

L est la longueur de la barre du treillis, mesurée entre nœuds.

F est l'effort normal dans la barre, créé par le chargement.

u est l'effort normal dans la barre, créé par une charge unitaire appliquée au nœud du treillis où la flèche doit être calculée, dans la direction de la flèche recherchée.

La méthode graphique, dite épure de Williot-Mohr, peut également être utilisée pour déterminer les flèches du treillis. Si une analyse par programme sur ordinateur est utilisée, les flèches des noeuds sont obtenues en même temps que les autres résultats.

On peut appliquer à un treillis, lors de sa fabrication, une contre-flèche pour compenser

2.1.7. Calcul des treillis

Les treillis doivent être analysés sous chacun des cas de charge. Ces cas sont combinés afin d'obtenir les conditions les plus défavorables pour le calcul de chaque élément. Quelques aspects importants du calcul sont présentés ci-dessous.

2.1.7.1. Barres comprimées dans les bâtiments

Les élancements maximums sont définis dans les règles et ceci limite souvent la taille minimum des barres à utiliser dans les treillis légers.

Les valeurs minimales acceptables des élancements sont :

- Barres résistant aux charges permanentes et d'exploitation : 180
- Barres résistant aux charges de vent : 250
- Autre barres, en général tendues, mais soumises à des contraintes alternées créées par le vent : 350

Ces limites garantissent que des barres suffisamment robustes seront choisies quand les charges seront faibles. Les charges de vent sont transitoires et des valeurs des élancements plus élevées que pour les charges permanentes et les charges d'exploitation sont permises. Ces règles diminuent aussi les risques de désordres se produisant lors du transport et du montage. A cet égard, il est de pratique courante de donner aux cornières les dimensions minimales suivantes :

- cornières à ailes égales L 50 x 50 x 6
- cornières à ailes inégales L 65 x 50 x 6

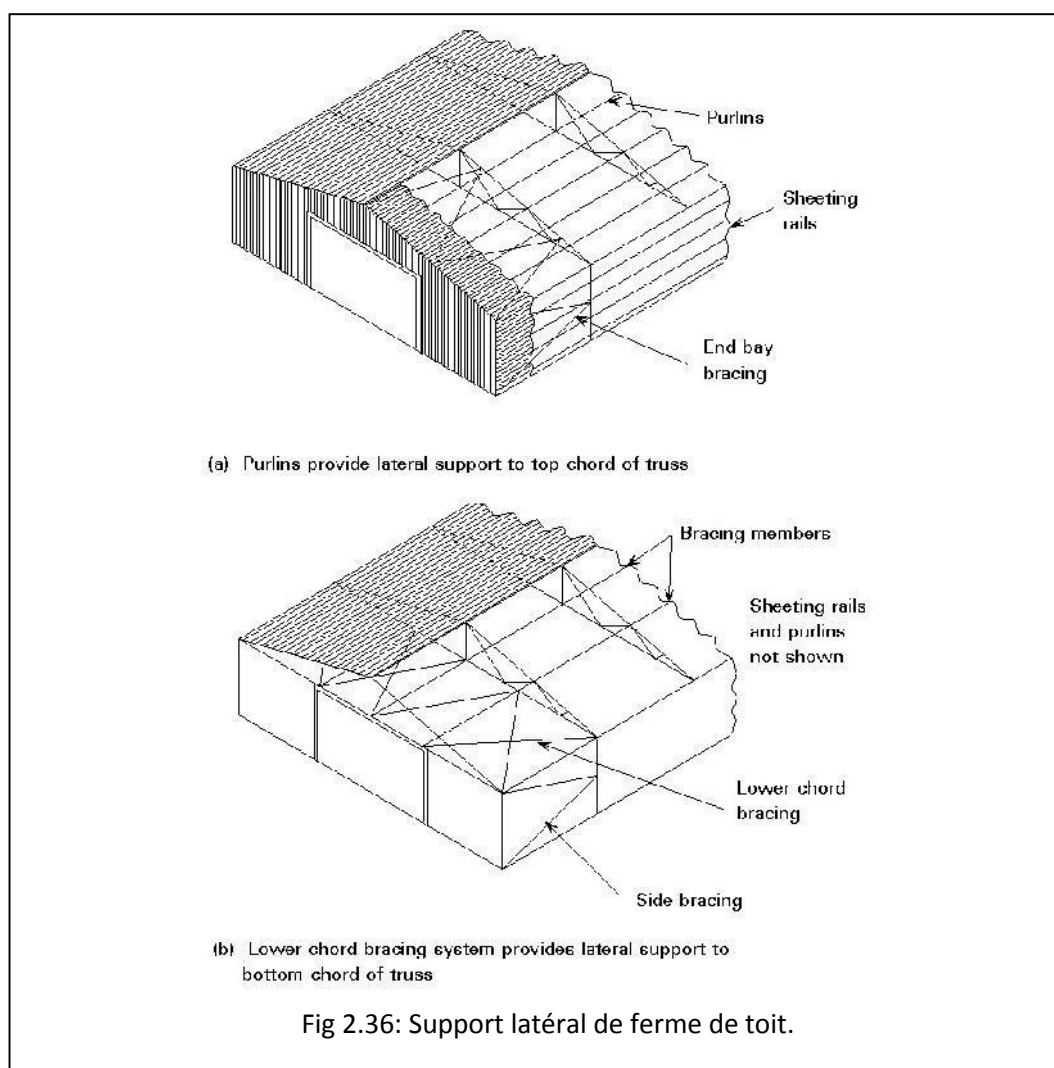
Pour le calcul des barres de treillis dans lesquelles les contraintes de flexion secondaire sont négligées, on fera les hypothèses suivantes :

- Lors de l'analyse, les assemblages seront considérés comme des articulations,
- Pour le calcul des longueurs de flambement, on pourra tenir compte de l'encastrement des assemblages et de la rigidité des barres adjacentes.
- Quand la position exacte des points de chargement sur l'arbalétrier n'est pas connue, le moment fléchissant local est pris égal à $WL/6$.
- Conformément au paragraphe 5.8.2 de la Partie 1 de l'Eurocode 3, la longueur de flambement, dans le plan du treillis, des membrures peut être prise égale à la distance entre nœuds d'assemblage des barres d'âme et la longueur de flambement des membrures, hors du plan du treillis, est égale à la distance entre pannes ou tirants.

La figure (2.36) montre un treillis support de couverture dans un bâtiment où les pannes créent un maintien latéral de la membrure comprimée et où un système de contreventement crée un maintien latéral de la membrure inférieure.

Pour les barres d'âme, les longueurs de flambement dans le plan du treillis peuvent être prises égales à $0,9 L$ où L est la distance entre nœuds du treillis.

Les cornières simples discontinues assemblées sur un gousset ou une autre barre ou les cornières doubles discontinues assemblées des deux côtés sur un gousset ou une autre barre sont communément utilisées pour les barres internes d'un treillis. Elles doivent être assemblées par au moins deux boulons ou par des cordons de soudure équivalents. Le paragraphe 5.8.3 de la partie 1 de l'Eurocode 3 précise que l'excentrement peut être ignoré et que ces barres pourront être calculées comme des barres soumises à effort normal centré.



2.1.7.2. Barres comprimées dans les ponts

En général les barres de treillis des ponts sont plus importantes que celles des bâtiments et il faut porter d'avantage d'attention au calcul détaillé de ces barres. La Partie 1 de l'Eurocode 3 s'applique aux bâtiments et les valeurs des longueurs de flambement, L et $0,9 L$ qui placent en sécurité, ne sont pas très significatives dans le cas de treillis de portée relativement faible.

Cependant, pour les ponts où la réduction la plus forte du poids d'acier est essentielle. Dans la recherche des sections des membrures comprimées, la répartition idéale de matière sera celle qui amène à trouver une section dont les rayons de giration sont tels que les élancements soient identiques dans les deux plans. Ainsi, la barre a la même probabilité de flamber horizontalement que verticalement. Les dimensions transversales des barres doivent être choisies de sorte que les dimensions des plats utilisés soient raisonnables. Ainsi, à poids d'acier égal, s'ils sont trop épais, le rayon de giration sera plus faible que pour une barre plus large comportant des plats plus minces. Les plats devront avoir une épaisseur aussi faible que possible, sans cependant avoir une perte de trop de matière occasionnée par le calcul de la section efficace.

2.1.7.3. Barres tendues dans les bâtiments

Les profils creux assemblés par soudure peuvent se révéler les plus efficaces. Dans le cas de cornières assemblées par boulonnage sur les ailes il faut tenir compte de l'aire nette. En théorie, on peut utiliser des ronds ou des câbles, mais ils ne conviennent pas pour des raisons pratiques car ils entraînent une perte de rigidité et sont facilement endommagés. On adoptera pour les cornières tendues les mêmes valeurs minimales que dans le cas des cornières comprimées.

2.1.7.4. Barres tendues dans les ponts

Les barres tendues doivent être aussi compactes que possible, mais elles doivent être suffisamment larges pour qu'il y ait l'espace nécessaire pour mettre en place les boulons à l'endroit des goussets. L'épaisseur, dans le sens perpendiculaire au treillis, doit être identique à celle des diagonales et des montants pour pouvoir utiliser de simples goussets de recouvrement, sans fourrures.

Il faut tenir compte de la section nette quand des trous de boulons sont pratiqués. Il est possible de parvenir à une aire nette égale à environ 85 % de l'aire brute en disposant convenablement les boulons.

2.1.7.5. Barres soumises à des efforts alternés

Pour les bâtiments, la partie 1 de l'Eurocode 3 impose la prise en compte des phénomènes dus à la fatigue dans le cas de :

1. Barres supportant des dispositifs de levage ou des charges roulantes.

2. Barres soumises à des cycles répétés de contraintes produites par des machines vibrantes.
3. Barres soumises à des oscillations produites par l'action du vent ou des rassemblements de personnes.

Même dans ces cas, cette prise en compte n'est pas nécessaire lorsque le niveau des contraintes ou le nombre de cycles, restent faibles. Autrement, les barres soumises à des charges alternées devront être calculées dans les conditions les plus critiques.

Pour les ponts on doit en tenir compte pour toutes les barres soumises à des charges alternées.

2.1.8. Eléments pratiques de calcul

2.1.8.1. Bâtiments

- Il n'est pas toujours économique de donner à chacune des barres une taille différente. Le concepteur devra choisir les tailles avec bon sens et utiliser seulement deux ou trois sections différentes dans le cas de treillis de faible portée.
- Des tailles minimales devront être adoptées pour empêcher les désordres pouvant se produire lors du transport et du montage. Les tableaux donnant les charges maximales sont très utiles et les barres soumises à effort normal peuvent y être trouvées directement. Les barres soumises à effort normal et moment fléchissant peuvent être calculées par itération. On choisit d'abord une taille initiale en supposant que la résistance à la compression est égale à 60% de la résistance totale.
- Les grands treillis doivent être divisés en plusieurs parties pour le transport. Des liaisons boulonnées sur chantier sont utilisées pour assembler le treillis sur place.

2.1.8.2. Ponts

- La valeur optimum du rapport de la portée à la hauteur dépend de l'importance des charges mobiles à supporter. Il se situe aux alentours de 10, en étant plus élevé pour les ponts-routes et plus faible pour les ponts-rails (pour les ponts-rails à double voie, il peut atteindre des valeurs de $7\frac{1}{2}$). Cependant on devrait toujours faire une vérification basée sur la hauteur la plus économique pour un pont donné.
- Il faut choisir un nombre pair de mailles adapté à la configuration des diagonales. Dans le cas d'un nombre impair, le panneau central comportera des diagonales en croix. Ceci n'est pas généralement souhaitable, sauf peut-être au milieu d'un pont tournant. Les diagonales doivent former un angle compris entre 50° et 60° avec l'horizontale.

- L'acier de nuance S355 devrait être utilisé pour les membrures principales, la nuance S275 étant utilisée uniquement pour les barres supportant les charges nominales, à moins que le treillis ne soit fabriqué dans un pays où il est problématique de s'approvisionner en aciers de nuance élevée. Dans le cas d'un treillis conçu à partir de la nuance S355, le pourcentage d'acier de nuance S275 atteint normalement environ 7%
- Les problèmes que peut rencontrer l'équipe chargée de la maintenance du pont doivent être évalués en totalité. Il faut éviter de créer des zones où l'eau de pluie, l'humidité et des décombres peuvent être retenus. Toutes les zones exposées doivent être complètement accessibles en vue de leur peinture. Les profils creux sont facilement peints, mais les profils creux laminés gardent de dangereuses fissures à l'endroit des goussets, à moins que les assemblages ne soient soudés.

Enfin, nous pouvons conclure que les treillis et les poutres treillis sont des éléments importants dans le domaine de la construction où ils sont utilisés pour supporter des planchers, des couvertures ou pour assurer le contreventement.

Pour les ponts, les treillis peuvent constituer une solution économique dans le cas de portées situées entre 30 m et 200 m. Ils peuvent être réalisés par l'assemblage d'éléments de petite dimension et présentent un avantage particulier dans les régions d'accès difficile.

Les treillis isostatiques sont les plus couramment utilisés. Il faut leur garder une configuration simple en utilisant un nombre minimum de barres et d'assemblages.

Il faut éviter l'excentrement des charges et des assemblages pour réduire les contraintes secondaires. Les contraintes secondaires créées par les charges appliquées entre noeuds doivent être calculées.

Un soin particulier doit être apporté à la disposition des maintiens latéraux.

Les effets de la fatigue doivent être pris en compte dans les ponts et dans quelques éléments des bâtiments.

La configuration des barres et un calcul soigné des assemblages sont particulièrement importants.

Il faut éviter de créer des zones de corrosion potentielle sur toutes les constructions exposées.

2.2. SEISME

2.2.1. Généralités

Les dégâts causés par les tremblements de Terre incitent les scientifiques à comprendre les phénomènes en œuvre lors des séismes pour réduire leurs effets destructeurs. Ces effets sont de plus en plus meurtriers du fait de l'urbanisation galopante de certaines villes, en particulier dans les pays en développement.

Aujourd'hui nous savons que la source d'un séisme est liée à une rupture dans la roche. Les ondes que nous ressentons en surface sont émises par le glissement d'un compartiment de roche par rapport à l'autre, sur un plan de faille. Étant donné que la rupture s'initie, se développe et s'arrête à l'intérieur de la Terre solide (parfois sans atteindre la surface), le sismologue n'a pas les moyens d'étudier d'une manière directe ce phénomène, il ne peut qu'observer ses effets en surface. Il peut alors comparer les observations (quand elles sont disponibles) aux modèles analogiques, théoriques ou numériques. Cette comparaison permet essentiellement d'écarter les hypothèses n'expliquant pas la réalité.

L'étude des tremblements de Terre est devenue en l'espace de quelques décennies, une véritable science. Elle regroupe plusieurs disciplines, physique, mathématiques, mécanique, géologique etc... Cette science a fait un progrès significatif dans la compréhension de la physique de base des tremblements de Terre. Dans le domaine particulier de l'étude de la source sismique, de plus en plus d'observations précises et abondantes sont disponibles pour étudier le phénomène à l'origine des ondes sismiques.

Parmi ces enregistrements, les accélérographes sont particulièrement riches en information relative à la source. Ce type d'observation n'est possible qu'en champ proche, dans un rayon de quelques longueurs de failles. Les accéléromètres enregistrent, en effet l'accélération du sol à très hautes fréquences (petites longueurs d'ondes). Ces dernières sont rapidement atténuées par la propagation entre la source et la station. De plus en plus de failles sont surveillées par ce type d'instrument [12].

L'objectif de ce sous chapitre est de définir un séisme, ces caractéristiques et ces différentes origines ainsi que les ondes sismiques engendrées lors de ce séisme.

2.2.1.1 Définition d'un Séisme

Un séisme ou tremblement de terre est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Le résultat de la rupture des roches en

surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeurs se nomme le foyer. Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe (qui produit des sismogrammes) [14].

2.2.1.2 Caractéristiques principales d'un séisme

Un séisme est caractérisé par [14] et [15] :

Un foyer: ou hypocentre d'un séisme, c'est la région de la faille où se produit la rupture et d'où partent les ondes sismiques. Il est généralement situé dans les cent premiers kilomètres de la lithosphère Figure (2.37).

Un épicentre: lieu de la surface terrestre situé exactement à la verticale du foyer, où l'intensité du séisme est la plus importante Figure (2.37).

Une magnitude: la magnitude d'un séisme est une valeur intrinsèque du séisme. Indépendante du lieu d'observation, elle est mesurée sur l'échelle de Richter du nom de l'américain qui en 1935 a introduite pour quantifier l'énergie libérée au foyer d'un tremblement de terre et pouvoir ainsi comparer les séismes entre eux. Les valeurs de la magnitude sont comprises entre 1 et 9 Figure (2.37).

Une intensité: elle correspond à l'évaluation des dégâts observés sur le terrain en un site donné. L'échelle la plus utilisée est l'échelle M.S.K, graduée de I à XII. Un même séisme sera ressenti avec des intensités différentes selon la distance par rapport à l'épicentre et selon les caractéristiques locales (effets de site) Figure (2.37).

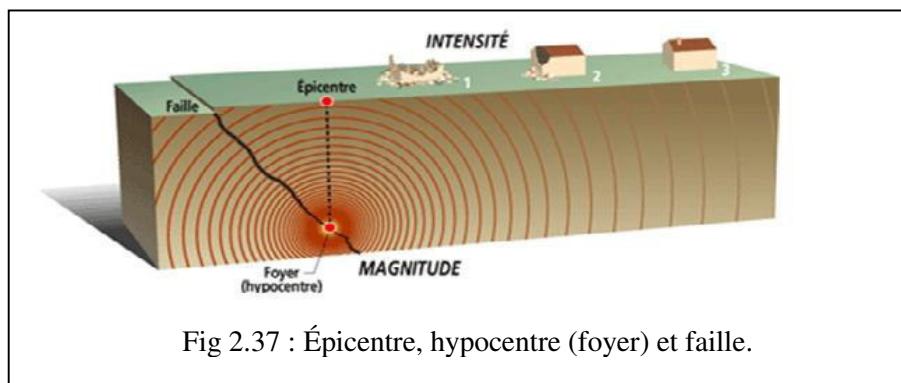


Fig 2.37 : Épicentre, hypocentre (foyer) et faille.

L'accélération maximale du sol ou PGA : C'est un paramètre important pour le calcul de structure. Les paramètres précédents ayant essentiellement un intérêt d'appréciation et de

classification, ils ne sont pas directement utilisables pour ce domaine. Cette valeur relève de mesures effectuées sur le site. L'accélération maximale est exprimée en $m.s^{-2}$ ou en g, valeur de l'accélération de la pesanteur.

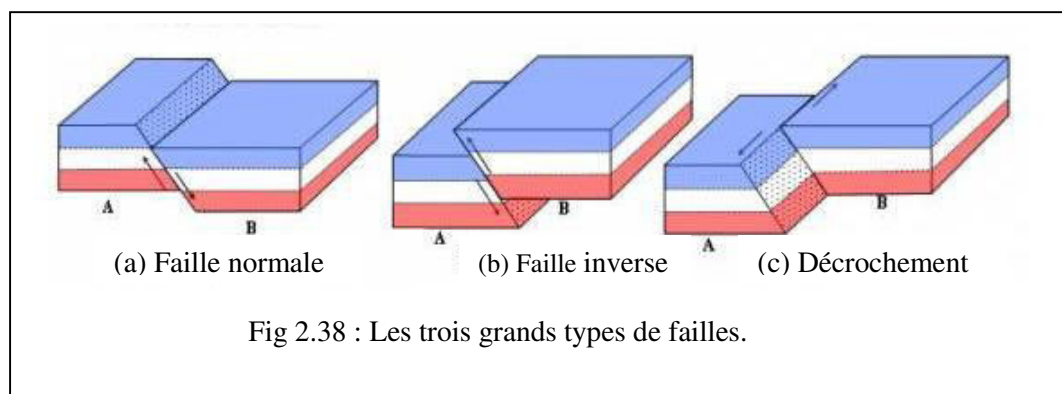
Le déplacement maximal du sol : Il donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité d'une structure par rapport à sa base (allant de quelques centimètres à un mètre en zone fortement sismique).

La durée du tremblement de terre : Celle-ci est liée à sa magnitude et va de quelques secondes à une minute en zone fortement sismique.

Les sismogrammes, ou accélérogrammes : Ce sont des représentations des accélérations en un lieu du séisme, en fonction du temps. Ils caractérisent à la fois l'accélération, la durée et le contenu fréquentiel. Ils proviennent d'enregistrements dans la zone sismique considérée, dans ce cas on les appelle naturels. Ils peuvent aussi être créés artificiellement. Un sismogramme est la caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre, qui présente l'avantage de pouvoir être directement utilisé dans un calcul dynamique.

Les trois grands types de failles

- Les failles normales se caractérisent par la séparation partielle des deux compartiments qui soumise à des forces d'étirements s'écartent l'un de l'autre ce qui provoque l'effondrement de l'un des blocs Figure 2.38 (a).
- les failles inverses qu'on appelle également chevauchantes à l'inverse du cas précédente, les deux blocs sont poussés l'un vers l'autre par des forces de compression ce qui produite dans la plupart des cas au chevauchement d'un bloc sur l'autre Figure 2.38 (b).
- le troisième type de faille se rapporte au faille décrochant ou tout simplement décrochement verticale un tel évènement provoque le coulissage horizontal des deux blocs séparés en sens contraire de part et d'autre du plan de faille Figure 2.38 (c).



2.2.1.3 Origines de tremblements de terre

Un tremblement de terre est une secousse plus ou moins violente du sol qui peut avoir quatre origines : rupture d'une faille ou d'un segment de faille (séismes tectoniques) ; intrusion et dégazage d'un magma (séismes volcaniques) ; « *craquements* » des calottes glaciaires se répercutant dans la croûte terrestre[13] ; explosion, effondrement d'une cavité (séismes d'origine naturelle ou dus à l'activité humaine). En pratique on classe les séismes en quatre catégories selon les phénomènes qui les ont engendrés [14]:

a) Séismes tectoniques

Les séismes tectoniques sont de loin les plus fréquents et dévastateurs. Une grande partie des séismes tectoniques a lieu aux limites des plaques, où se produit un glissement entre deux milieux rocheux. Ce glissement, localisé sur une ou plusieurs failles, est bloqué durant les périodes inter-sismiques (entre les séismes), et l'énergie s'accumule par la déformation élastique des roches. Cette énergie et le glissement sont brusquement relâchés lors des séismes. Dans les zones de subduction, les séismes représentent en nombre la moitié de ceux qui sont destructeurs sur la Terre, et dissipent 75 % de l'énergie sismique de la planète. C'est le seul endroit où on trouve des séismes profonds (de 300 à 645 kilomètres). Au niveau des dorsales médio-océaniques, les séismes ont des foyers superficiels (0 à 10 kilomètres), et correspondent à 5 % de l'énergie sismique totale. De même, au niveau des grandes failles de décrochement, ont lieu des séismes ayant des foyers de profondeur intermédiaire (de 0 à 20 kilomètres en moyenne) qui correspondent à 15 % de l'énergie. Le relâchement de l'énergie accumulée ne se fait généralement pas en une seule secousse, et il peut se produire plusieurs réajustements avant de retrouver une configuration stable. Ainsi, on constate des répliques suite à la secousse principale d'un séisme, d'amplitude décroissante, et sur une durée allant de quelques minutes à plus d'un an. Ces secousses secondaires sont parfois plus dévastatrices que la secousse principale, car elles peuvent faire s'écrouler des bâtiments qui n'avaient été qu'endommagés, alors que les secours sont à l'œuvre. Il peut aussi se produire une réplique plus puissante encore que la secousse principale quelle que soit sa magnitude. Par exemple, un séisme de 9,0 peut être suivi d'une réplique de 9,3 plusieurs mois plus tard même si cet enchaînement reste extrêmement rare.

b) Séismes d'origine volcanique

Les séismes d'origine volcanique résultent de l'accumulation de magma dans la chambre magmatique d'un volcan. Les sismographes enregistrent alors une multitude de microséismes

(trémor) dus à des ruptures dans les roches comprimées ou au dégazage du magma. La remontée progressive des hypocentres (liée à la remontée du magma) est un indice prouvant que le volcan est en phase de réveil et qu'une éruption est imminente.

c) Séismes d'origine polaire

Les glaciers et la couche de glace présentent une certaine élasticité, mais les avancées différenciées et périodiques (rythme saisonnier marqué) de coulées de glace provoquent des cassures dont les ondes élastiques génèrent des tremblements de terre, enregistrés par des sismographes loin du pôle à travers le monde. Ces « *tremblements de terre glaciaires* » du Groenland sont caractérisés par une forte saisonnalité. Une étude publiée en 2006 a conclu que le nombre de ces séismes avait doublé de 2000 à 2005, tendance temporelle suggérant un lien avec une modification du cycle hydrologique et une réponse glaciaire à l'évolution des conditions climatiques. Si l'on considère qu'une part du réchauffement climatique est d'origine humaine, une part des causes de ces séismes pourrait être considérée comme *induits* par l'Homme.

d) Séismes d'origine artificielle

Les séismes d'origine artificielle ou « séismes induits » de faible à moyenne magnitude sont dus à certaines activités humaines telles que barrages, pompes profonds, extraction minière, explosions souterraines ou nucléaires, ou même bombardements. Ils sont fréquents et bien documentés depuis les années 1960-1970. Par exemple, rien que pour la France et uniquement pour les années 1971-1976, plusieurs séismes ont été clairement attribués à des remplissages de lacs-réservoirs, à l'exploitation de gisements pétrolifères ou aux mines :

- le remplissage du lac de Vouglans (Jura) (magnitude 4,3, le 21 juin 1971) qui produit des dégâts dans les villages voisins du barrage,
- autour du lac-réservoir de l'Alesani, en Corse, le 29 sept 1971 un séisme est ressenti sur une faible surface centrée sur le lac (dans une zone jusqu'alors complètement asismique). En avril 1978, lors d'un nouveau remplissage (après vidange du barrage durant plusieurs mois), un nouveau séisme de magnitude 4,4 est ressenti,
- le lac-réservoir de Sainte-croix-du-Verdon (Alpes-de-Haute-Provence) n'a pas bougé lors de son remplissage, mais de septembre 1973 à août 1975, les stations sismiques téléométrées ont enregistré plus de 90 petites secousses, au voisinage même du lac, et

leur fréquence maximale (36 secousses en 3 mois) correspondait au moment du pic de remplissage (mars-mai 1975),

- le gisement pétrolifère et gazier de Lacq (surveillé depuis 1974), a encore produit des séismes (dont le 31 déc 1972, de magnitude 4,0).
- le gisement gazier de Valempoulières (Jura) a généré un petit séisme le 8 janvier 1975, ressenti dans les communes l'entourant.
- des "coups de toit" touchent régulièrement le bassin minier de Fuveau-Gardanne dans les Bouches-du-Rhône et celui de Creutzwald-Merlebach en Moselle, parfois confondus avec de véritables séismes naturels.

Les tremblements de terre engendrent parfois des tsunamis, dont la puissance destructrice menace une part croissante de l'humanité, installée en bordure de mer. Ils peuvent aussi menacer les installations pétrolières et gazières offshore et disperser les décharges sous-marines contenant des déchets toxiques, déchets nucléaires et munitions immergées. On cherche à les prévoir, pour s'en protéger, à l'aide d'un réseau mondial d'alerte, qui se met en place, en Indonésie et Asie du Sud Est notamment.

Dans certains cas, les séismes provoquent la liquéfaction du sol : un sol mou et riche en eau perdra sa cohésion sous l'effet d'une secousse.

Mesure d'un tremblement de terre?

Nous disposons de deux échelles pour évaluer les tremblements de terre: l'échelle de Mercalli et l'échelle de Richter. Aujourd'hui, nous n'utilisons que celle de Richter, mais les séismes du passé ne peuvent être évalués que selon celle de Mercalli.

2.2.1.4 Magnitude d'un séisme

La puissance d'un tremblement de terre peut être quantifiée par sa *magnitude*, notion introduite en 1935 par le sismologue Charles Francis Richter. La magnitude se calcule à partir des différents types d'ondes sismiques en tenant compte de paramètres comme la distance à l'épicentre, la profondeur de l'hypocentre, la fréquence du signal, le type de sismographe utilisé, etc. La magnitude n'est pas une échelle mais une fonction continue logarithmique. En raison de ce caractère logarithmique, lorsque l'amplitude du déplacement du sol est multipliée par 10, la magnitude augmente d'une unité. Ainsi, un séisme de magnitude 7 provoquera un déplacement du sol dix fois plus important qu'un événement de magnitude 6, cent fois plus important qu'un de magnitude 5.

La magnitude, souvent appelée magnitude sur l'échelle de Richter, terme le plus connu du grand public, est généralement calculée à partir de l'amplitude ou de la durée du signal enregistré par un sismographe. Plusieurs valeurs peuvent être ainsi calculées (Magnitude locale M_L de durée M_D , des ondes de surfaces M_S , des ondes de volumes M_B). Mais ces différentes valeurs ne sont pas très fiables dans le cas des très grands tremblements de terre. Les sismologues lui préfèrent la magnitude de moment (notée M_W) qui est directement reliée à l'énergie libérée lors du séisme. Des lois d'échelle relient cette magnitude de moment aux paramètres géométriques du séisme (surface rompue et quantité de glissement sur la faille).

Tableau (2.1) :L'échelle de Richter

Magnitude	Effets engendrés
9	Destruction totale à l'épicentre, et possible sur plusieurs milliers de km
8	Dégâts majeurs à l'épicentre, et sur plusieurs centaines de km
7	Importants dégâts à l'épicentre, secousse ressentie à plusieurs centaines de km
6	Dégâts à l'épicentre dont l'ampleur dépend de la qualité des constructions
5	Tremblement fortement ressenti, dommages mineurs près de l'épicentre
4	Secousse sensible, mais pas de dégâts
3	Seuil à partir duquel la secousse devient sensible pour la plupart des gens
2	Secousse ressentie uniquement par des gens au repos
1	Secousse imperceptible

2.2.1.5 Intensités d'un séisme

La magnitude d'un séisme ne doit pas être confondue avec l'intensité macrosismique qui se fonde sur l'observation des effets et des conséquences du séisme en un lieu donné : vibration des fenêtres, nombre de personnes qui ressentent les secousses, ampleur des dégâts, etc. Les échelles d'intensité comportent des degrés notés en nombres romains, de I à XII pour les échelles les plus connues (Mercalli, MSK ou EMS). Parmi les différentes échelles, on peut citer :

- l'échelle Rossi-Forel (aussi notée RF).
- l'échelle Medvedev-Sponheuer-Karnik (aussi notée MSK).

- l'échelle de Mercalli (notée MM dans sa version modifiée).
- l'échelle de Shindo (震度) de l'agence météorologique japonaise.
- l'échelle macrosismique européenne (aussi notée EMS98).

Tableau (2.2) : Forme abrégée de l'EMS 98(Grünthal G ,2001)

Intensité EMS	Définition	Description des effets typiques observés (résumé)
I	Non ressenti	Non ressenti.
II	Rarement ressenti	Ressenti uniquement par quelques personnes au repos dans les habitations.
III	Faible	Ressenti à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les personnes au repos ressentent une vibration ou un léger tremblement.
IV	Largement observé	Ressenti à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes, à l'extérieur par très peu. Quelques personnes sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle vibrent.
V	Fort	Ressenti à l'intérieur des habitations par la plupart, à l'extérieur par quelques personnes. De nombreux dormeurs se réveillent. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans leur ensemble. Les objets suspendus se balancent fortement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent ou se ferment.
VI	Dégâts légers	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Chutes d'objets. De nombreux bâtiments subissent des dégâts non structuraux comme de très fines fissures et des chutes de petits morceaux de plâtre.
VII	Dégâts	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Les meubles se déplacent et beaucoup d'objets tombent des étagères. De nombreux bâtiments ordinaires bien construits subissent des dégâts modérés : petites fissures dans les murs, chutes de plâtre, chutes de parties de cheminées ; des bâtiments plus anciens peuvent présenter de larges fissures dans les murs et une défaillance des cloisons de remplissage.
VIII	Dégâts importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à rester debout. Beaucoup de bâtiments ont de larges fissures dans les murs. Quelques bâtiments ordinaires bien construits présentent des défaillances sérieuses des murs, tandis que des structures anciennes peu solides peuvent s'écrouler.
IX	Destructions	Panique générale. De nombreuses constructions peu solides s'écroulent. Même des bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants : défaillances sérieuses des murs et effondrement structural partiel.
X	Destructions importantes	De nombreux bâtiments bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent, même ceux ayant une bonne conception parasismique sont détruits.
XII	Catastrophe généralisée	Pratiquement tous les bâtiments sont détruits.

Forme abrégée de l'EMS 98 (Grünthal G., 2001).

Les relations entre magnitude et intensité sont complexes. L'intensité dépend du lieu d'observation des effets. Elle décroît généralement lorsqu'on s'éloigne de l'épicentre en raison de l'atténuation introduite par le milieu géologique traversé par les ondes sismiques, mais d'éventuels effets de site (écho, amplification locale par exemple) peuvent perturber cette loi moyenne de décroissance.

2.2.1.6 Différents types d'ondes sismiques

Les tremblements de Terre sont à l'origine de la création d'ondes sismiques, enregistrées à l'aide sismographes. Ces ondes sismiques sont des ondes élastiques. Elles se propagent dans toutes les directions. Le sismographe doit donc faire des enregistrements dans les trois plans définissant l'espace Figure (2.39).

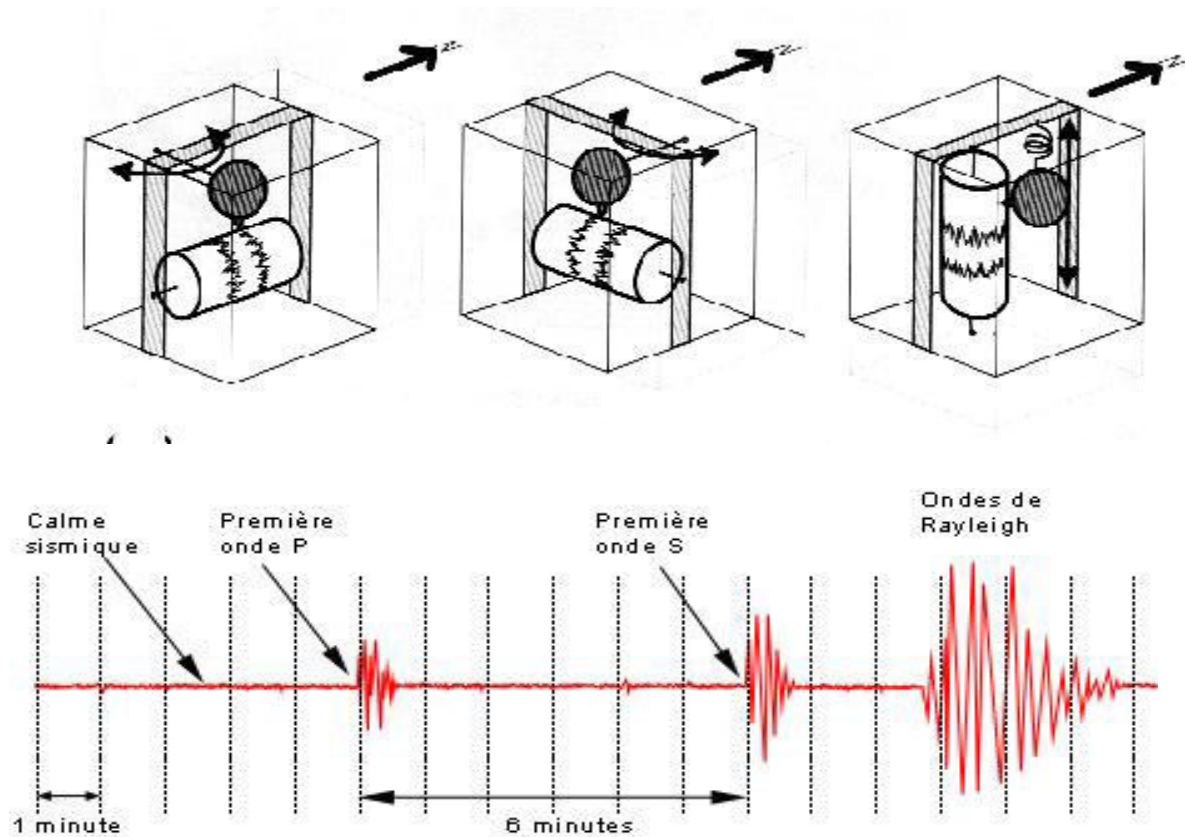


Fig.2.39 : sismogramme d'un séisme.

On distingue les ondes de volume qui traversent la Terre et les ondes de surface qui se propagent parallèlement à sa surface. Elles se succèdent et se superposent sur les enregistrements des sismographes. Certains de leurs paramètres (vitesse de propagation, amplitude) sont modifiés par les structures géologiques traversées. On peut ainsi retrouver la nature des structures traversées en étudiant les modifications de leurs paramètres

a) Les ondes de volume

Elles se propagent à l'intérieur du globe suivant des lois proches de celles de l'optique géométrique. Lorsqu'elles se réfléchissent sur des surfaces de discontinuité (et notamment sur la surface du globe), elles interfèrent et génèrent des "ondes de surfaces". Leur vitesse de propagation dépend du matériau traversé et d'une manière générale elle augmente avec la profondeur.

On distingue :

- Les ondes P ou ondes primaires :

Appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales se propagent dans tous les milieux. Leur vitesse est égale à :

$$V_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{k + 4/3\mu}{\rho}}$$

K est le module d'incompressibilité : Plus il est élevé, plus il est difficile de diminuer le volume du matériau sous l'effet de la pression. Il s'exprime en Pa mais il est de l'ordre du GPa

$\mu = G$ est le module de cisaillement qui rend compte de la résistance du matériau à changer de forme. Il se mesure en Pa mais il est de l'ordre du GPa.

ρ est la masse volumique exprimée en Kg. m^{-3}

λ Le coefficient de lamé

Le déplacement du sol qui accompagne leur passage se fait par dilatation et compression successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde Figure (2.40). Elles sont responsables du grondement sourd que l'on peut entendre au début d'un tremblement de terre. Ce sont les plus rapides (6km.s^{-1} près de la surface) et sont enregistrées en premier sur un sismogramme, d'où leur nom.

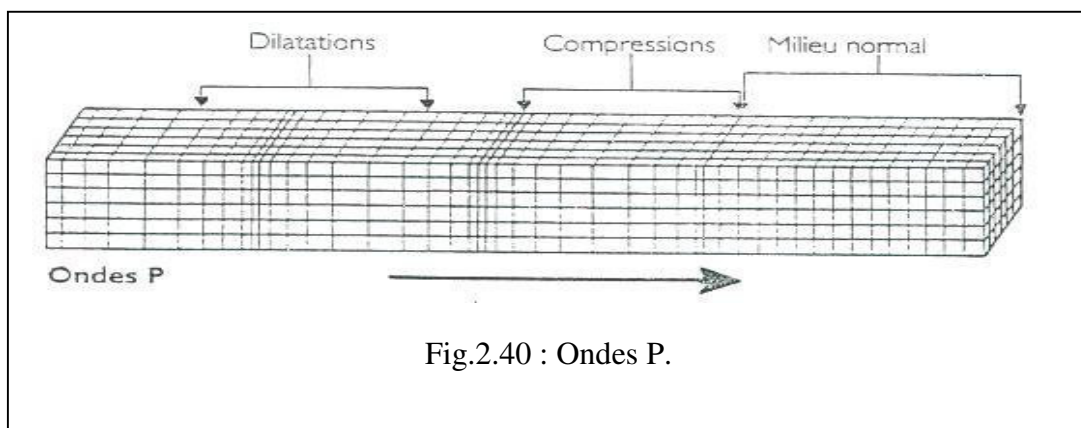
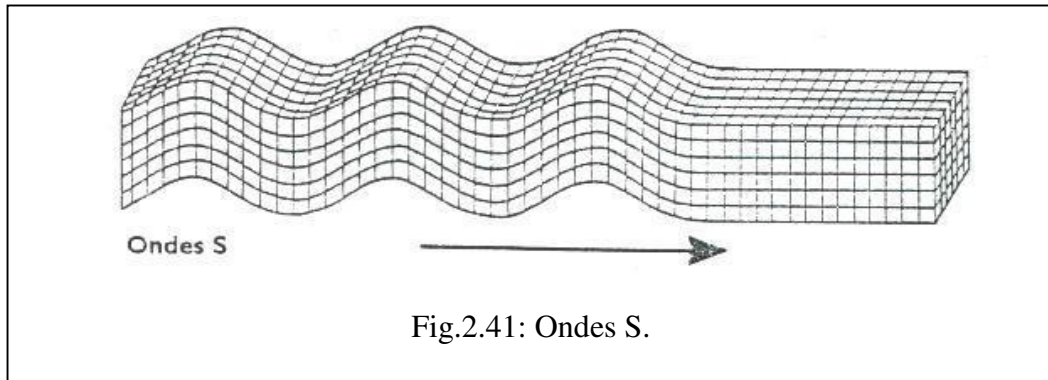


Fig.2.40 : Ondes P.

- Les ondes S ou ondes secondaires : Appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales. A leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde Figure (2.41). Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides, $\mu = 0$ dans les liquides car il est impossible de déformer un liquide par

cisaillement. Leur vitesse est plus lente que celle des ondes P, elles sont donc enregistrées en second sur les sismogrammes, d'où leur nom. Leur vitesse est égale à

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

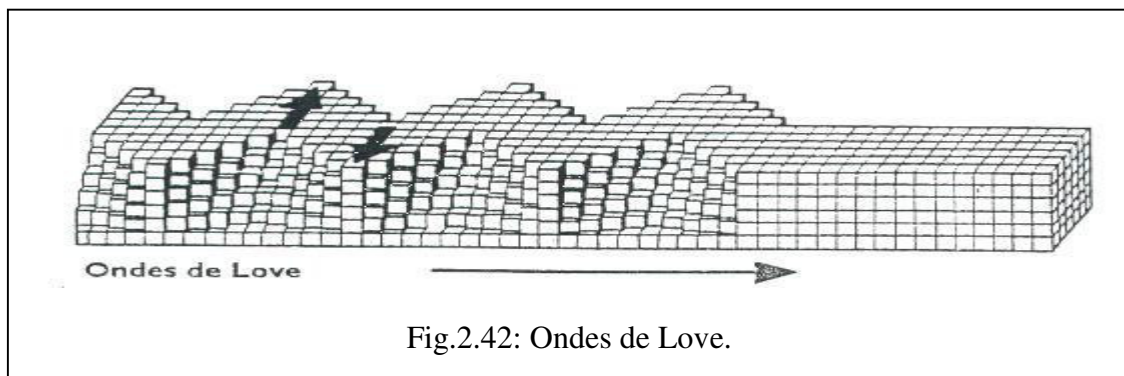


La différence de vitesse des ondes P et S explique la différence des temps d'arrivée des ondes P et S. On peut, connaissant leur vitesse, calculer la distance à l'hypocentre.

b) Les ondes de surface

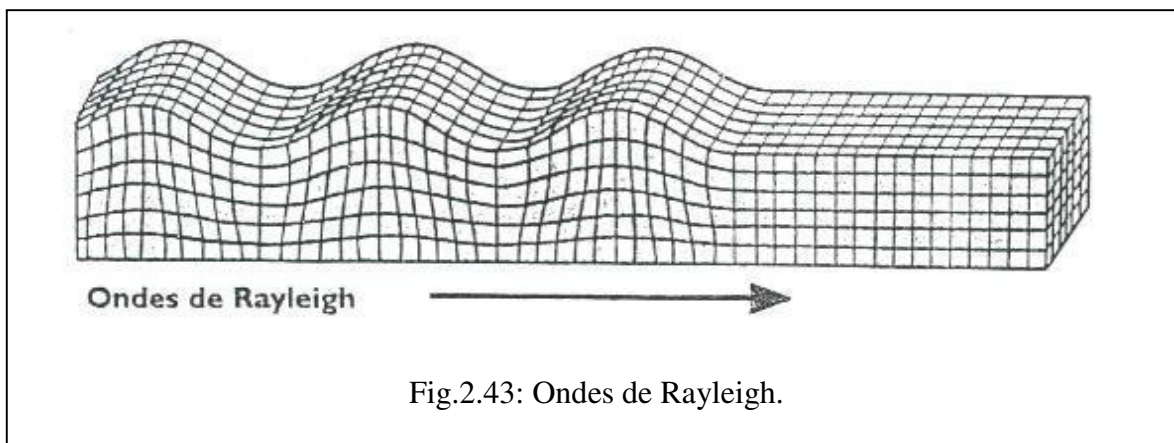
Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte et elles concentrent le maximum d'énergie.

- *L'onde de Love* : Elle se propage seulement dans les solides non homogènes. C'est une onde transversale polarisée dans le plan horizontal. Le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S mais sans mouvement vertical Figure (2.42). Les ondes de Love provoquent donc un ébranlement horizontal, cause de nombreux dégâts par cisaillement des fondations des édifices.



- *L'onde de Rayleigh :*

Elle se propage au voisinage de la surface de milieux homogènes et non homogènes. Elle résulte d'interférences entre les composantes verticales des ondes P et S. Comme le montre la Figure (2.43), on peut l'enregistrer sur les trois composantes d'un sismographe et pendant une durée qui peut aller jusqu'à plusieurs minutes.



Les ondes de Love se propagent à environ 4 km/s, elles sont plus rapides que les ondes de Rayleigh.

2.2.2 Histoire de dispositions sismiques dans la pratique de la conception des ponts

L'Association américaine de route et de transport (AASHTO) spécifications de conception de pont a été le code standard de conception des ponts depuis 1931 lorsque leur première publication avait codifié les données disponibles pour la conception de pont. Depuis lors, ce document a été continuellement amélioré et élargi pour devenir l'actuel (AASHTO) les Spécifications de la conception de Pont utilisés pour la conception de tous les types de ponts ordinaires, pour des portées de 500 pieds (150 m) ou moins, et une longévité de 75 années.

Jusqu'en 1971, les dispositions sismiques AASHTO exigeaient une force latérale statique équivalente, généralement appliquée au niveau du tablier, de seulement deux à six pour cent du poids propre, selon que les semelles ont été réparties semelles ou supportées par des pieux. Les spécifications de conception de pont AASHTO n'ont jamais inclus de dispositions pour le confortement sismique. Pour le confortement sismique de ponts existants, les ingénieurs ont dû adapter les exigences de conception sismique AASHTO pour de nouveaux ponts du mieux qu'ils pouvaient pour mener à bien la conception de la rénovation de ponts existants.

Le point tournant majeur dans l'ingénierie sismique moderne de ponts aux États-Unis était le tremblement de terre 1971 dans la vallée de San Fernando de Californie. Dans la foulée de cet événement, le département des Transports de Californie (Caltrans) a répondu à la clameur publique pour réaliser des ponts routiers à l'abri d'effondrement suite à un tremblement de terre. En 1973, Caltrans a publié de nouveaux critères de conception parasismique des ponts en Californie. C'était la première tentative aux États-Unis de rapporter les accélérations de pointe du sol, comme indiqué sur les cartes de l'aléa sismique aux différents types de sols au niveau des sites de pont; aux caractéristiques de la réponse dynamique de la structure et aux facteurs de réduction de la force qui expliquent le comportement inélastique. Ces critères de conception sismique de la Californie ont formé la base des dispositions sismiques nationales publiées dans les *AASHTO Specifications standard pour ponts routiers en 1977*.

En 1978, la FHWA a attribué un contrat au Conseil en technologie appliquée (ATC) pour développer de meilleures lignes directrices de conception sismique pour ponts routiers qui seraient applicables à toutes les régions des États-Unis. Le produit de cet effort était les *ATC-6 Seismic Design Guidelines for Highway Bridges* [ATC 1981]. FHWA fit suivi ce travail de pionnier en publiant le Rapport n° FHWA / RD-83/007, *Seismic Retrofitting Guidelines for Highway Bridges* [FHWA 1983]. Ceci était le premier document qui se concentre sur l'évaluation et l'amélioration sismique des ponts routiers ordinaires et a fourni des lignes directrices nationales applicables à la profession de conception de pont.

En 1987, la FHWA a publié *Seismic Design and Retrofit Manual for Highway Bridges* [FHWA 1987] (Manuel de conception et d'amélioration sismique pour ponts routiers), qui mis à jour et élargi le travail de 1983 dans un manuel pour la conception et l'amélioration des ponts routiers. Le document de 1987 a été suivi en 1995 par la publication de FHWA Manuel de confortement parasismique pour les ponts routiers [1995] FHWA. Ce manuel incorpore l'expérience obtenue à partir de l'utilisation de la publication de 1987, les nouvelles connaissances acquises par la recherche analytique et expérimentale, et par les voyages de reconnaissance dans les zones dévastées par le séisme. Le manuel de 1995 a été conçu comme un document provisoire dans la perspective qu'il serait révisé et mis à jour à une date ultérieure. Le manuel de 1995 a été révisé, mis à jour et amélioré par MCEER en deux parties Manuel de confortement sismique pour les ouvrages routiers, devrait être publié en 2006 par la FHWA. La Partie 1 du manuel, rapportée ces guides comme le Manuel de confortement des ponts, intègre l'expérience acquise des récents tremblements de terre avec l'effort intense de

recherche sismique qui a été récemment mis au point et mené dans plusieurs laboratoires de tests structuraux.

Un autre produit important de la recherche récente lié à la conception parasismique des nouveaux ponts est le document intitulé Guidelines LRFD recommandé pour la conception parasismique des ponts routiers [MCEER / ATC 2003]. Ce document a été développé par une coentreprise entre MCEER et ATC pour le projet NCHRP 12-49 et se concentre exclusivement sur les exigences de conception parasismique pour la conception LRFD de nouveaux ponts. Il ne couvre cependant pas le confortement parasismique des ponts routiers existants [11].

2.2.3 Introduction au comportement sismique des ponts routiers à treillis en acier

Au cours des 100 dernières années ou plus, le treillis en acier a souvent été sélectionné pour les ponts routiers dans la gamme de portée d'environ 150 à 1200 pieds. Jusque vers la fin du XXe siècle, les ponts à treillis servi dans le choix des ponts pour les sites de grande portée. Plus de 80 pour cent des ponts avec des portées plus longues que la limite de 500 pieds (AASHTO) sont des ponts à treillis. La plupart de ces structures ont été conçues sans compréhension actuelle des mouvements du sol du au tremblement de terre, de la magnitude des forces sismiques, et des réponses structurales complexes le pont de la profession d'ingénieur. C'est la raison majeure pour la production de ces guides.

La caractéristique la plus importante que presque tous les ponts routiers en treillis partagent, est que le centre de masse de la superstructure est situé bien au-dessus des paliers de support; ainsi la réponse de l'inertie de la superstructure à l'excitation sismique est semblable à un pendule inversé. Dans de rares cas, quelques fermes de pont sont suspendues en dessous de leurs paliers de support; dans ces cas, la réaction d'inertie est semblable à un pendule sous excitation sismique. Une autre caractéristique générale des ponts routiers treillis, est que toutes les fermes sont composées de plusieurs membres connectés ensemble. Chaque membre est soumis soit une force de tension ou a une force de compression [11].

2.2.4. Comportement sismique d'un pont

2.2.4.1. Principe des mouvements sismiques [16]

Le tremblement de terre génère des ondes de surface qui mettent en vibration les structures se trouvant dans l'environnement proche de l'épicentre. Il correspond à une succession de

vibrations transitoires et de déplacements rapides imposés au sol et aux fondations des structures.

Dans le cas d'une structure rigide, les effets de ces ondes sismiques sont équivalents à une accélération uniforme ayant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale. Loin de la zone épiscopentrale, le mouvement vertical est généralement plus faible que le mouvement horizontal de 1/2 à 2/3 (Calgaro et Virlogeux, 1994).

L'accélération horizontale et l'accélération verticale ont des comportements dynamiques simultanés mais non synchrones, elles sont donc en phase.

La (figure.2.44) montre une propagation des ondes sismiques du foyer vers les structures (Davidovici, 1999).

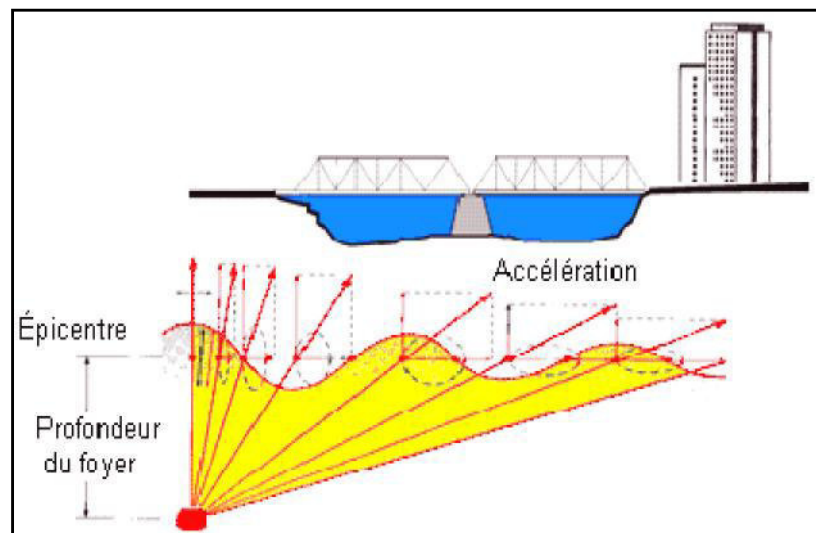


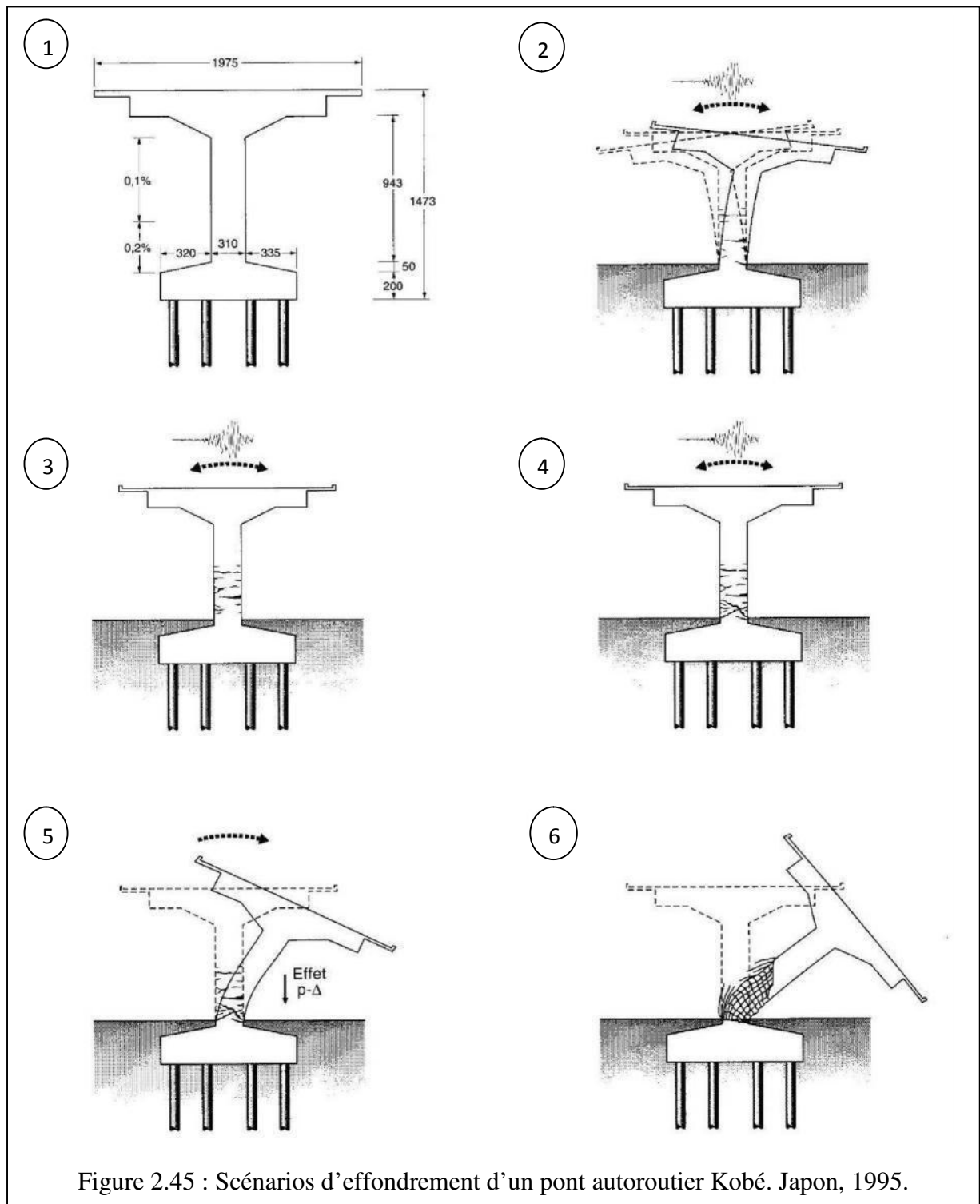
Figure 2.44 : Propagation des ondes sismiques.

Adaptée de Davidovici (1999)

2.2.4.2. Réponse dynamique de la structure du pont [16]

Selon les principes de la mécanique, un pont peut être sollicité directement par les mouvements sismiques du sol ou indirectement par le glissement de terrain, la liquéfaction et le tassement différentiel (Tinawi et coll., 1993a). Les ondes sismiques injectent une quantité d'énergie à l'occasion de chaque cycle de mouvements. Une partie de cette énergie est absorbée par la structure sous forme d'énergie cinétique des masses en mouvement et d'énergie stockée dans la structure sous forme d'énergie de déformation (Davidovici, 1999). La structure du pont présente peu de redondance pour résister à des charges latérales, et son

mouvement dynamique est gouverné par l'équilibre des forces dépendantes du temps. Il s'agit de forces internes qui sont fonction de la rigidité des piles de la structure (selon une direction particulière), de forces d'amortissement qui peuvent être matérielles ou structurales et de forces d'inertie qui dépendent de la masse et de l'accélération (Paultre, 2005). De ce fait, l'intégrité structurale d'un pont lors d'un événement sismique repose essentiellement sur sa masse et sa rigidité. La figure (2.45) illustre le scénario d'effondrement d'un pont autoroutier



à la suite du tremblement de terre de Kobé en 1995 au Japon. On remarque au début du mouvement, l'apparition de fissures de flexion pendant la vibration transversale des piles (Voir figure 2.45.2). Ce mouvement amène les fissures à pénétrer plus profondément dans la section des piles (Voir figure 2.45.3 et 2.43.4), ce qui cause une importante dégradation du béton et un allongement des barres d'armatures longitudinales. De plus, l'effet P- et la rupture des armatures longitudinales et transversales dans les piles amènent à l'effondrement total du pont (Voir figure 2.45.5 et 2.45.6) (Davidovici, 1999).

2.2.4.3. Principales composantes structurales d'un pont

Au delà de la topographie de site, le type du sol et des matériaux utilisés, le comportement dynamique d'un pont pendant le séisme peut être influencé par plusieurs éléments structuraux comme les appareils d'appuis, le tablier et les piles. Il s'agit de mécanismes de résistance de la structure qui absorbent l'énergie dissipée par sa réponse dynamique.

Lorsqu'un pont est sollicité par des actions dynamiques, tel des ondes sismiques, les mouvements du sol l'excitent par déplacement du tablier. Le niveau d'amplification de cette sollicitation dépend essentiellement de la distribution de la masse, de la rigidité de la structure et du type de fondations.

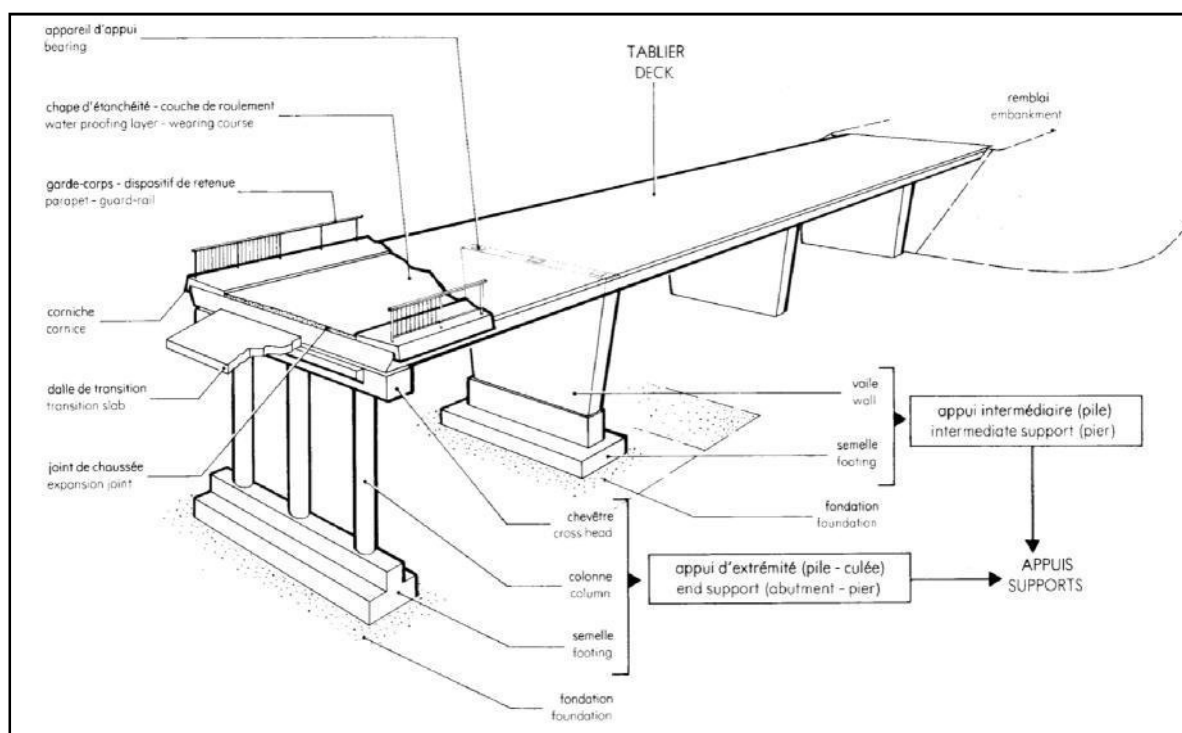


Figure 2.46 : Composition structurale d'un pont.

La figure (2.46) montre les principales composantes dans un pont routier. Comme indiqué précédemment, un pont présente peu de redondance pour résister aux charges sismiques latérales et les éléments verticaux comme les piles et les culées doivent donc avoir une très bonne résistance latérale. La déficience d'une seule composante peut causer des dommages significatifs sur les autres composantes structurales d'un pont.

Chapitre 3

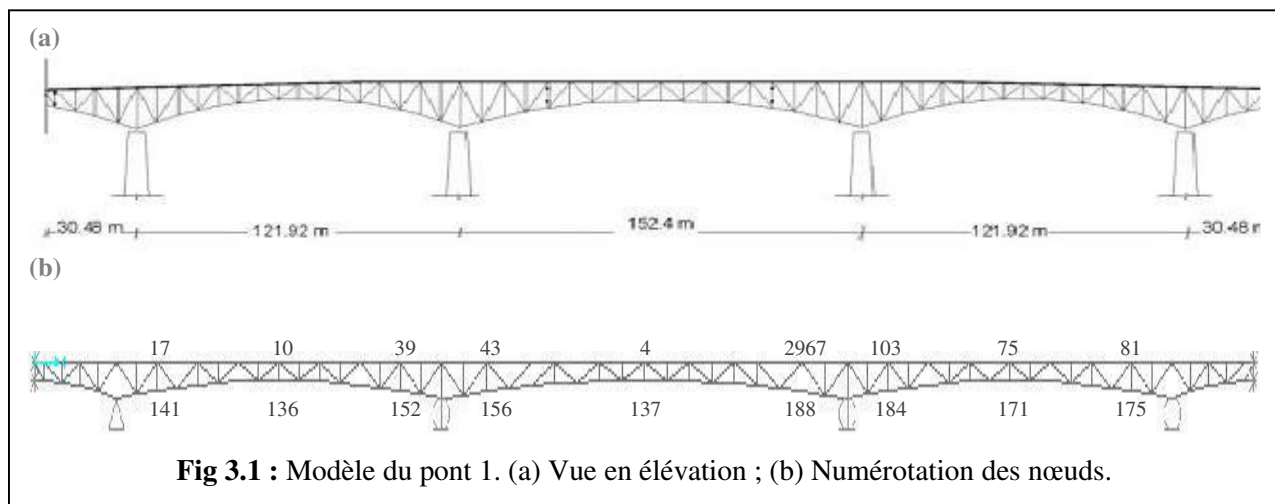
Analyse De Cas

Expérimentation Numérique

3.1 Modèles des ponts

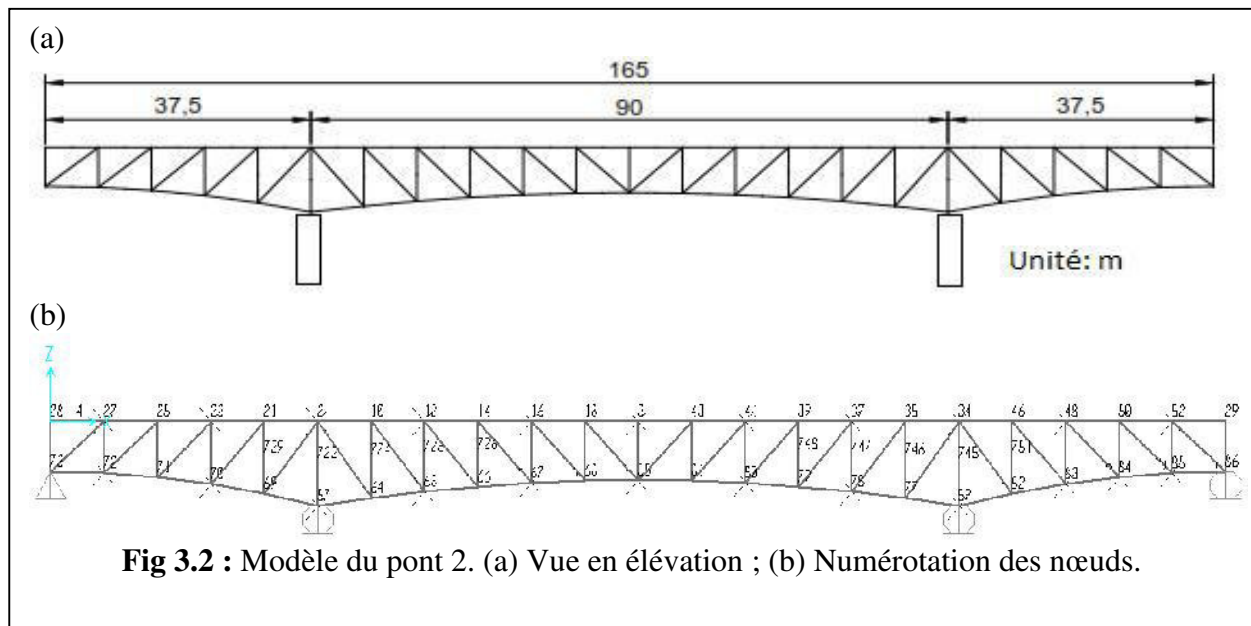
3.1.1 Modèle 1

Le modèle de pont à analyser est un pont à poutres en treillis métallique continu. La longueur totale de la partie considérée est 475,2 m, avec une travée centrale de 152,4 m et deux travées secondaires de 121,92 m. Chaque porte à faux vers la travée centrale a une portée de 33,77 m, et vers l'autre travée suspendue adjacente 30,48 m. Ainsi, la longueur de la travée centrale suspendue est égale à 84,4 m. Figure (3.1-a) montre une vue en élévation de la partie du pont considéré dans cette analyse. Les fermes verticales de chaque côté du pont sont espacées de 6,70 m. Les membrures supérieure et inférieure des deux poutres sont reliées entre elles par un contreventement horizontal en cornière 2L 200 x 24 x 50 mm. Le contreventement horizontal, avec contreventement entre les deux fermes verticales et l'entretoise au niveau des piles, sont utilisés pour transférer des charges latérales sur les supports. Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé de 222 mm d'épaisseur soutenu par trois longerons longitudinaux réalisés en profilé HE800B. Les poutres transversales en IPE500 sont espacées de 6,78 m et sont attachés aux poutres longitudinales du plancher au moyen de deux cornières 150 x 100 x 14 mm et assis sur une cornière 100 x 75 x 10 mm.



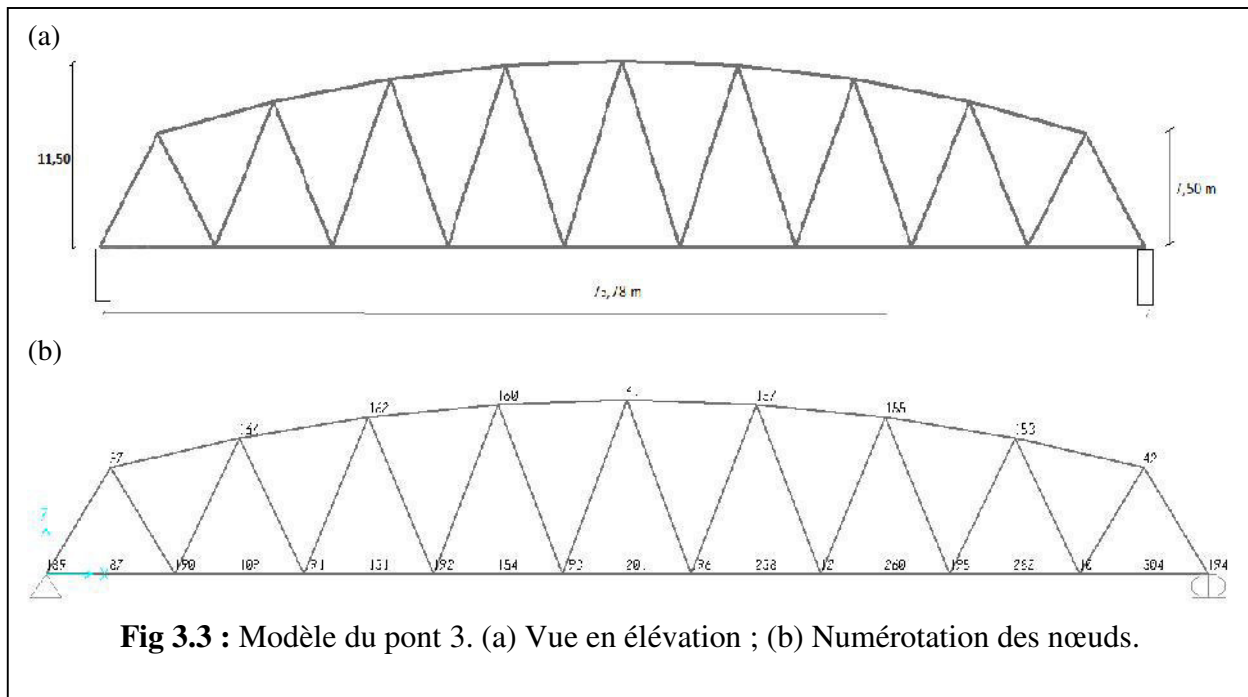
3.1.2 Modèle 2

Le pont étudié est un pont à treillis métallique avec tablier supérieur de 166m de longueur et 9.75m de largeur composé d'une travée centrale et deux autres travées adjacentes (37.5m + 90.0m + 17.5m) figure (3.2-a). Le tablier est constitué d'une dalle de béton de 200 mm d'épaisseur soutenu par trois longerons longitudinaux; le raidisseur intermédiaire est réalisé en HE300B, et les deux autres sont HE450B. Les poutres transversales en IPE400 sont espacées de 3,75 m et sont attachés aux poutres longitudinales du plancher au moyen de deux cornières 150 x 100 x 12 mm et assis sur une cornière 120 x 80 x 12 mm.



3.1.3 Modèle 3

Le troisième modèle est un pont à poutres en treillis en acier simplement appuyé avec une portée de 75,78 m avec une largeur de 9.75m (fig.3.3-a).



Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé de 165 mm d'épaisseur soutenu par cinq longerons longitudinaux; les raidisseurs intermédiaires sont réalisés en HE450B, et les deux autres sont 2UPN300/20/. Les poutres transversales en IPE500 sont espacées de 8,42 m et sont attachés aux

poutres longitudinales du plancher au moyen de deux cornières 150 × 100 × 14 mm et assis sur une cornière 100 × 75 × 12 mm.

3.2 Résultats et discussions

Les trois ponts sont soumis à des séismes modérés, moyens et sévères dont les PGA pris dans l'analyse sont : 0.14g, 0.28g, 0.44g, 0.58g et 0.84g.

L'étude a porté sur la considération d'une seule composante, d'une part, du séisme à savoir la composante longitudinale et d'autre part la prise en considération des trois composantes : longitudinale, transversale et verticale.

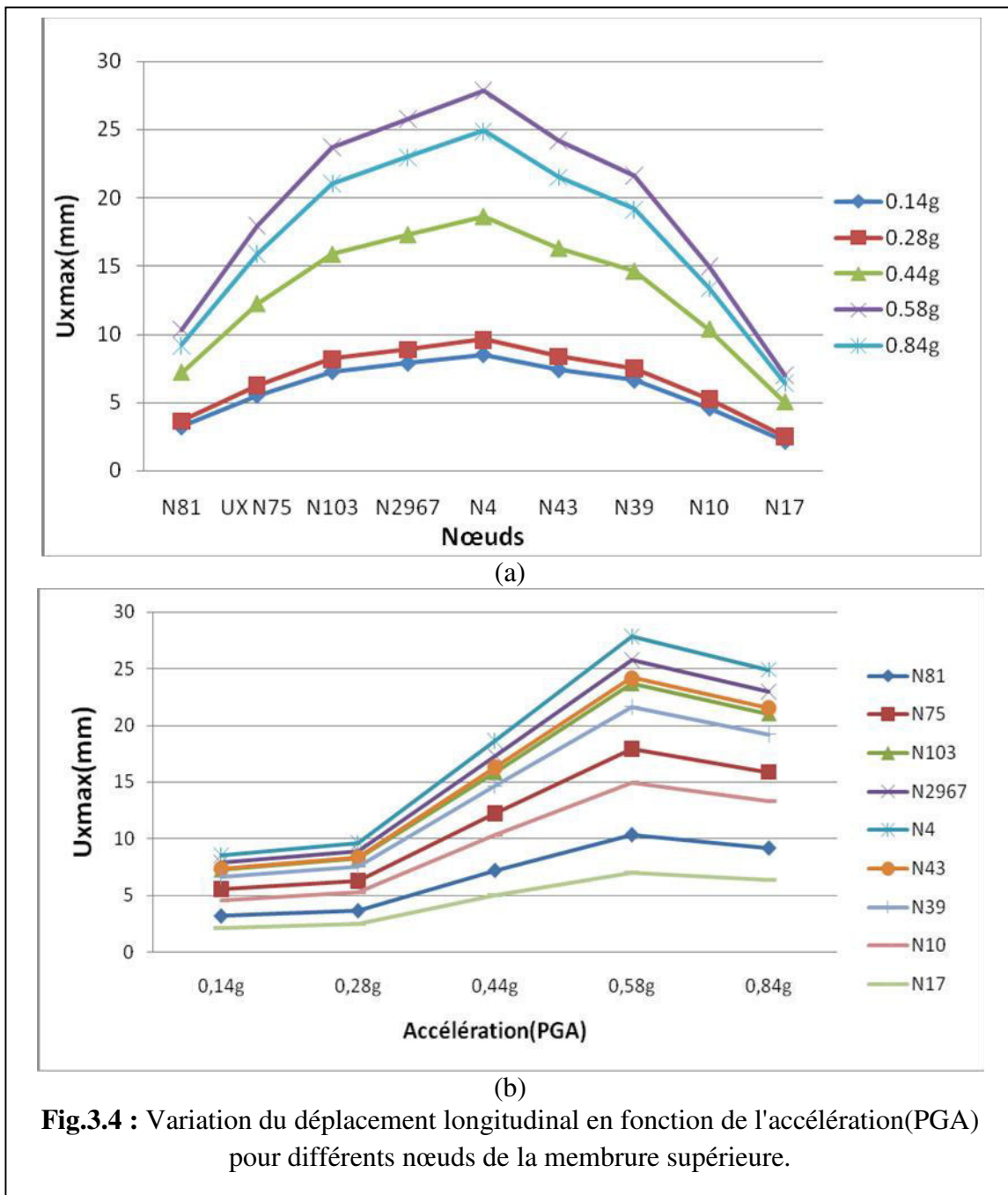
3.2.1 Cas 1 : Une seule composante

La première situation (une seule composante), qui considère uniquement la composante longitudinale, a conduit aux résultats montrés sur les figures 3.4 à 3.21.

3.2.1.1 Modèle 1

a) Déplacement longitudinal

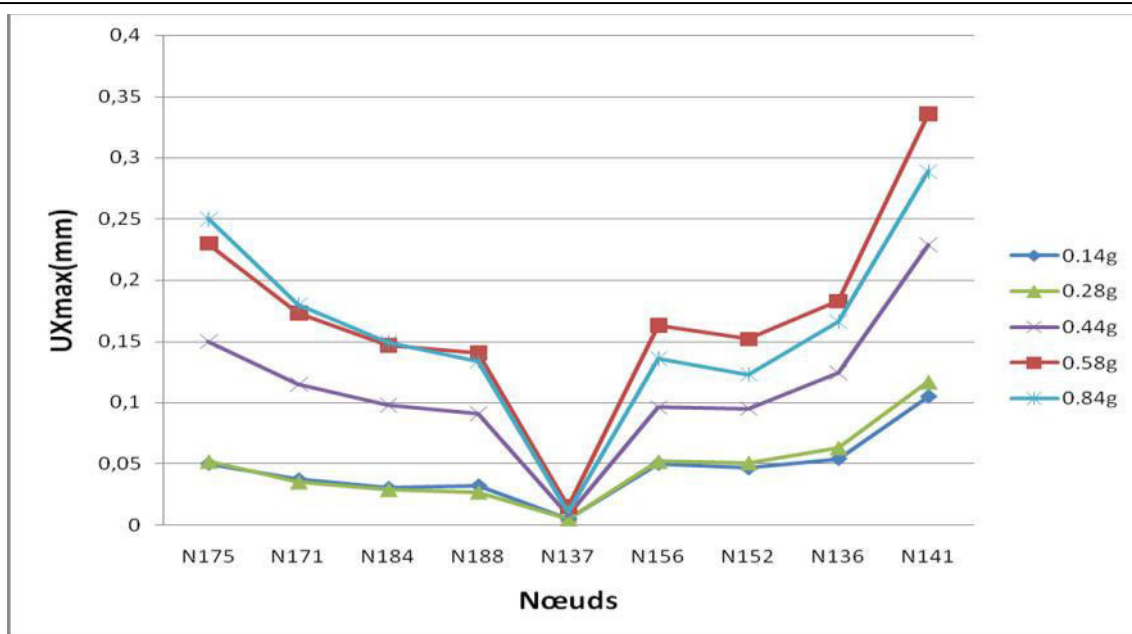
1. Le déplacement varie de la même façon pour toutes les accélérations (PGA) mais avec des valeurs différentes figure (3.4-a).
2. Lorsque l'accélération augmente le déplacement longitudinal augmente d'une manière ascendante hormis pour une accélération de 0,84g où une légère diminution est observée figure (3.4-b).
3. Le déplacement longitudinal est plus marqué au milieu du pont par rapport à ses extrémités figure (3.4-a).
4. Pour une accélération inférieure à 0.28g, l'influence de la variation de l'accélération est faible, cependant pour une accélération supérieure à 0.28g les déplacements sont plus sensibles à la variation de l'accélération figure (3.4-b).



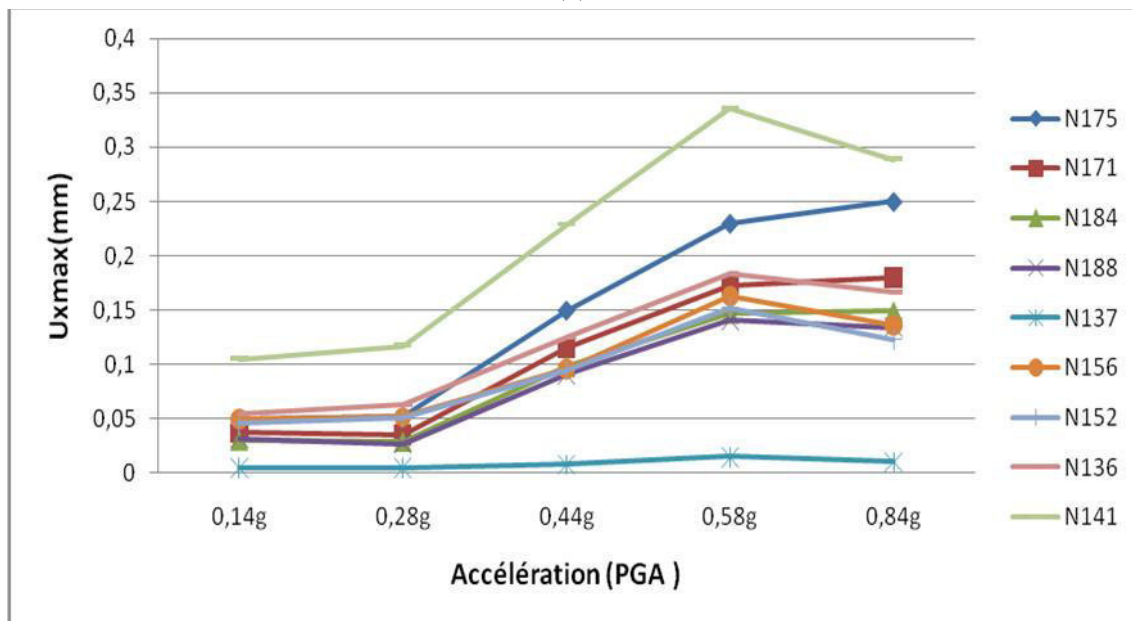
1. Pour la membrure inférieure les déplacements longitudinaux présentent des valeurs inférieures à celles de la membrure supérieure (fig.3.5).

2. Pour tous les nœuds le déplacement varie d'une manière identique quel que soit le pic d'accélération (PGA) mais avec des valeurs différentes (fig.3.5-b).

3. la membrure inférieure reçoit un déplacement très marqué aux extrémités du pont et moindre au milieu, contrairement à la membrure supérieure.



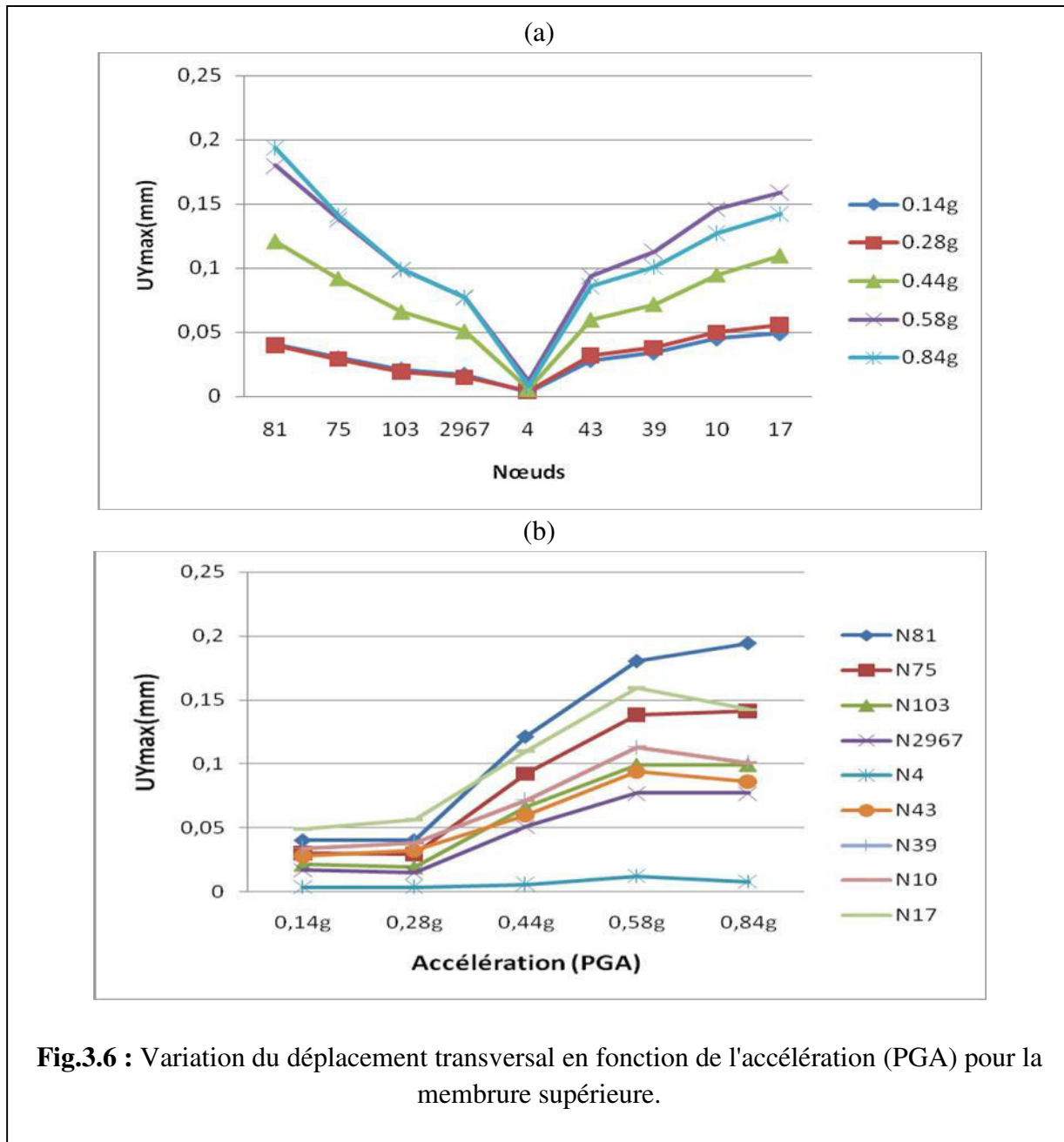
(a)



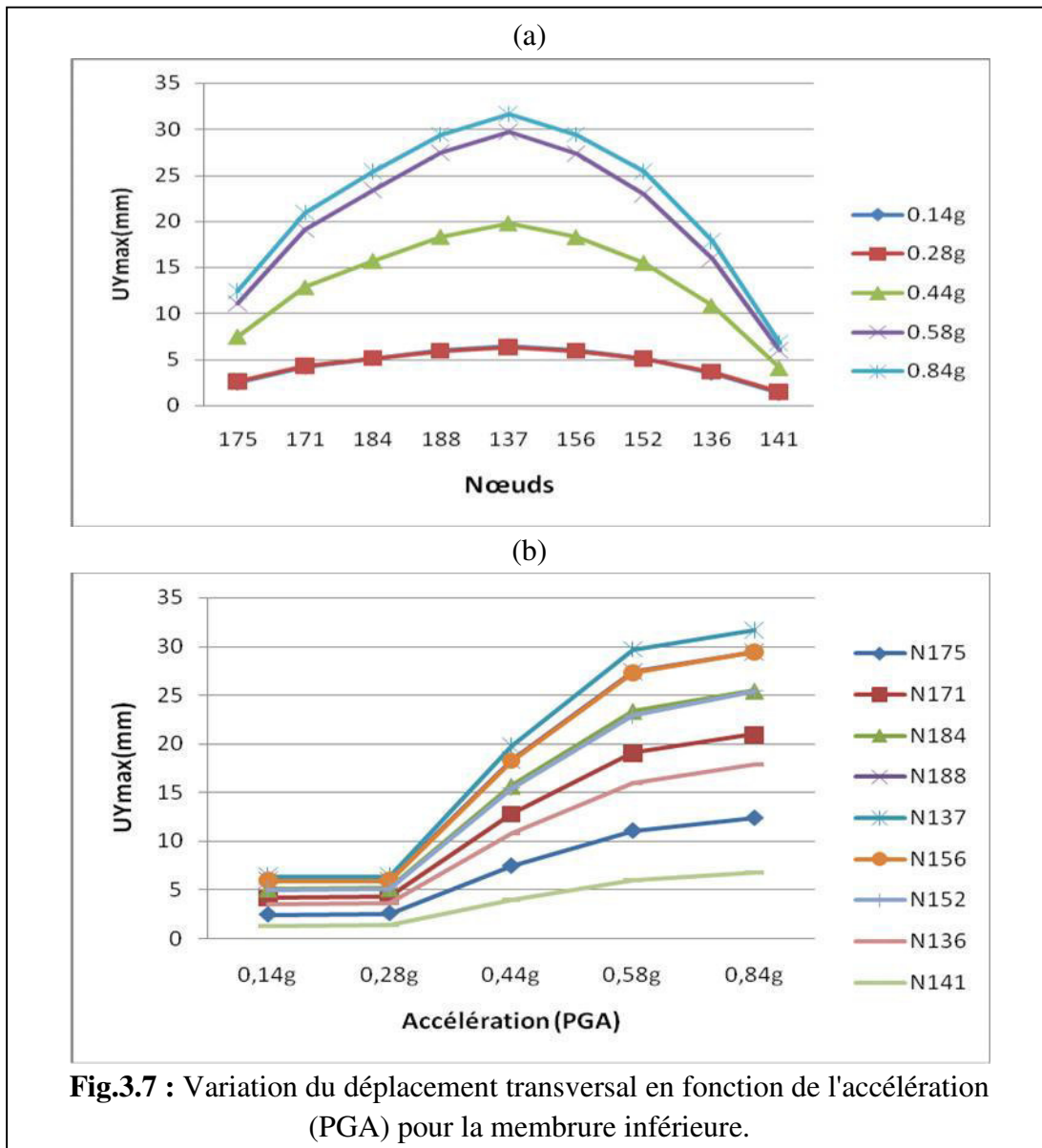
(b)

Fig.3.5 : Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération (PGA) pour la membrure inférieure.

b) Déplacement transversal

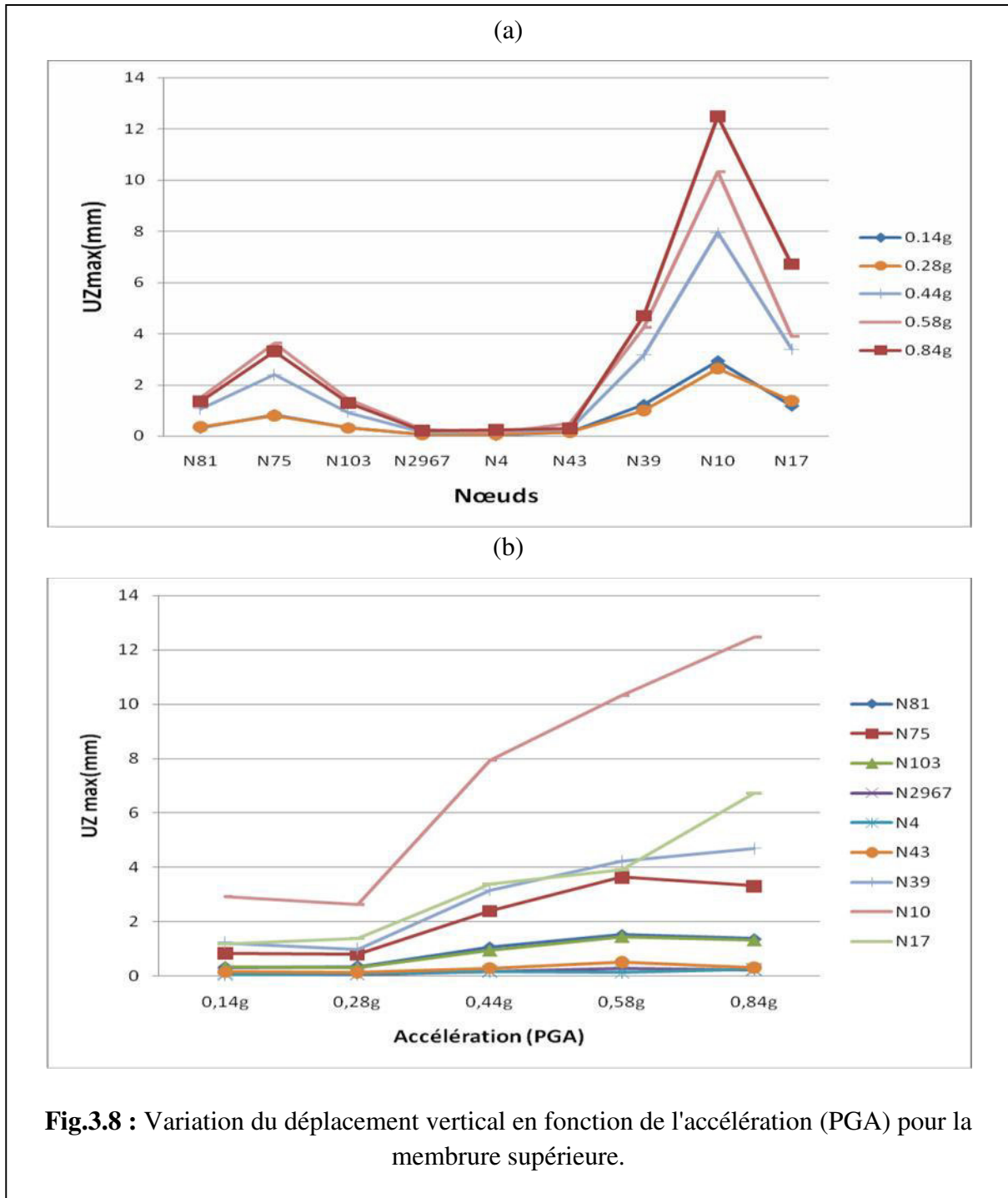


1. Pour la membrure supérieure les déplacements transversaux sont très faibles (fig.3.6).
2. Pour tous les nœuds le déplacement transversal varie de la même manière quel que soit le pic d'accélération (PGA) mais avec des valeurs différentes (fig.3.6-b).
3. Le déplacement transversal est plus faible au milieu de pont (tend vers zéro) et plus marqué vers les extrémités du pont (fig.3.6-b).



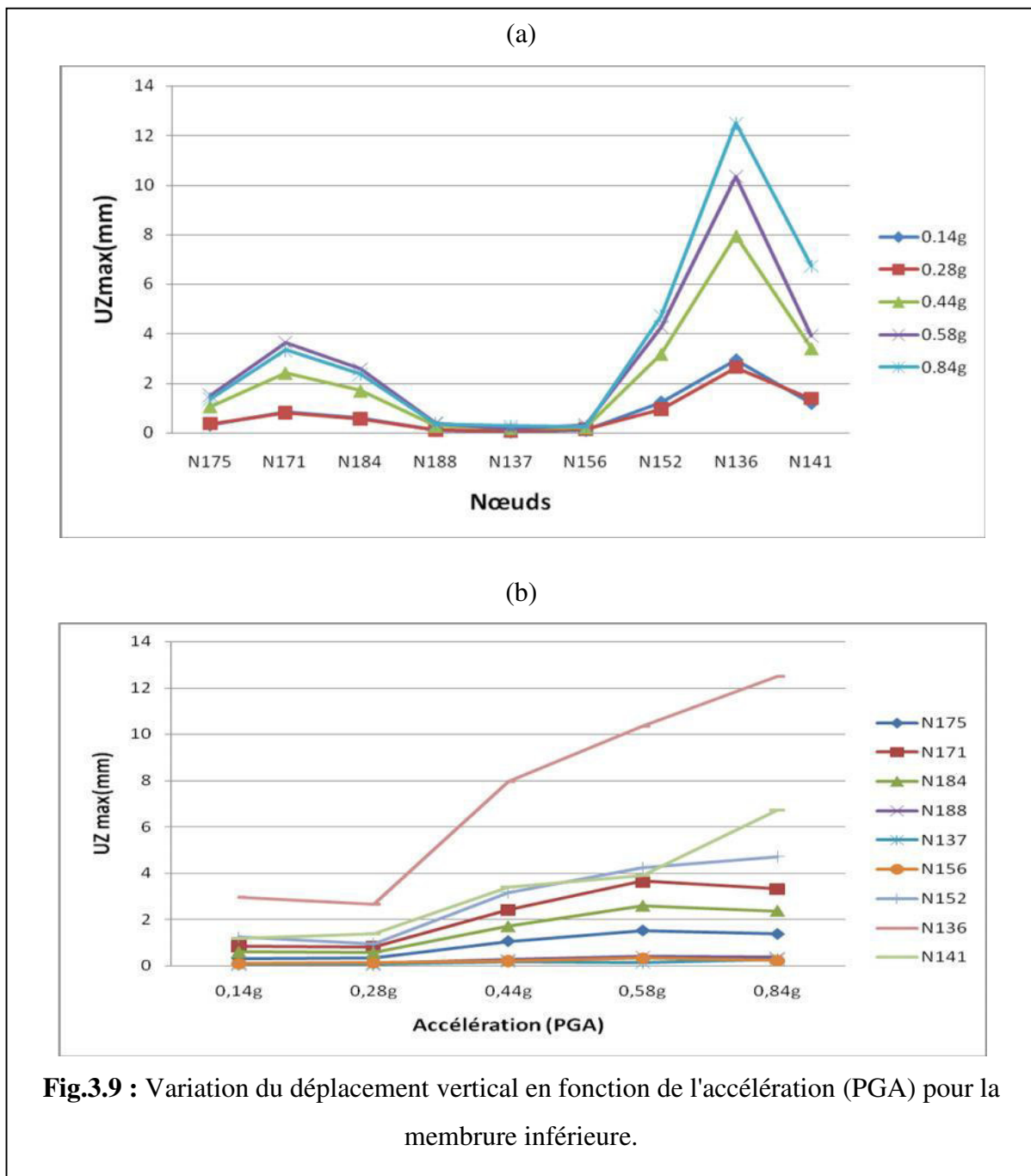
1. le déplacement transversal augmente lorsque l'accélération augmente (fig.3.7-b).
2. le déplacement varie de la même façon pour toutes les accélérations (PGA) mais avec des valeurs différentes (fig.3.7-b).
3. le déplacement transversal est plus marqué au milieu du pont et plus faible vers les extrémités du pont (fig.3.7-a). (Contrairement à la membrure supérieure).
4. Pour une accélération inférieure à 0.28g, l'influence de la variation de l'accélération est faible, cependant pour une accélération supérieure à 0.28g les déplacements sont plus sensibles à la variation de l'accélération. (fig.3.7-b)
5. Pour la membrure inférieure le déplacement transversal est plus marqué par rapport à la membrure supérieure.

c) Déplacement vertical



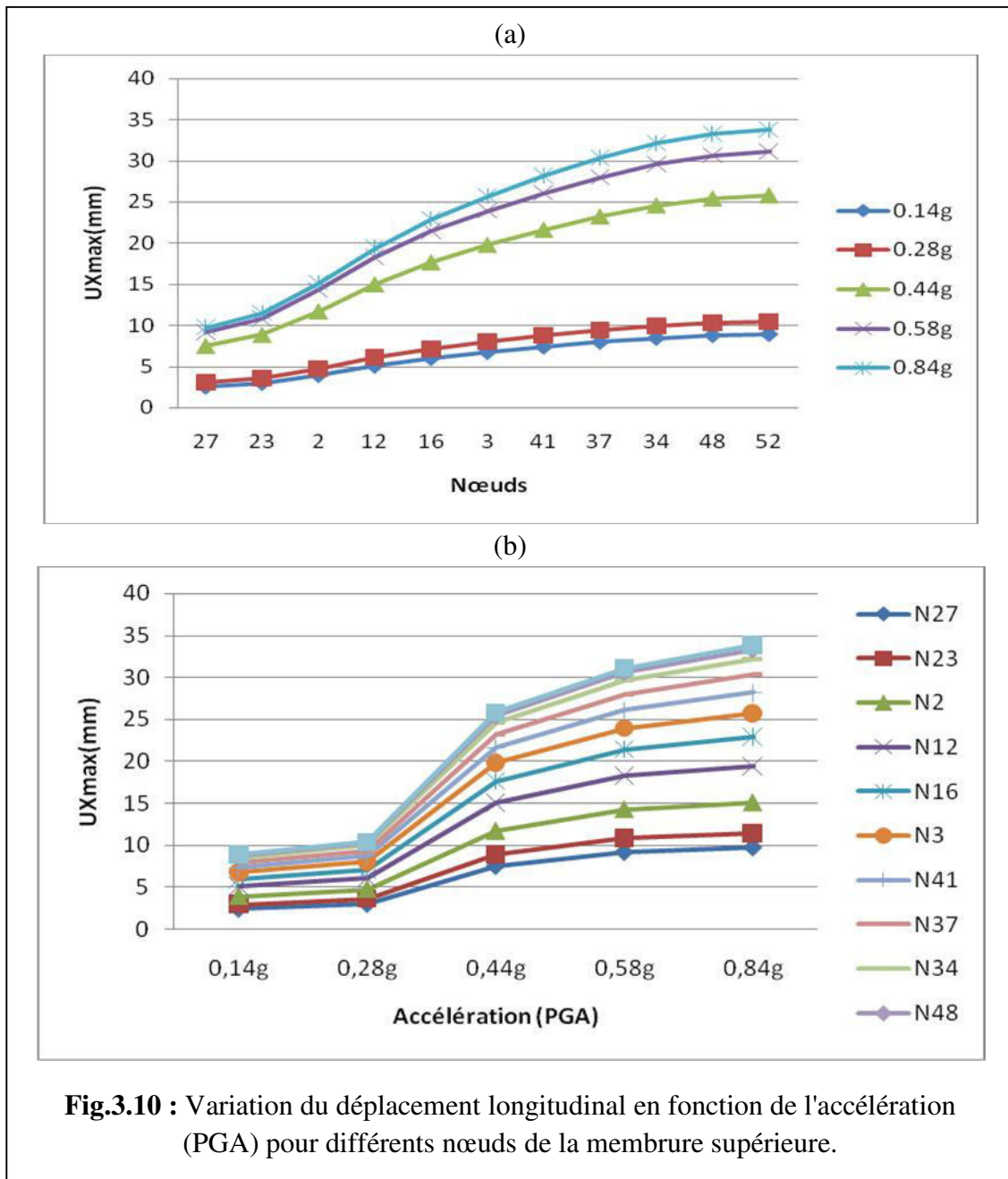
1. Pour les deux travées de rive le déplacement vertical est plus marqué au milieu de chaque travée et plus faible au niveau des appuis (fig.3.8-a).
2. Pour la travée centrale le déplacement vertical reste très faible (tend vers zéro) (fig.3.8-a).
3. Le déplacement vertical augmente lorsque l'accélération augmente (fig.3.8-b).

4. Les déplacements verticaux restent faibles quelle que soit la variation de l'accélération (fig.3.8-b).
5. Le pic de déplacement vertical augmente avec nuance pour les travées de rive dans le même sens du mouvement (fig.3.8-b).
6. Pour les deux membrures supérieure et inférieure le déplacement vertical varie de la même manière (fig.3.9) et avec des valeurs identiques.



3.2.1.2 Modèle 2

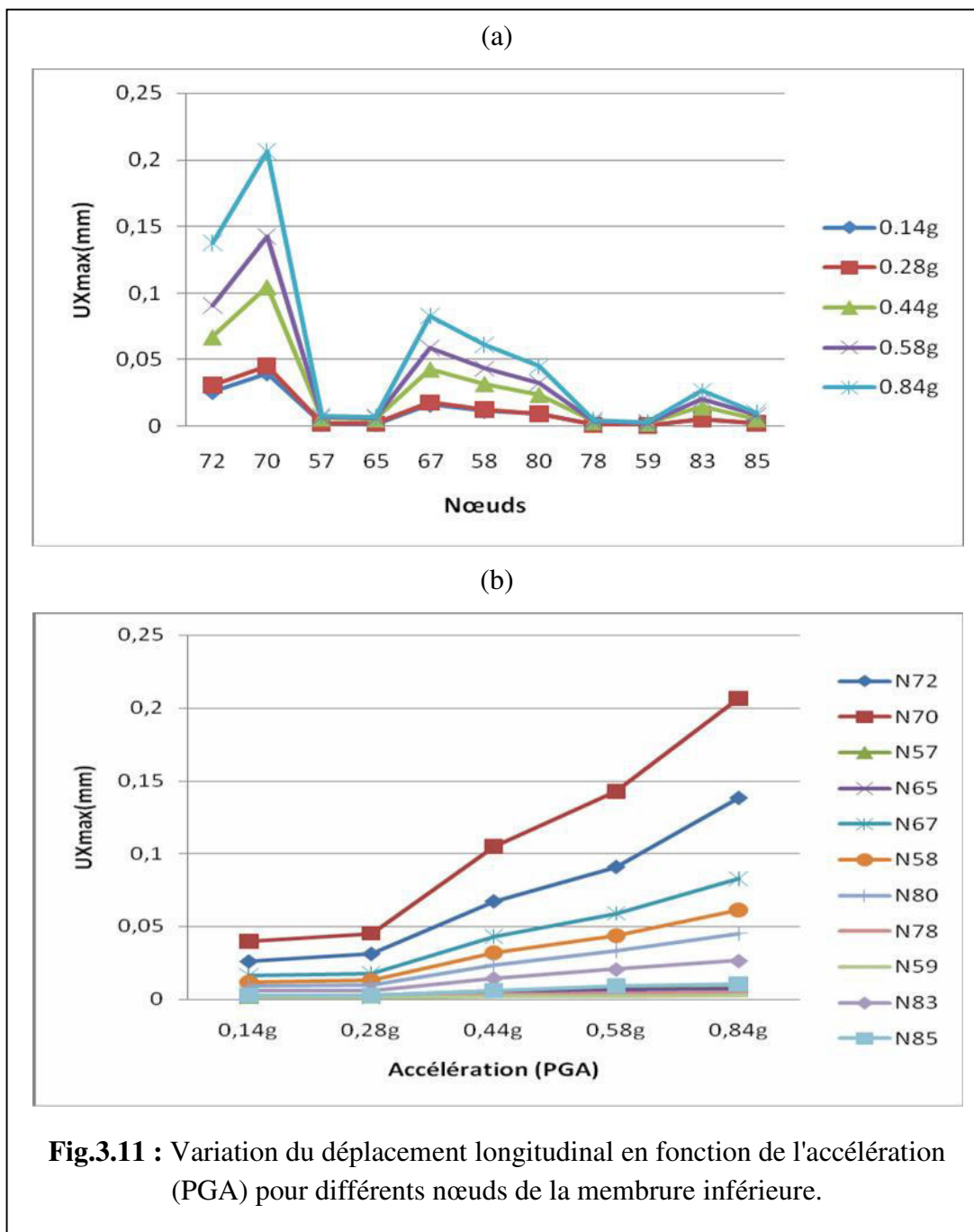
a) déplacement longitudinal



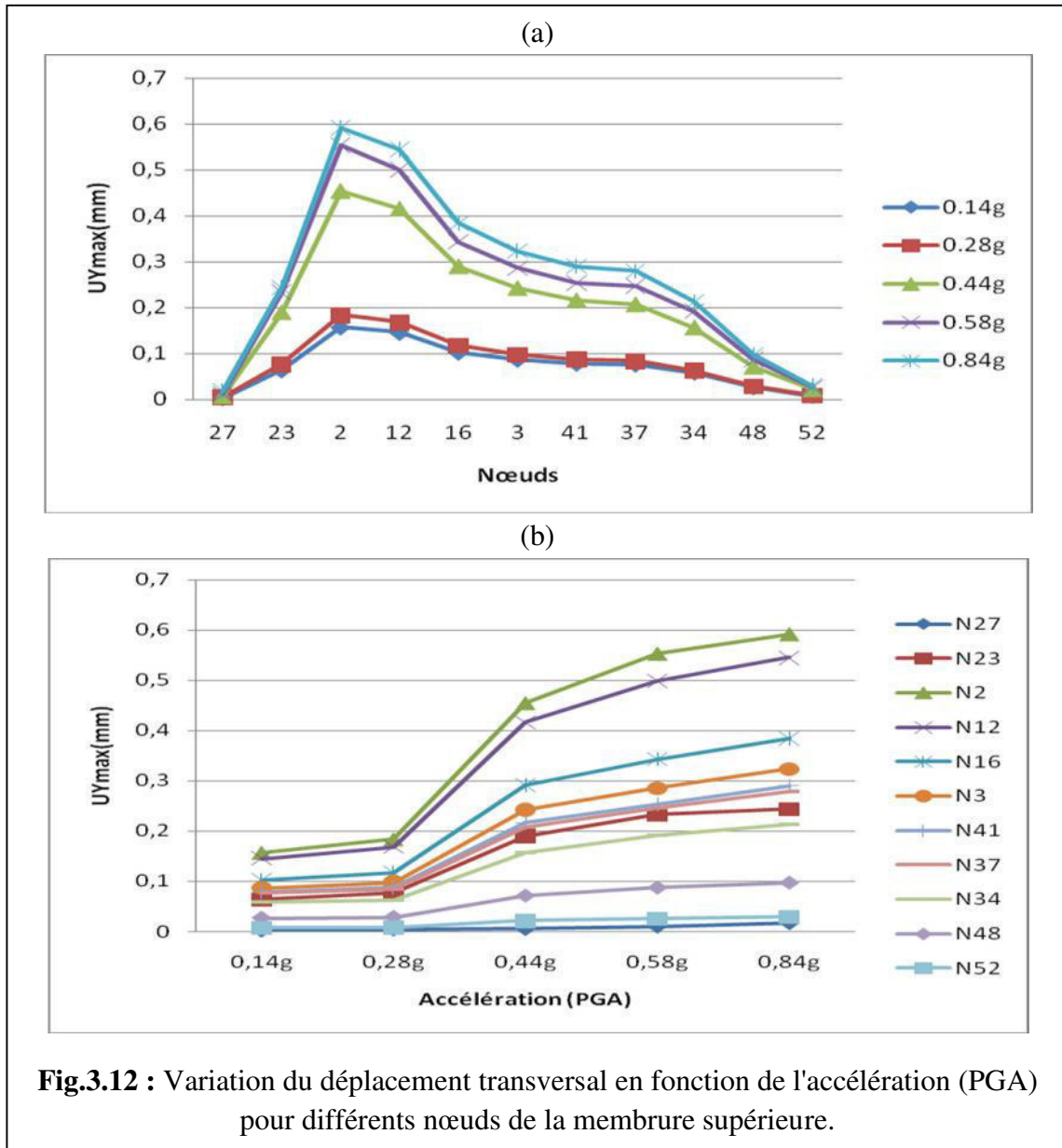
1. Le déplacement longitudinal augmente avec nuance pour les travées de rive dans le même sens du mouvement (fig.3.10-a).
2. Pour la membrure supérieure le déplacement varie de la même manière pour tous les nœuds mais avec des valeurs différentes (fig.3.10-a).
3. Pour la membrure supérieure le déplacement longitudinal augmente lorsque l'accélération augmente (fig.3.10-b).

4. Pour une accélération inférieure à 0.28g l'influence de la variation de l'accélération est faible, cependant pour une accélération supérieure à 0.28g les déplacements sont plus sensible à la variation de l'accélération (fig.3.10-b).

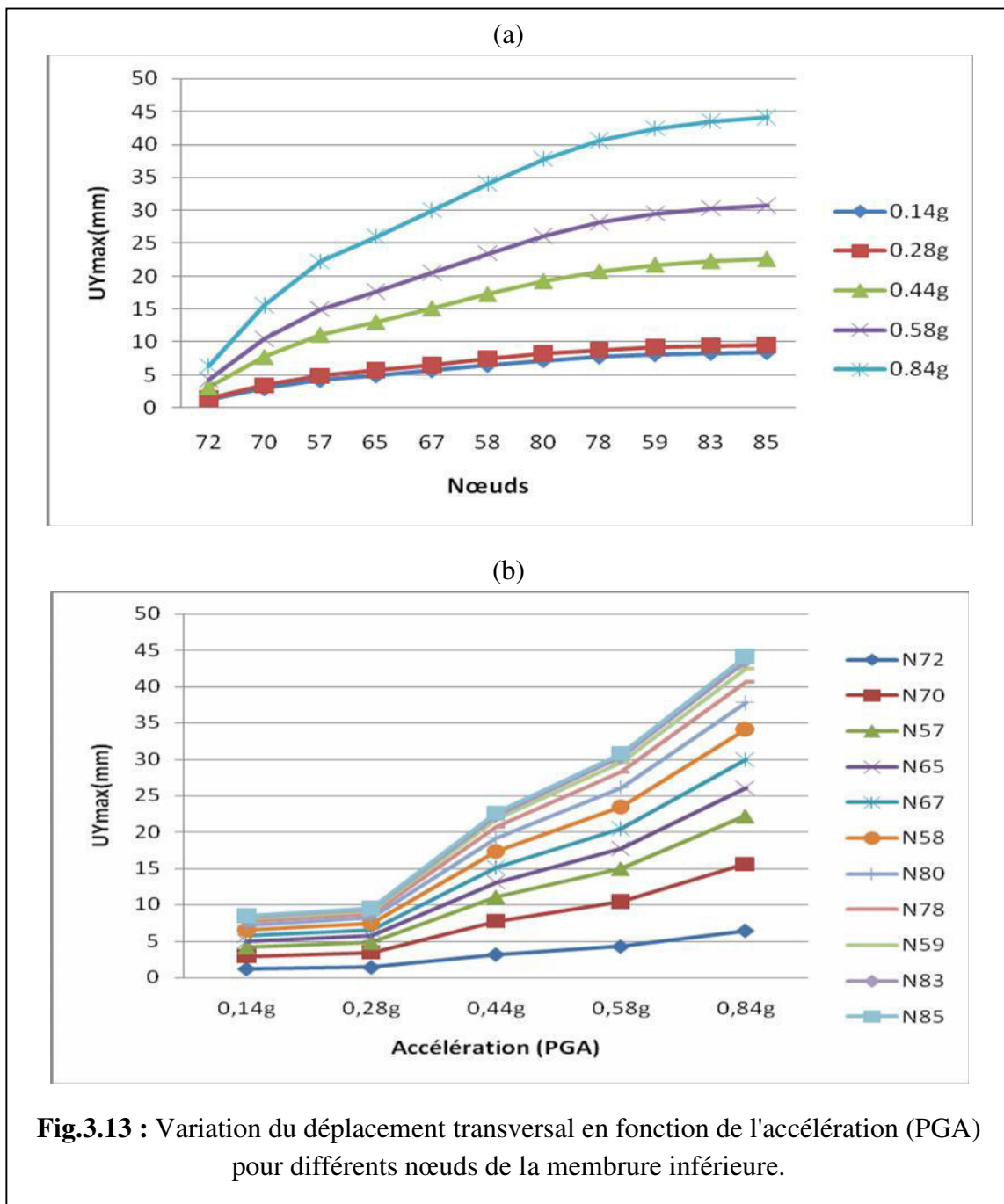
5. Le déplacement longitudinal augmente lorsque l'accélération augmente, cependant pour la membrure inférieure les déplacements longitudinaux sont moins marqués par rapport au celles de la membrure supérieure (fig.3.11-b).



b) déplacement transversal

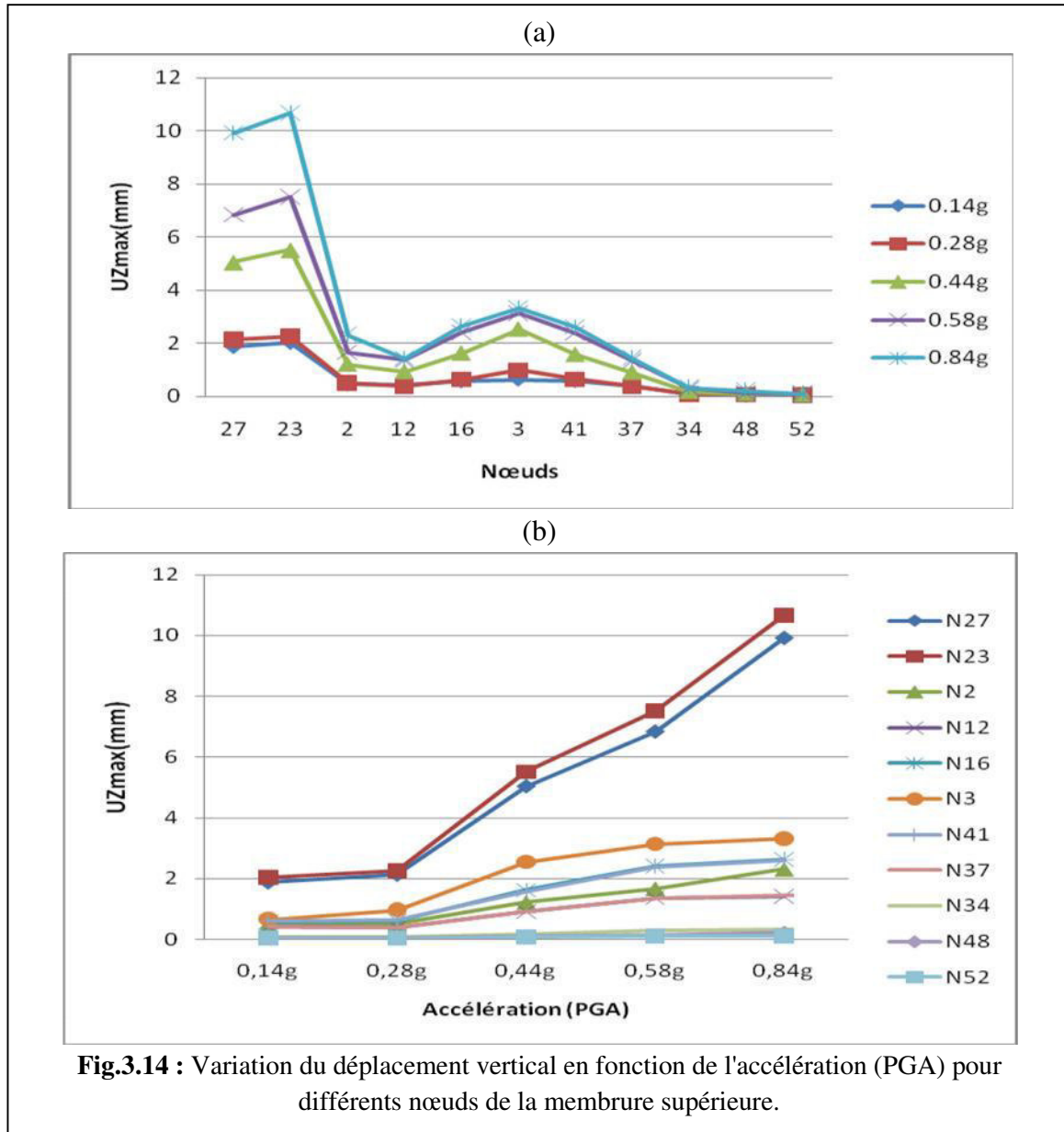


1. le déplacement transversal augmente lorsque l'accélération augmente.
2. le déplacement transversal est plus marqué au milieu de pont et plus faible vers les extrémités de pont (fig.3.12-a).
3. Pour une accélération inférieure à 0.28g l'influence de la variation de l'accélération est faible, cependant pour une accélération supérieure à 0.28g les déplacements sont plus sensibles à la variation de l'accélération (fig.3.12-b).

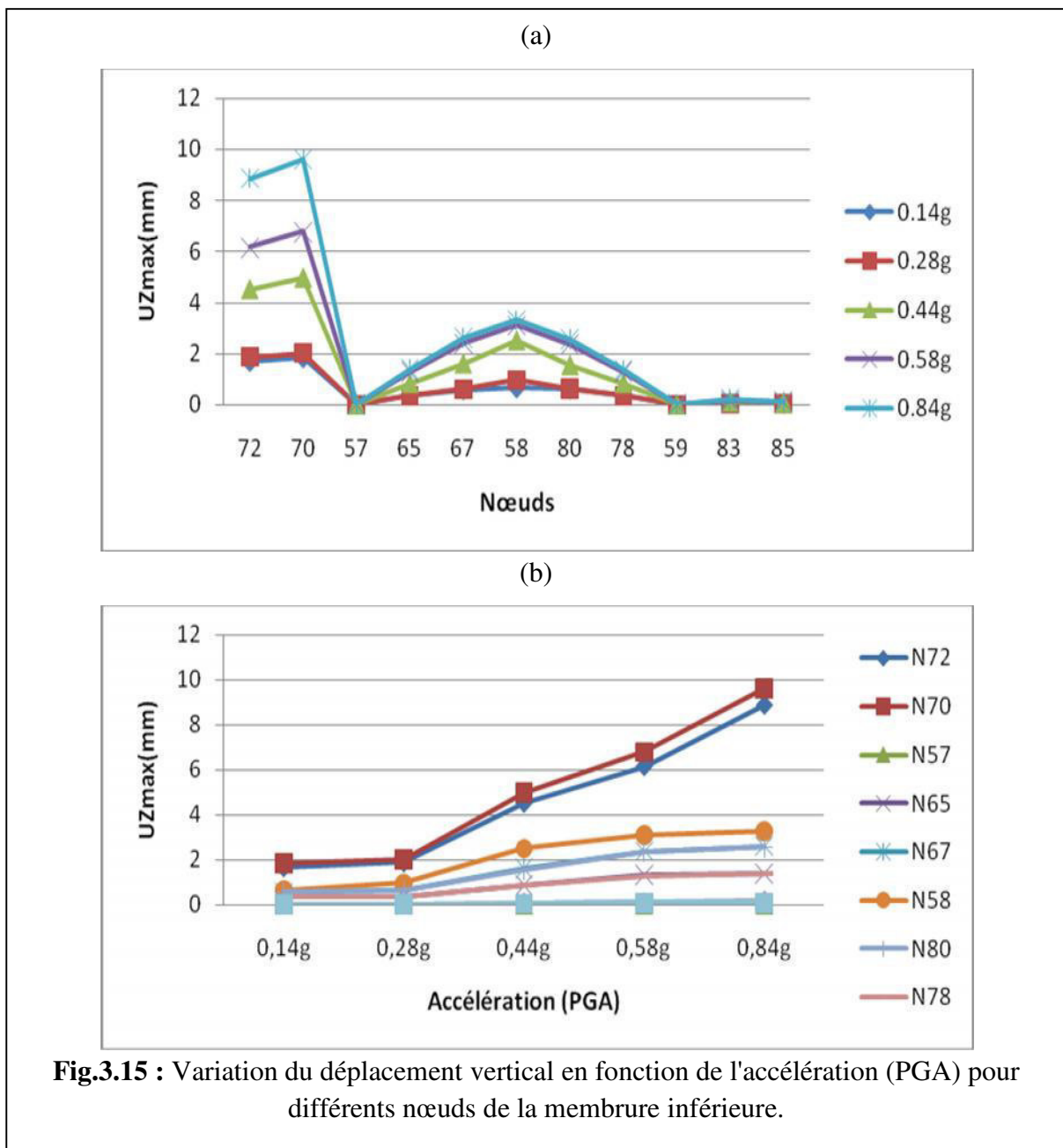


1. le déplacement transversal augmente lorsque l'accélération augmente.
2. Le déplacement transversal augmente avec nuance pour le long du pont dans le même sens du mouvement (fig.3.13-a).
3. pour la membrure inférieure le déplacement varie de la même façon pour tous les nœuds mais avec des valeurs différentes (fig.3.13-b).
4. pour une accélération inférieure à 0.28g l'influence de la variation de l'accélération est faible, cependant pour une accélération supérieure à 0.28g les déplacements sont plus sensibles à la variation de l'accélération (fig.3.13-b).

c) Déplacement vertical



1. Le déplacement vertical augmente au milieu et au niveau des extrémités du pont et diminue au niveau des appuis (fig.3.14-a).
2. Le déplacement augmente avec l'augmentation de l'accélération (fig.3.14-b).
3. Les déplacements verticaux restent faibles quelle que soit la variation de l'accélération



1. Pour la membrure inférieure le déplacement vertical varie d'une manière identique à celle de la membrure supérieure (Fig.3.15).

3.2.1.3 Modèle 3

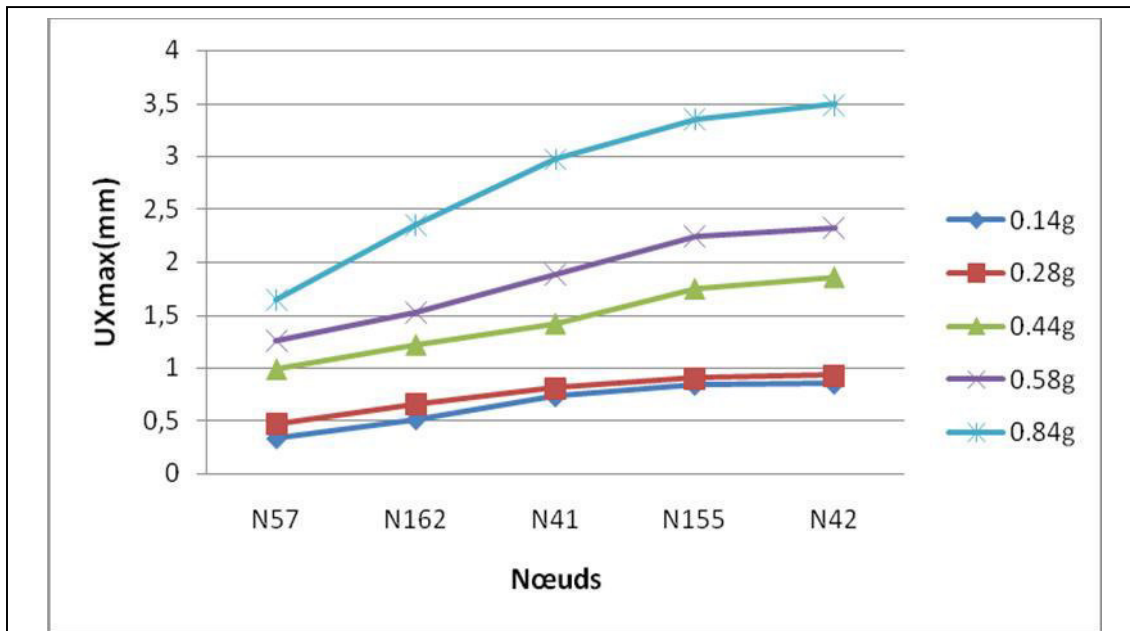
a) déplacement longitudinal

1. Pour la membrure supérieure le déplacement varie de la même manière pour tous les nœuds mais avec des valeurs différentes (fig.3.16-a).

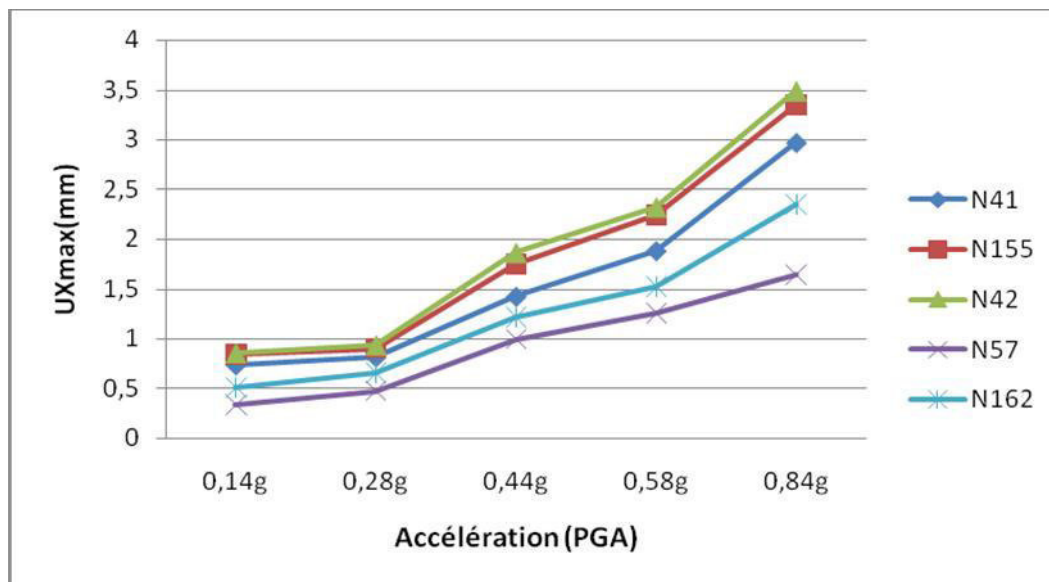
2. Le déplacement longitudinal augmente lorsque l'accélération augmente (fig.3.16-b).

3. Lorsque l'accélération augmente le déplacement longitudinal augmente d'une manière ascendante (fig.3.16-b).

4. Pour une accélération inférieure à 0.28g l'influence de la variation de l'accélération est faibles, cependant pour une accélération supérieure à 0.28g les déplacements sont plus sensibles à la variation de l'accélération (fig.3.16-b).



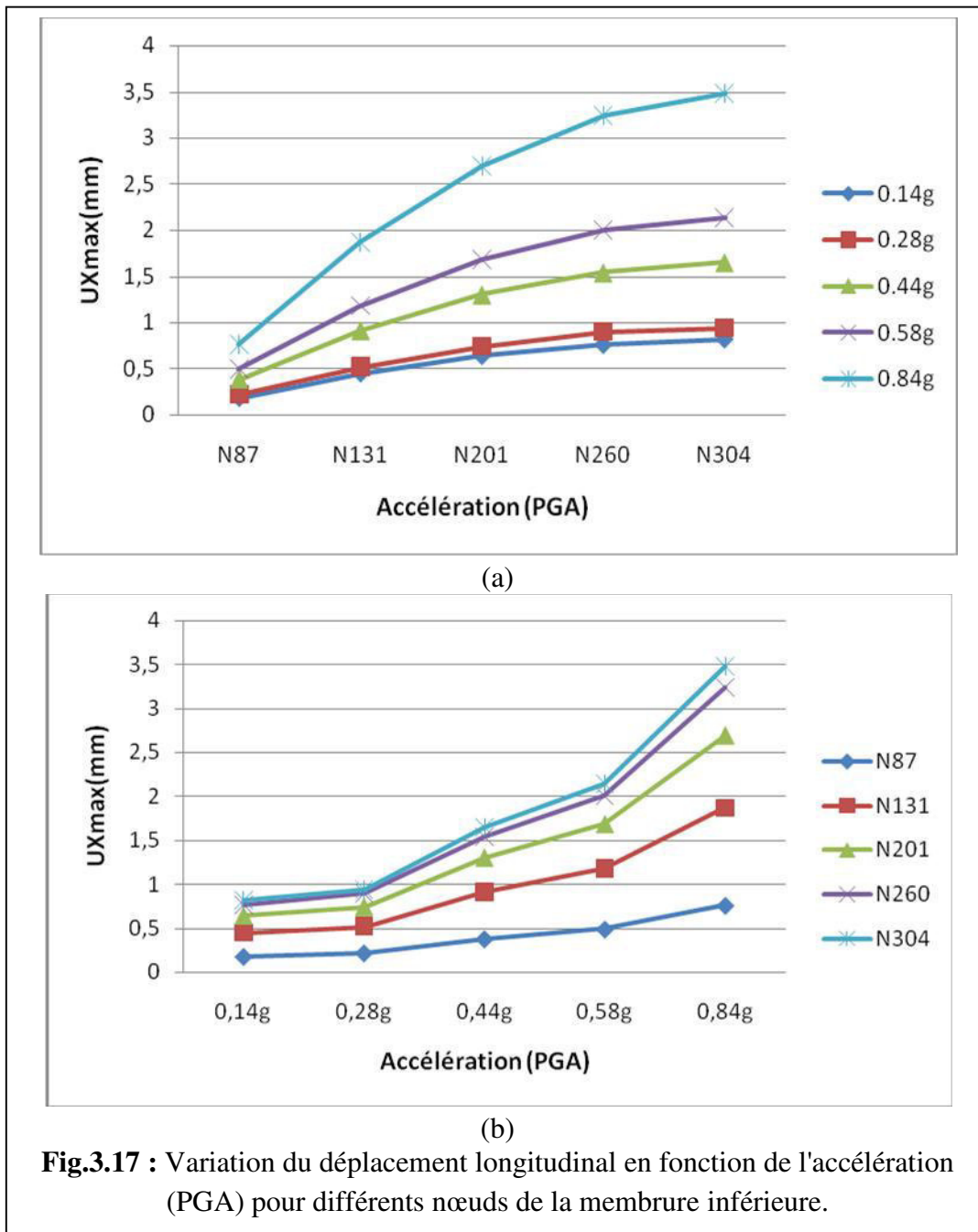
(a)



(b)

Fig.3.16 : Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération(PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

1. Pour la membrure inférieure le déplacement longitudinal varie de la même façon que la membrure supérieure (Fig.3.17) et presque avec les mêmes valeurs

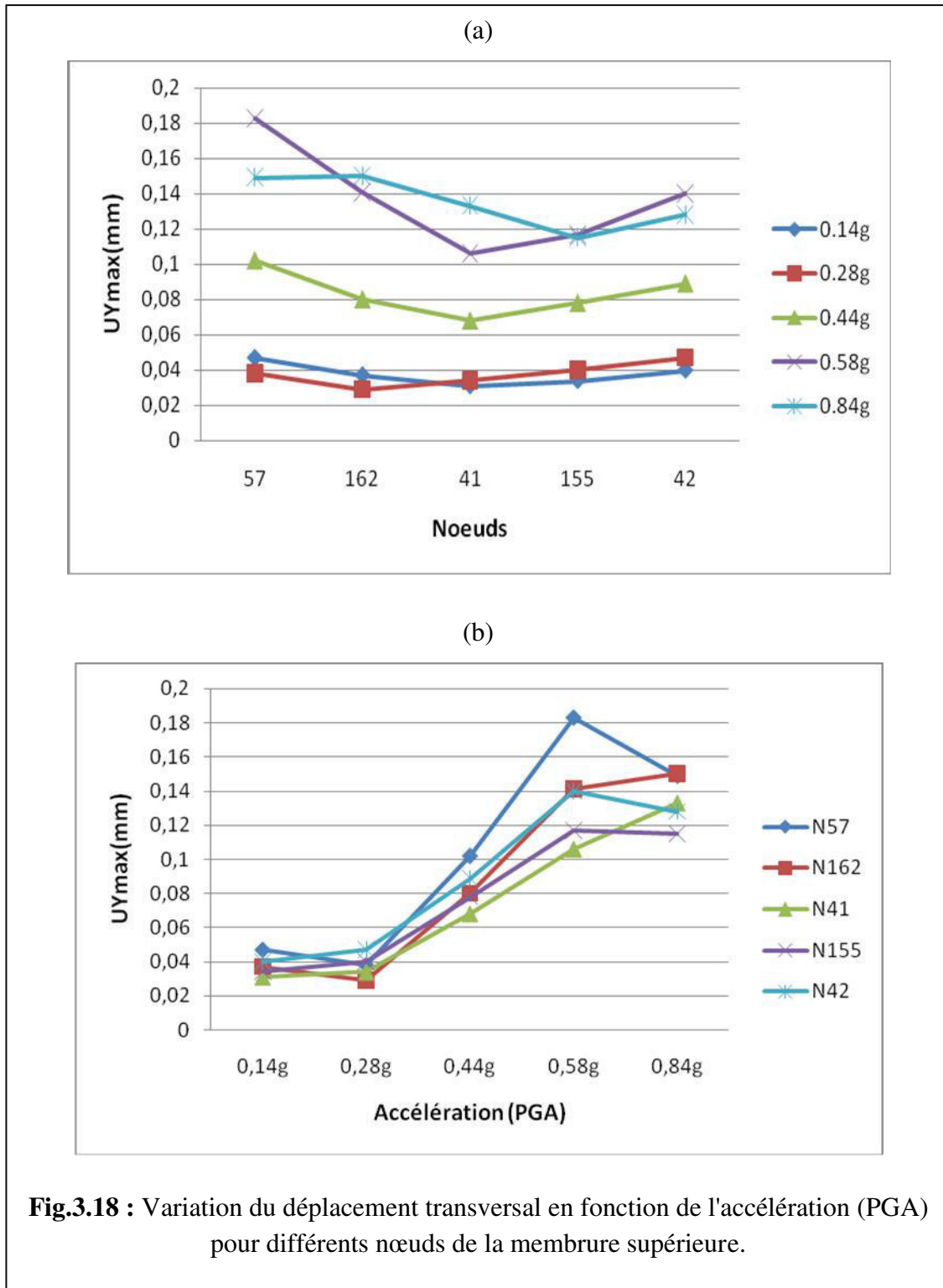


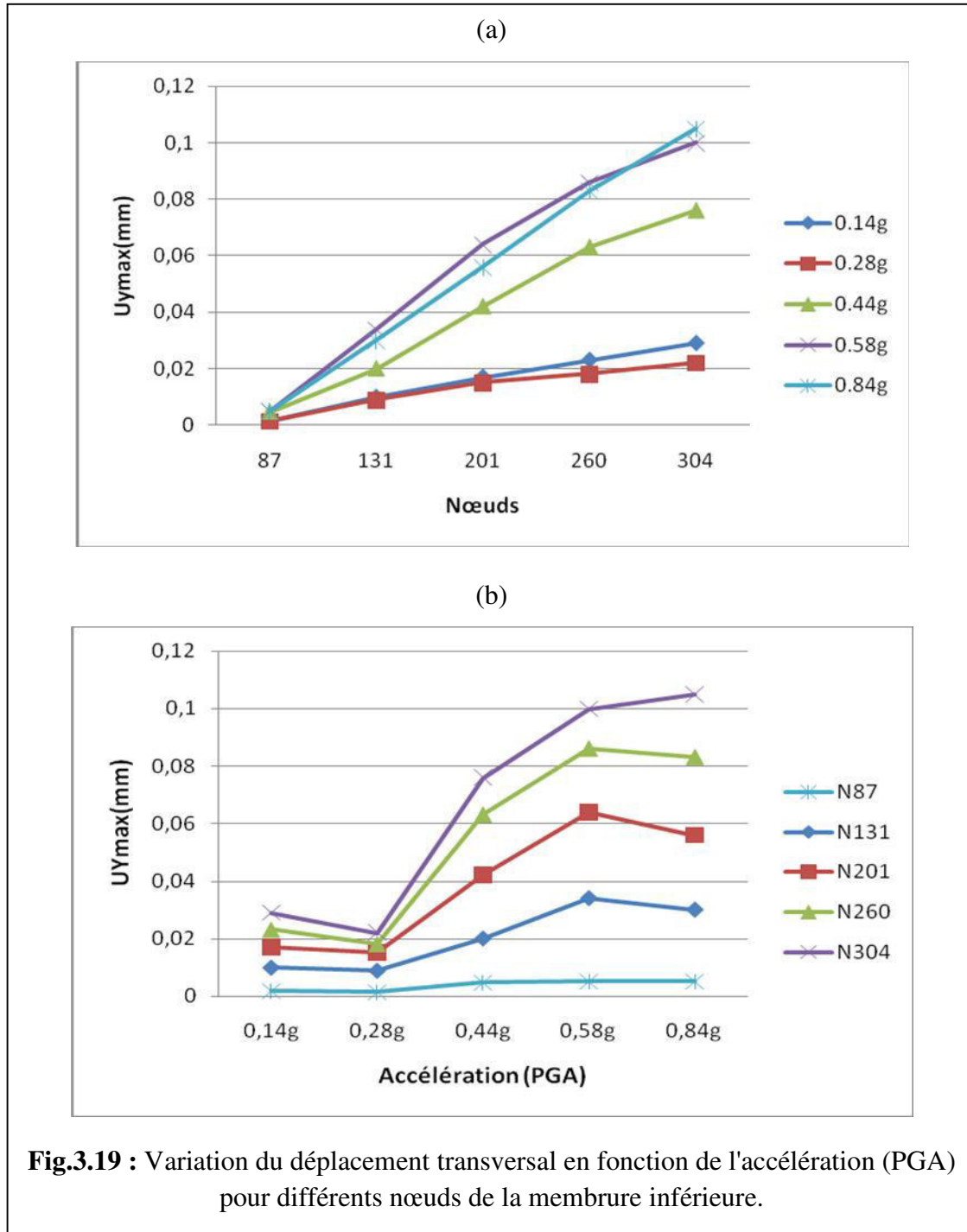
b) déplacement transversal

1. Pour la membrure supérieure le déplacement transversal est faible quelle que soit la variation de l'accélération (fig.3.18).

2. Pour la membrure inférieure les déplacements transversaux sont très faibles (fig.3.19-a).

3. Le déplacement transversal augmente avec l'augmentation de l'accélération, cependant il reste faible quelle que soit la variation de l'accélération (fig.3.19-b).





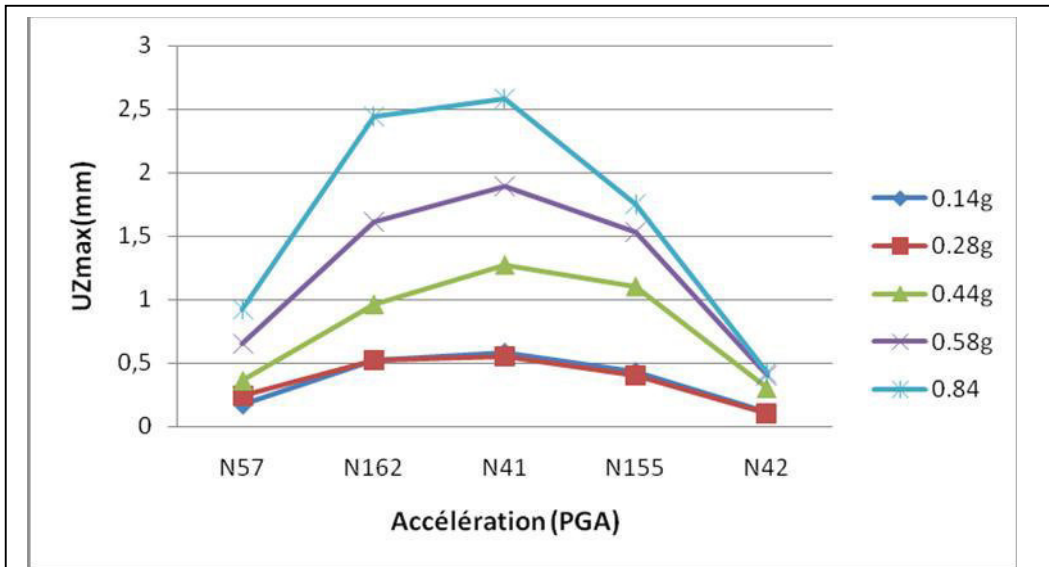
c) Déplacement vertical

1. Le déplacement vertical augmente au milieu du pont et diminue au niveau des extrémités (appuis) (fig.3.20-a).

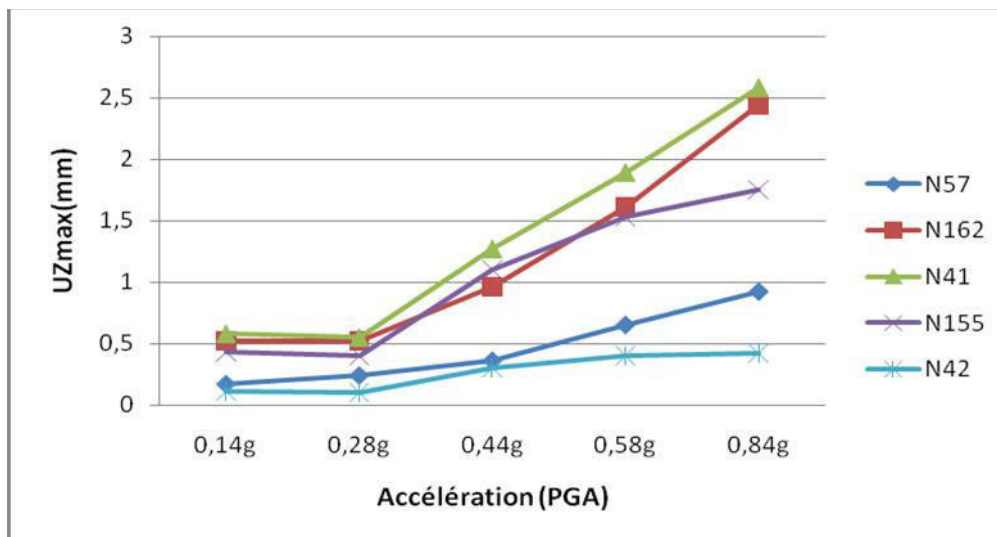
2. le déplacement vertical augmente lorsque l'accélération augmente (fig.3.20-b).

3. le déplacement varie de la même façon pour tous les nœuds mais avec des valeurs différentes (fig.3.20-b).

4. Les déplacements verticaux restent faibles quelle que soit la variation de l'accélération.



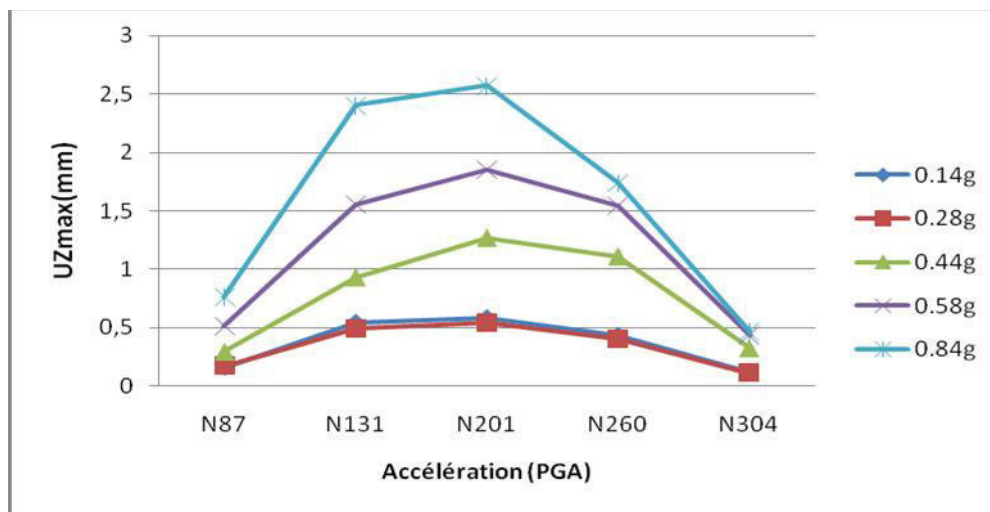
(a)



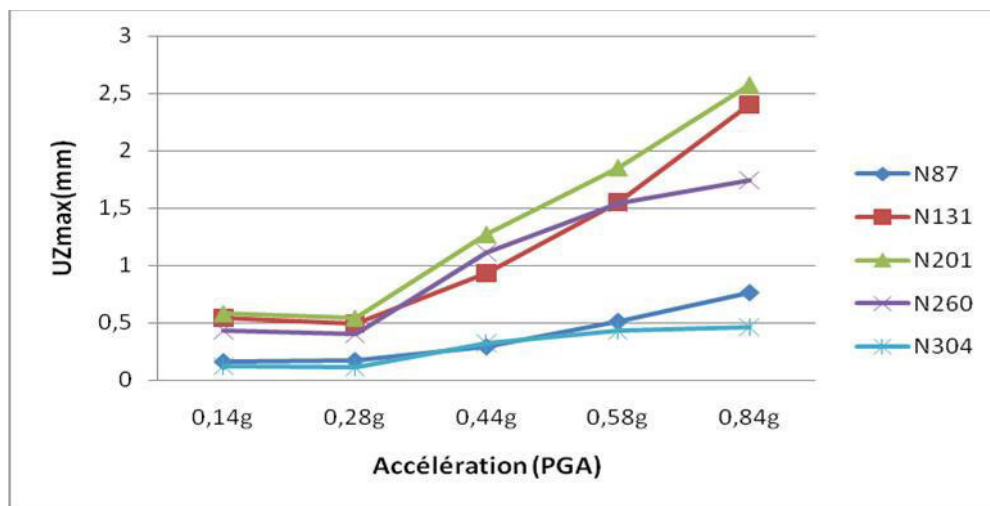
(b)

Fig.3.20 : la variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

1. Pour la membrure inférieure le déplacement longitudinal varie de la même façon que la membrure supérieure (Fig.3.21) et presque avec les mêmes valeurs.



(a)



(b)

Fig.3.21 : la variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.

3.2.2 Cas 2: trois composantes

La deuxième situation (trois composantes), qui prend en ligne de compte les trois composantes du séisme, a conduit aux résultats mentionnés sur les figures 3.22 à 3.39. Il est à noter que le couplage de ces trois composantes est effectué sur la base de la combinaison suivante :

$$E_x + 0.3 E_y + 0.3 E_z$$

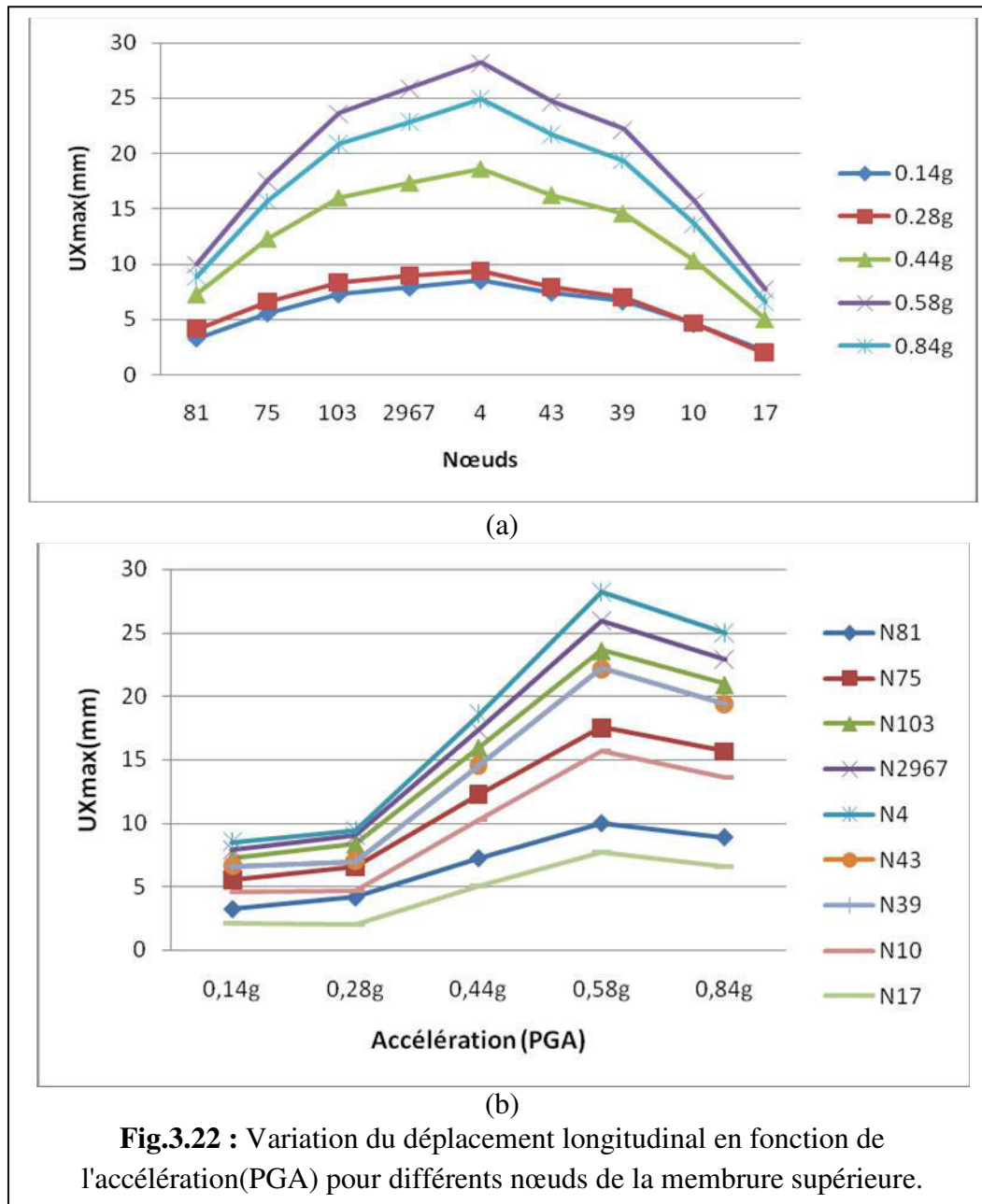
Il s'agit de la combinaison la plus défavorable à côté des autres combinaisons proposées.

3.2.2.1 Modèle 1

a) Déplacement longitudinal

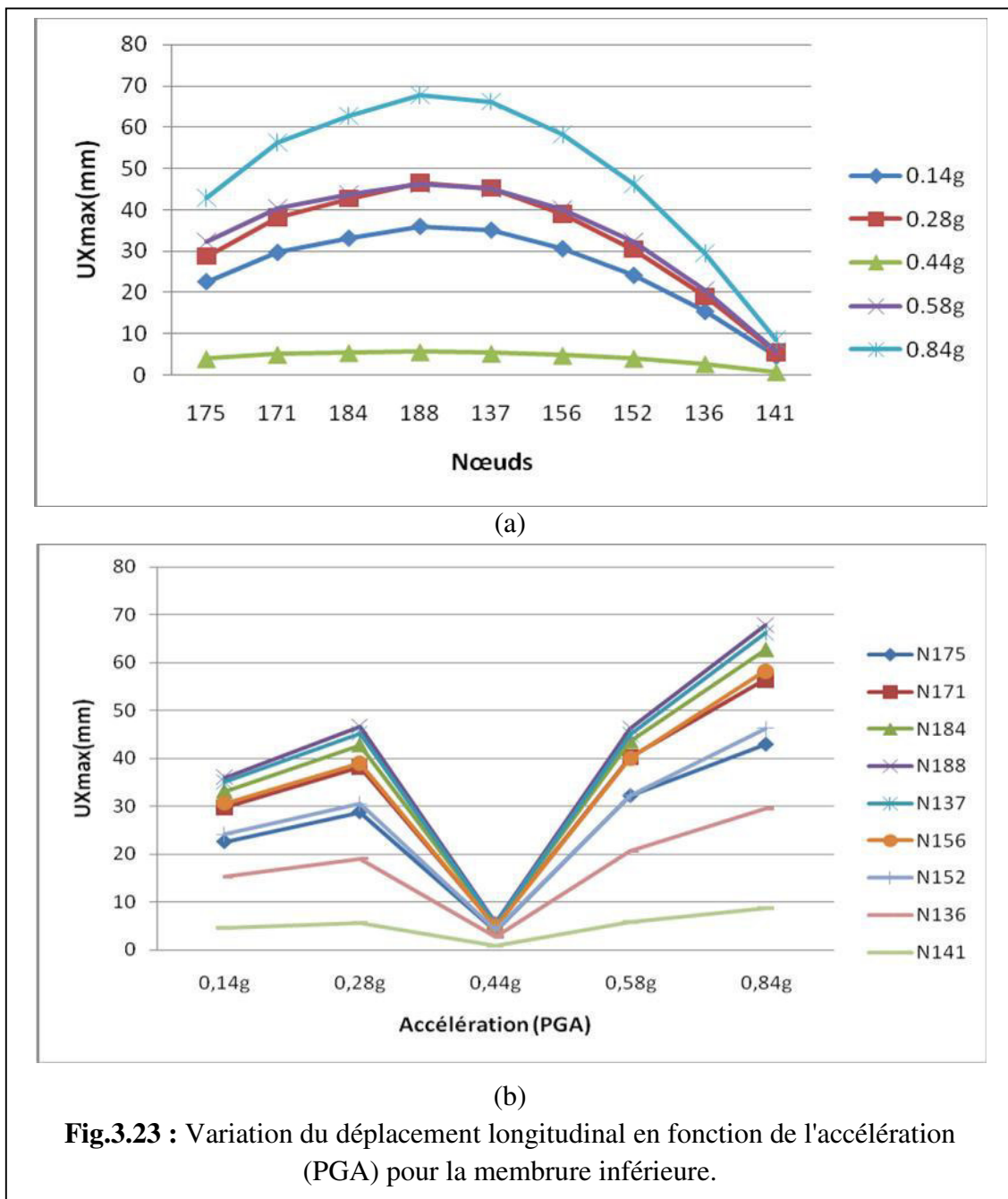
1. Le déplacement varie de la même façon pour toutes les accélérations (PGA) mais avec des valeurs différentes (fig.3.22-a).

2. Lorsque l'accélération augmente le déplacement longitudinal augmente d'une manière ascendante hormis pour une accélération de 0.84g où une légère diminution est observée (fig.3.22-b).
3. Le déplacement longitudinal est plus marqué au milieu du pont par rapport à ses extrémités (fig.3.22-a).
4. Pour une accélération inférieure à 0.28g l'influence de la variation de l'accélération est faible, cependant pour une accélération supérieure à 0.28g les déplacements sont plus sensibles à la variation de l'accélération (fig.3.22-b).



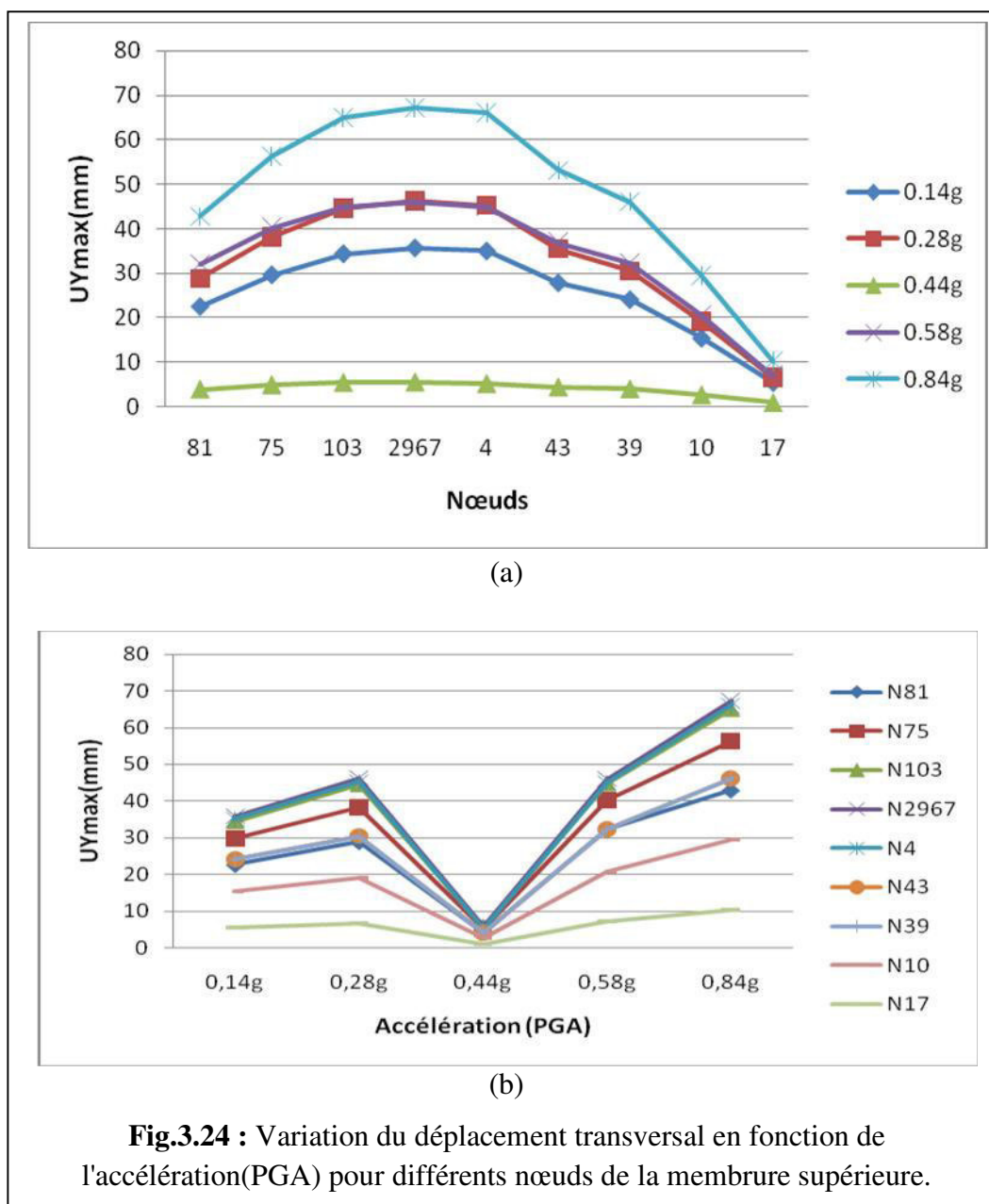
1. Le déplacement varie de la même façon pour toutes les accélérations (PGA) mais avec des valeurs différentes (fig.3.23-a).

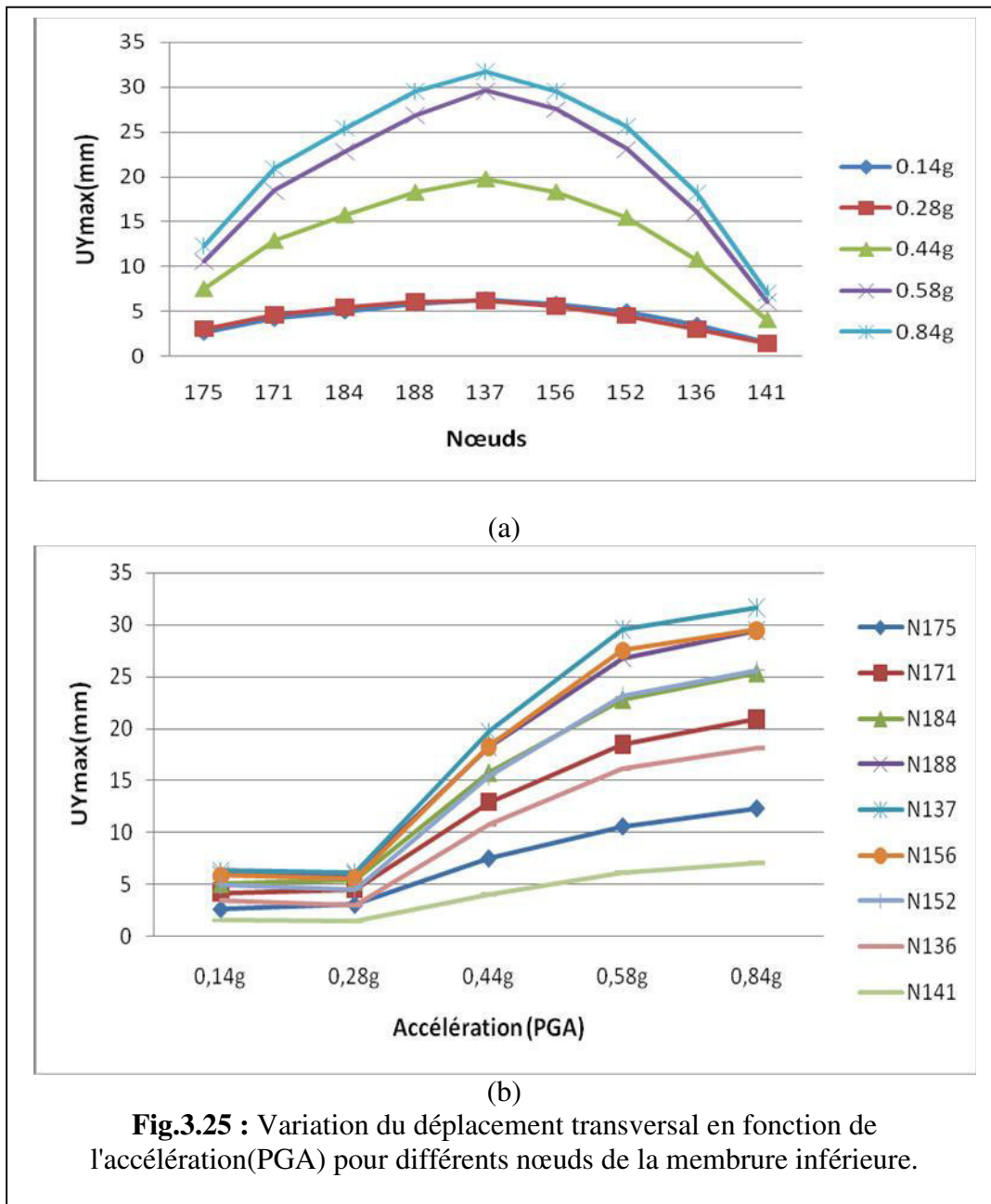
2. Le déplacement longitudinal est plus marqué au milieu du pont et plus faible vers les extrémités du pont (fig.3.23-a).
3. Pour la membrure inférieure le déplacement longitudinal varie de la même manière que la membrure supérieure mais avec des valeurs plus marquée (fig.3.23-a).
4. Pour une accélération (PGA) égale à 0.58g, la variation du déplacement longitudinal est identique à celle de 0.28g (fig.3.23-a).
5. Pour une accélération égale à 0.44g il y a une influence très faible de cette valeur dans le sens longitudinal par rapport aux autres valeurs de PGA (fig.3.23-b).



b) Déplacement transversal

1. Le déplacement transversal varie de la même manière pour toutes les accélérations (PGA) mais avec des valeurs différentes (fig.3.24-a).
2. Le déplacement transversal est plus marqué au milieu du pont et plus faible vers les extrémités du pont (fig.3.24-a).
3. Le déplacement transversal augmente avec nuance pour les extrémités du pont (fig.3.24-a).
4. Pour une accélération égale à 0.44g il y a une influence très faible de cette valeur dans le sens longitudinal par rapport aux autres valeurs de PGA (fig.3.24b).





1. le déplacement transversal augmente lorsque l'accélération augmente (fig.3.25-b).
2. le déplacement varie de la même manière pour toutes les accélérations (PGA) mais avec des valeurs différentes (fig.3.25-b).
3. le déplacement transversal est plus marqué au milieu du pont par rapport à celle au niveau des extrémités du pont (fig.3.25-a).
4. Pour une accélération inférieure à 0.28g l'influence de la variation de l'accélération sont faible cependant pour une accélération supérieure à 0.28g les déplacements sont plus sensibles à la variation de l'accélération. (fig.3.25-b)

5. Pour la membrure inférieure le déplacement transversal est plus faible par rapport à la membrure supérieure.

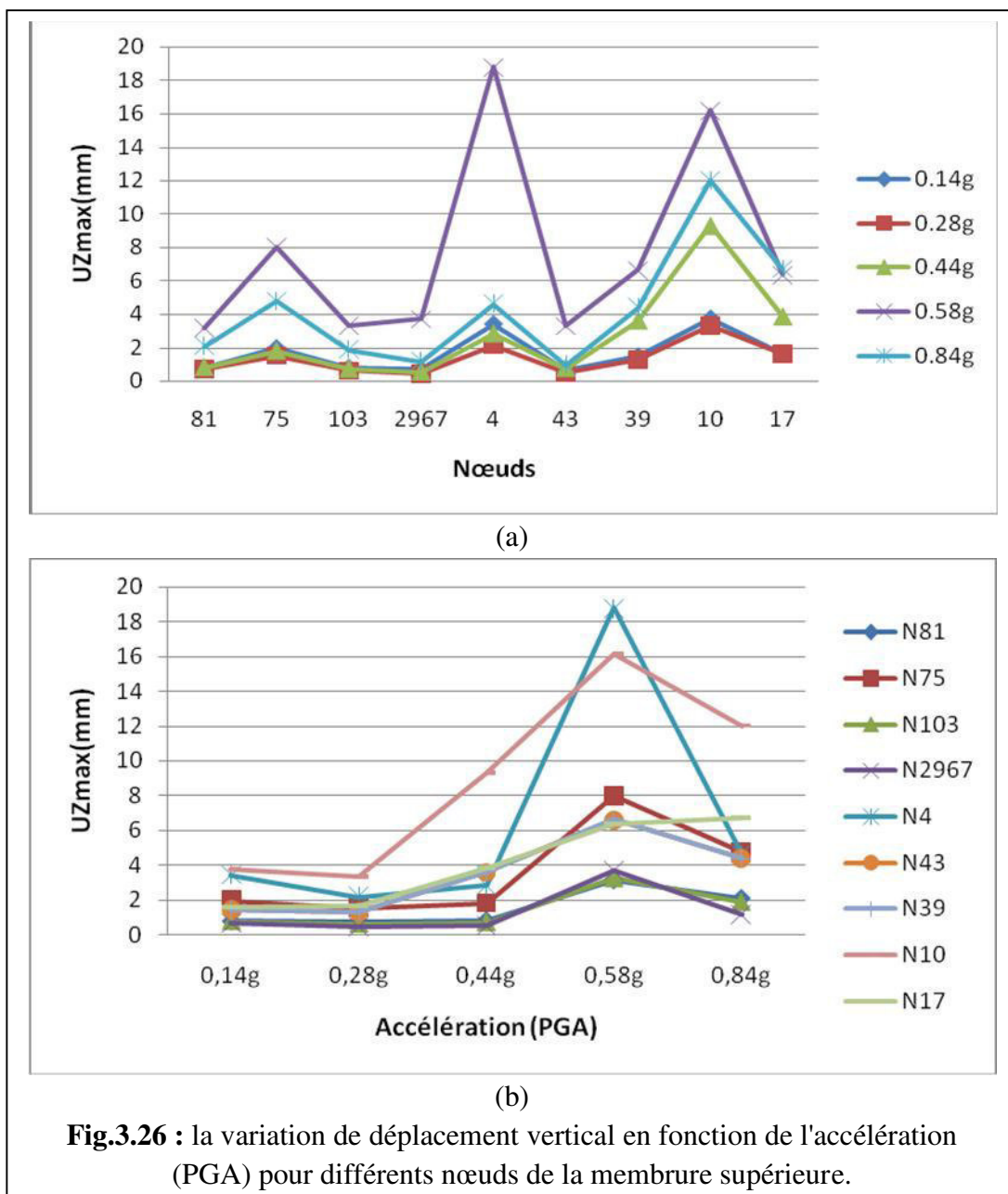
c) Déplacement vertical

1. Le déplacement vertical augmente au milieu du pont et diminue vers les appuis (fig.3.26-a).

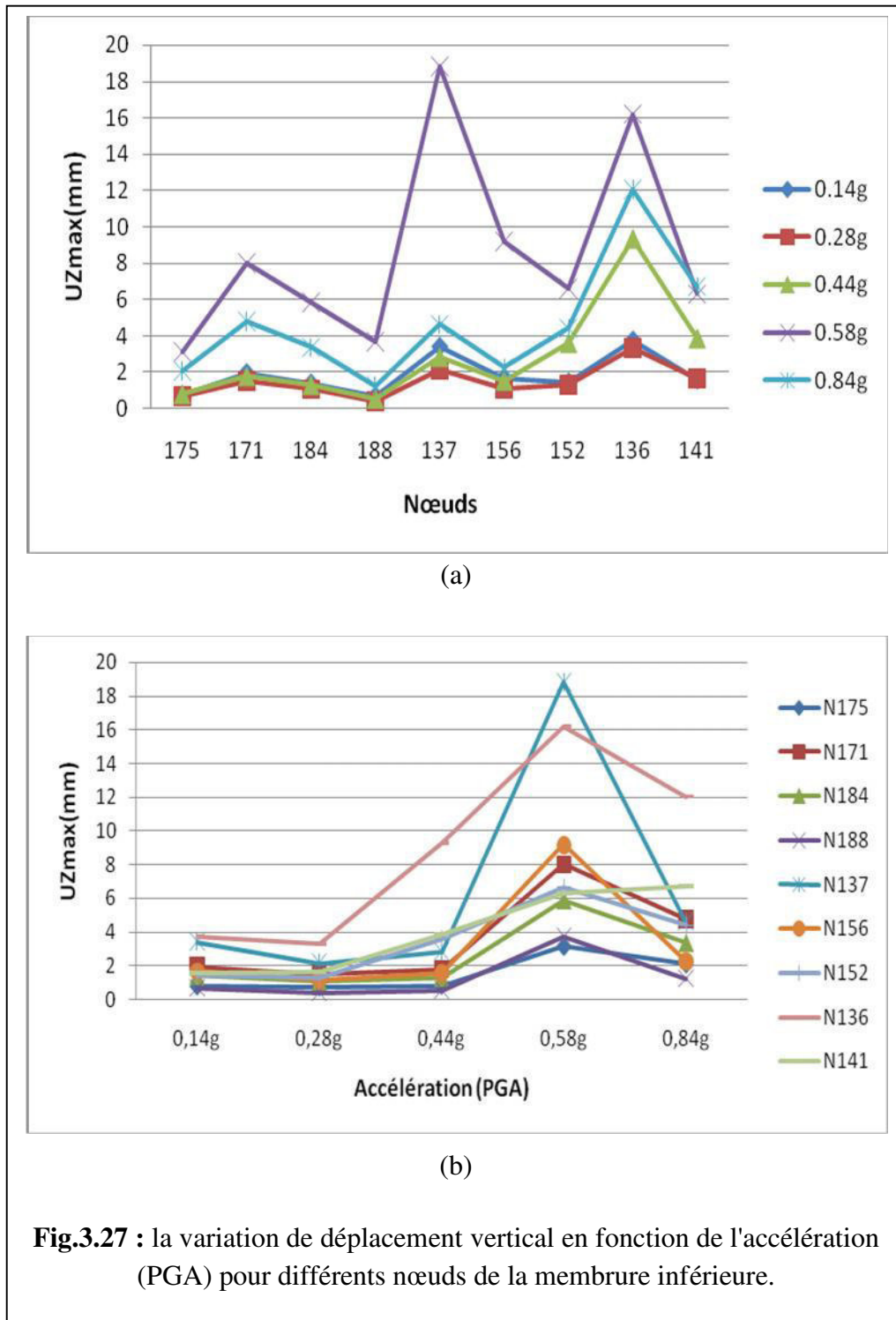
2. Le déplacement varie de la même façon pour tous les nœuds mais avec des valeurs différentes (fig.3.26-a).

3. Lorsque l'accélération augmente le déplacement vertical augmente d'une manière ascendante hormis pour une accélération de 0.84g où une légère diminution est observée (fig.3.26-b).

4. Les déplacements verticaux restent faibles quelle que soit la variation de l'accélération.

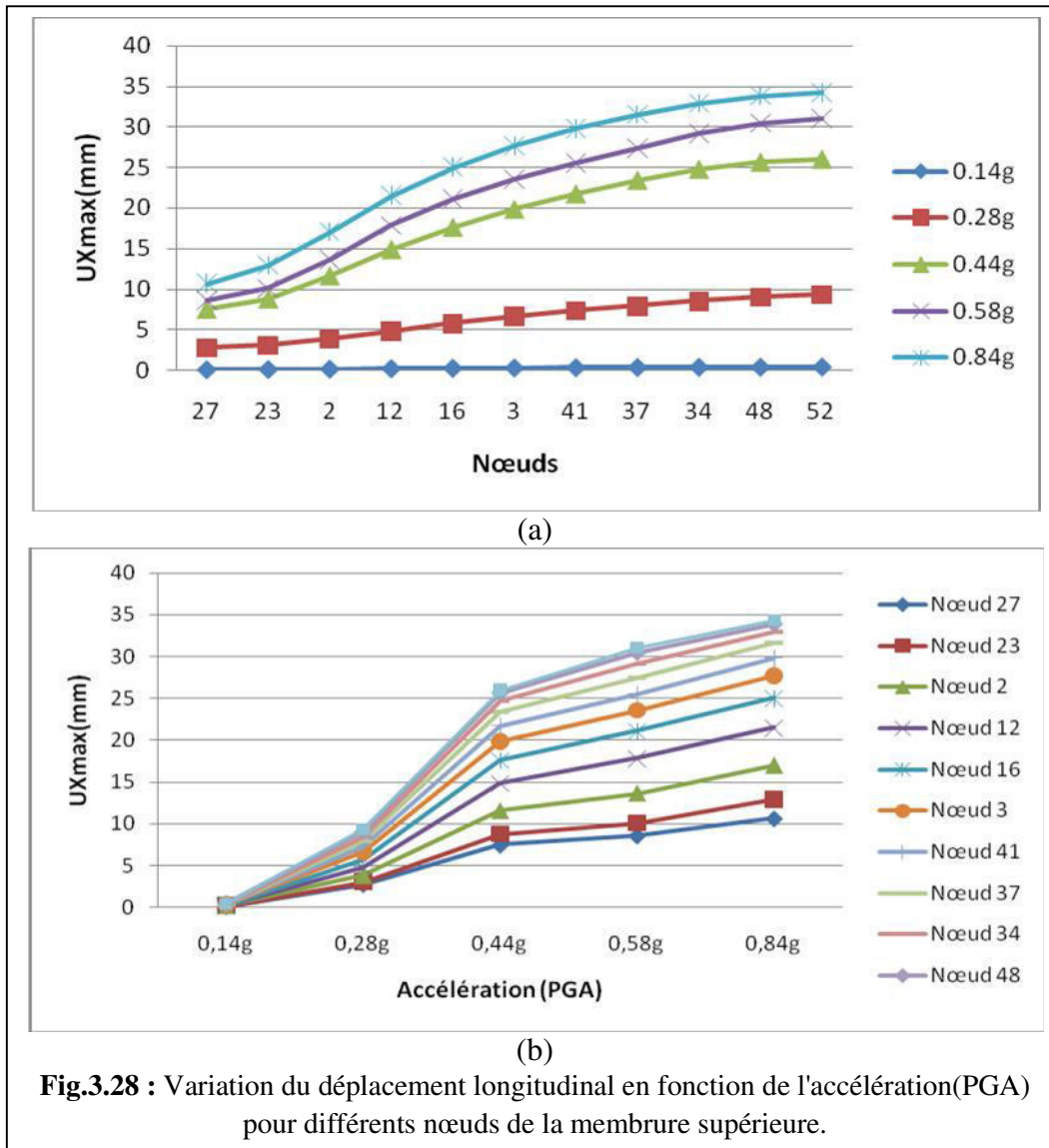


1. Pour la membrure inférieure le déplacement vertical varie d'une manière identique à celle de la membrure supérieure (Fig.3.27).



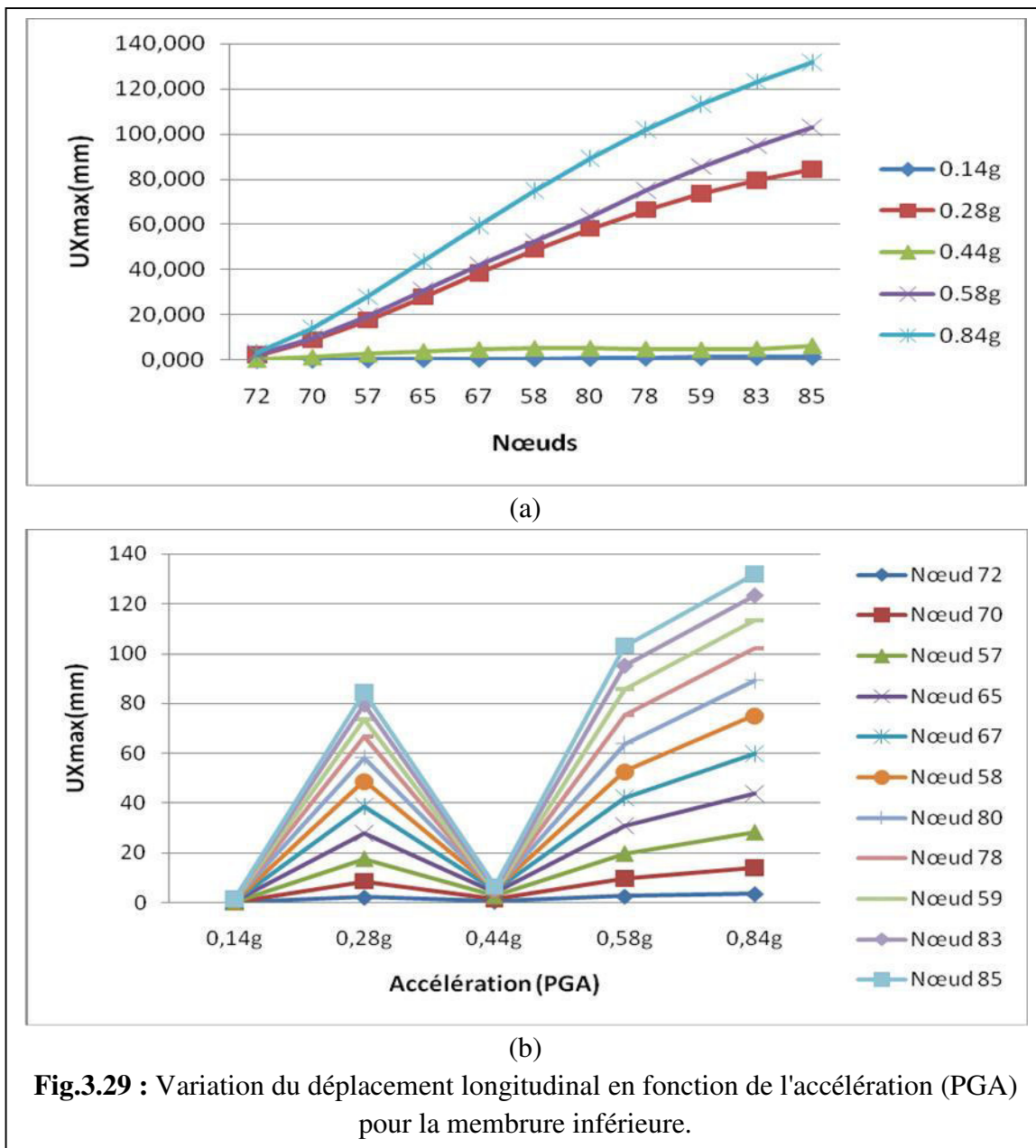
3.2.2.2 Modèle 2

a) Déplacement longitudinal



1. Le déplacement varie de la même manière pour toutes les accélérations (PGA) mais avec des valeurs différentes (fig.3.28-a).
2. Le déplacement longitudinal augmente avec nuance pour le long du pont dans le même sens du mouvement (fig.3.28-a).
3. Lorsque l'accélération augmente le déplacement longitudinal augmente d'une manière ascendante (fig.3.28-b).
4. Pour une accélération égale à 0.14g le déplacement longitudinal est très faible (tend vers zéro) pour les différents nœuds de la membrure supérieure (fig.3.28-b).

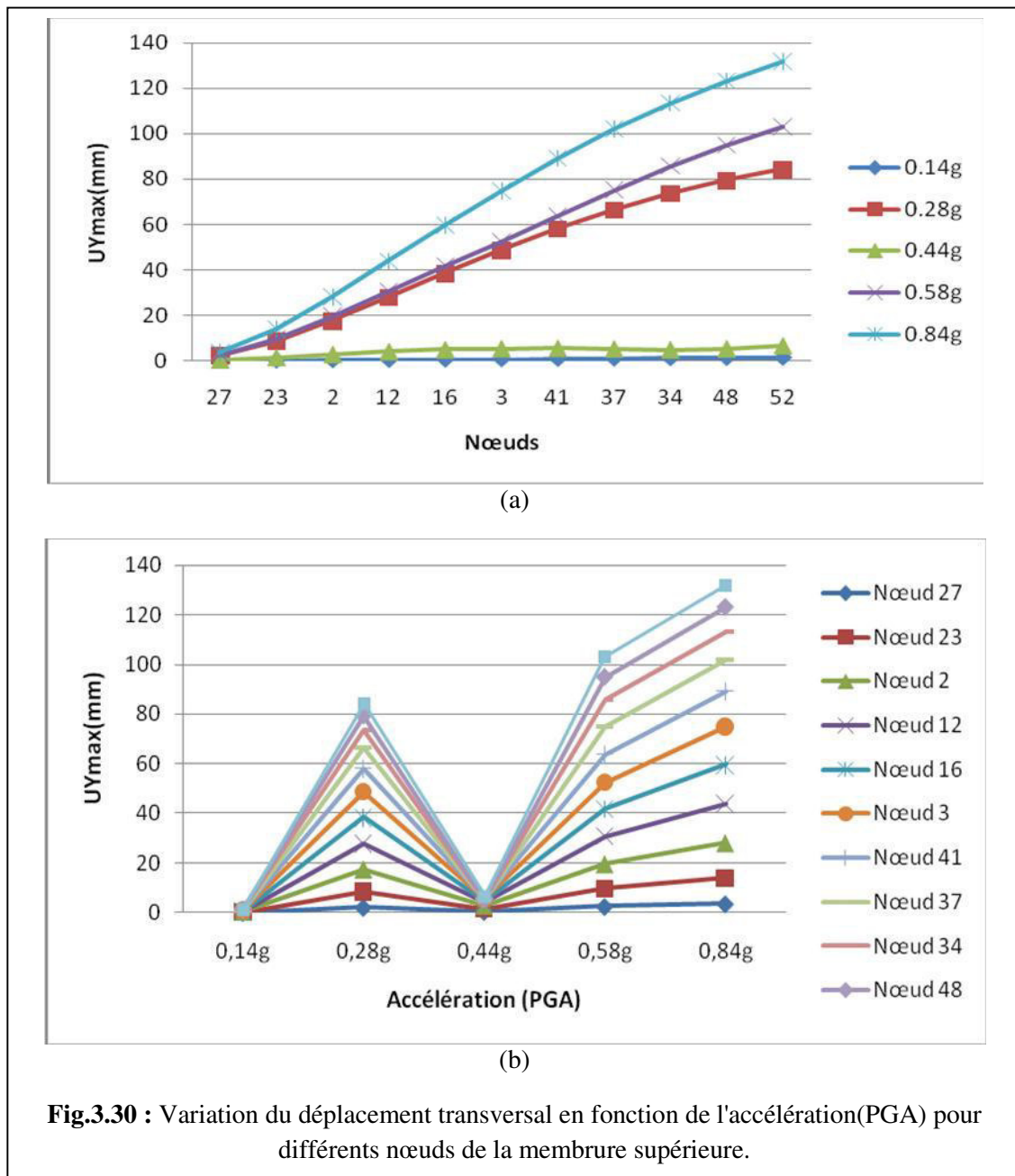
5. Pour une accélération inférieure à 0.28g l'influence de la variation de l'accélération est faible, cependant pour une accélération supérieure à 0.28g les déplacements sont plus sensibles à la variation de l'accélération (fig.3.28-b).



1. Le déplacement longitudinal augmente avec nuance pour le long du pont dans le même sens du mouvement (fig.3.29-a).
2. Le déplacement varie de la même manière pour toutes les accélérations (PGA) mais avec des valeurs différentes (fig.3.29-a).
3. Pour une accélération égale à 0.14g il y a une influence très faible (tend vers zéro) de cette valeur dans le sens longitudinal (fig.3.29-b).

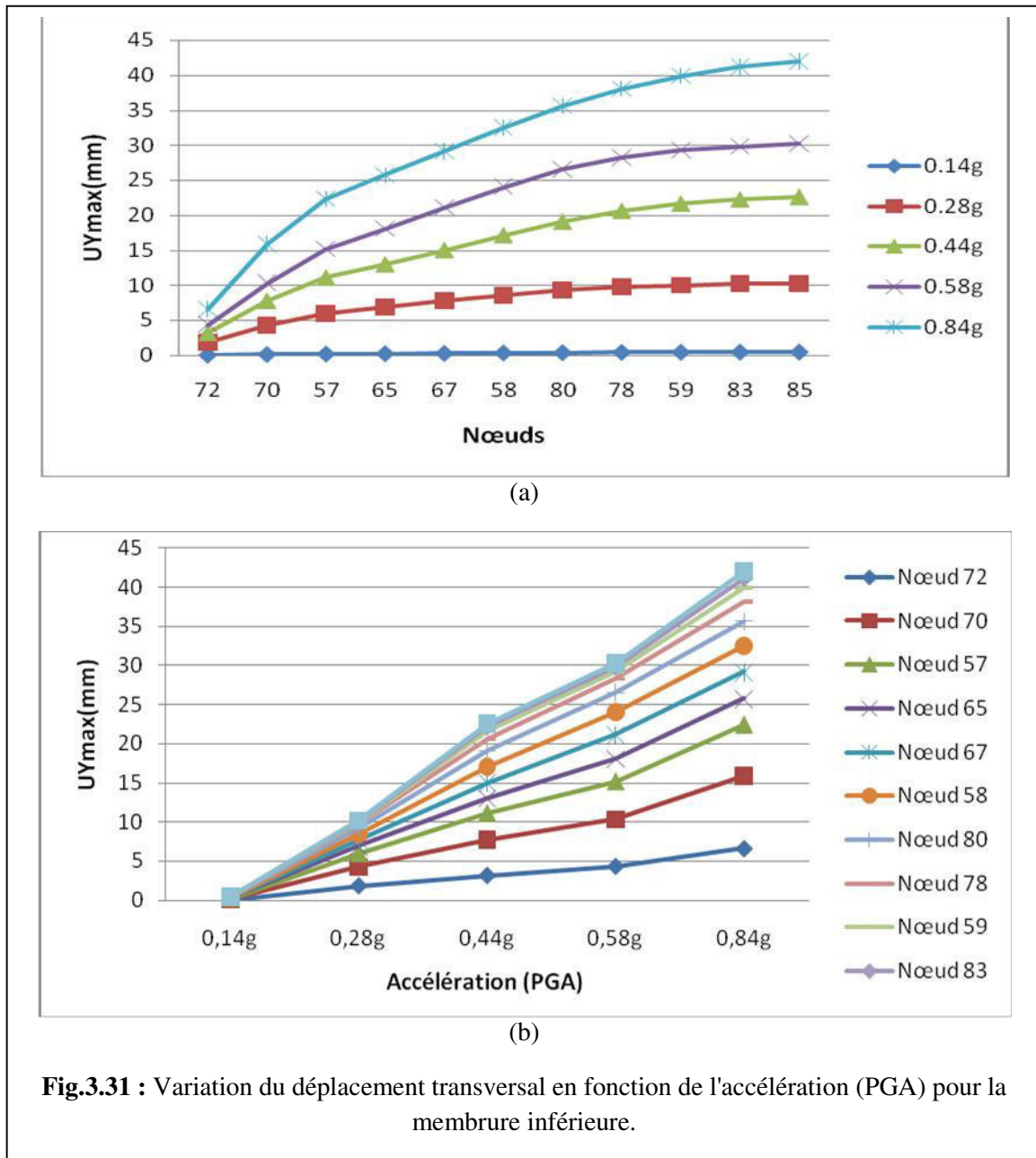
4. Lorsque l'accélération augmente le déplacement longitudinal augmente d'une manière ascendante hormis pour une accélération de 0.44g où une très faible influence (tend vers zéro) est observée (fig.3.29-b).

b) Déplacement transversal



1. Le déplacement transversal augmente avec nuance pour le long du pont dans le même sens du mouvement (fig.3.30-a).
2. Le déplacement varie de la même manière pour toutes les accélérations et avec des valeurs différentes (fig.3.30-a).

3. Pour une accélération égale à 0.14g l'influence est très faible (tend vers zéro) de cette valeur dans le sens transversal (fig.3.30-b).
4. Lorsque l'accélération augmente le déplacement transversal augmente d'une manière ascendante hormis pour une accélération de 0.44g où une très faible influence (tend vers zéro) est observée (fig.3.30-b).

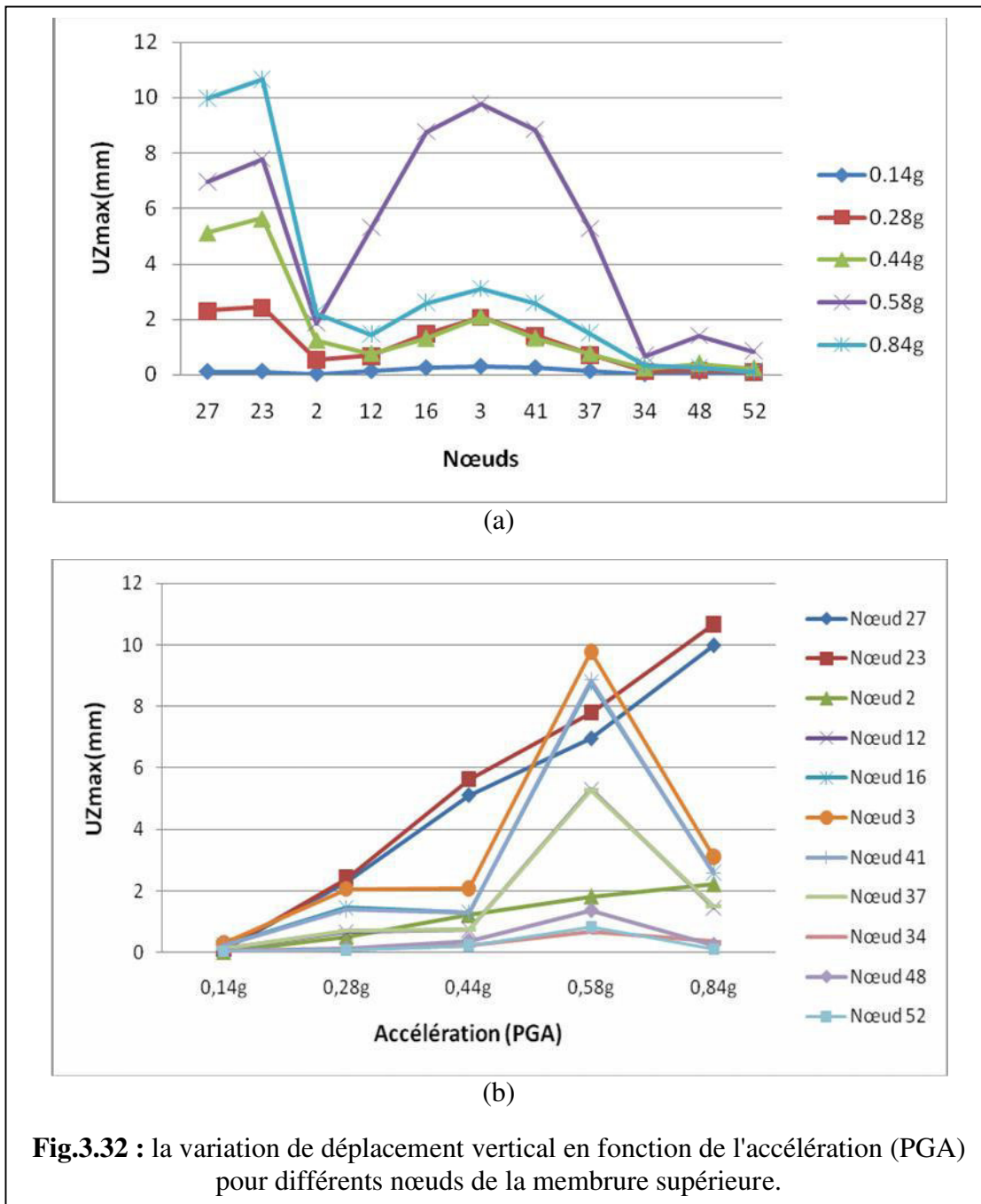


1. Le déplacement varie de la même manière pour toutes les accélérations mais avec des valeurs différentes (fig.3.31-a).
2. Le déplacement transversal augmente avec nuance pour le long du pont dans le même sens du mouvement (fig.3.31-a).

3. Lorsque l'accélération augmente le déplacement transversal augmente d'une manière ascendante (fig.3.31-b).

4. Pour une accélération égale à 0.14g le déplacement transversal est très faible (tend vers zéro) pour les différents nœuds de la membrure supérieure (fig.3.31-b).

c) Déplacement vertical



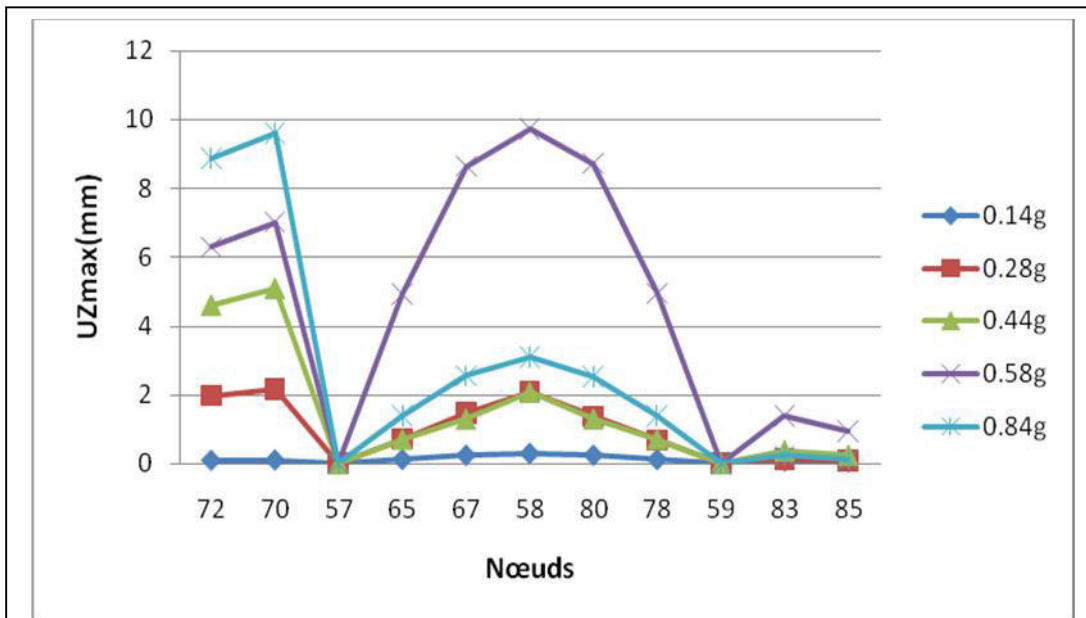
1. Le déplacement vertical augmente au milieu du pont et diminue vers les appuis (fig.3.32-a).

2. Le déplacement varie de la même façon pour tous les nœuds mais avec des valeurs différentes (fig.3.32-a).

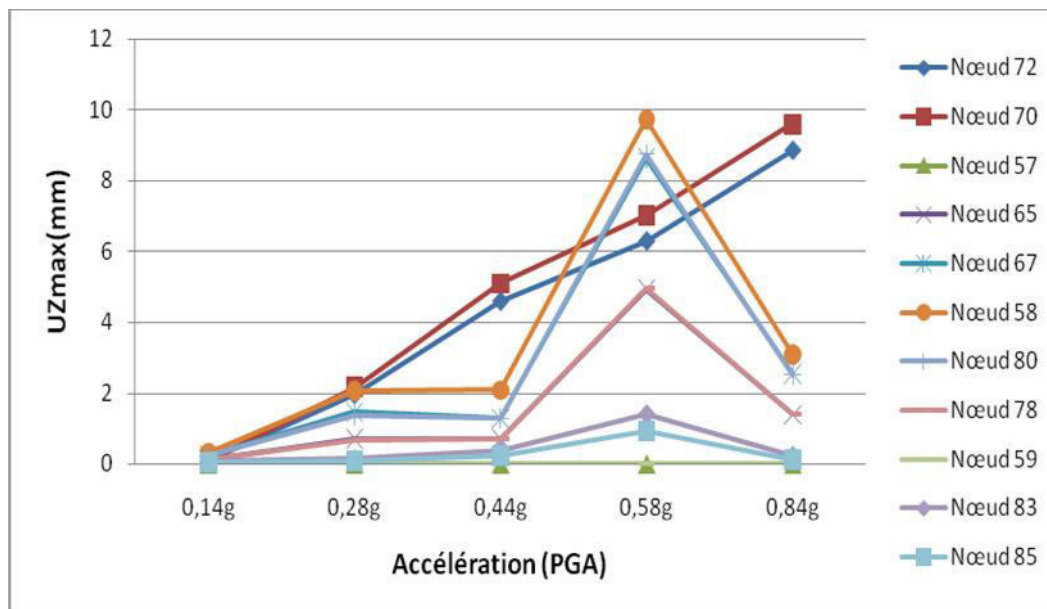
3. Pour les nœuds de la travée central et la travée de rive à la droite du pont, lorsque l'accélération augmente le déplacement vertical augmente d'une manière ascendante hormis pour une accélération de 0.84g où une légère diminution est observée (fig.3.32-b).

4. Le déplacement vertical est plus marqué au milieu de chaque travée et faibles vers les appuis la variation de l'accélération (fig.3.32-a).

5. Le déplacement vertical augment avec nuance sur le long du pont (fig.3.32-b).



(a)



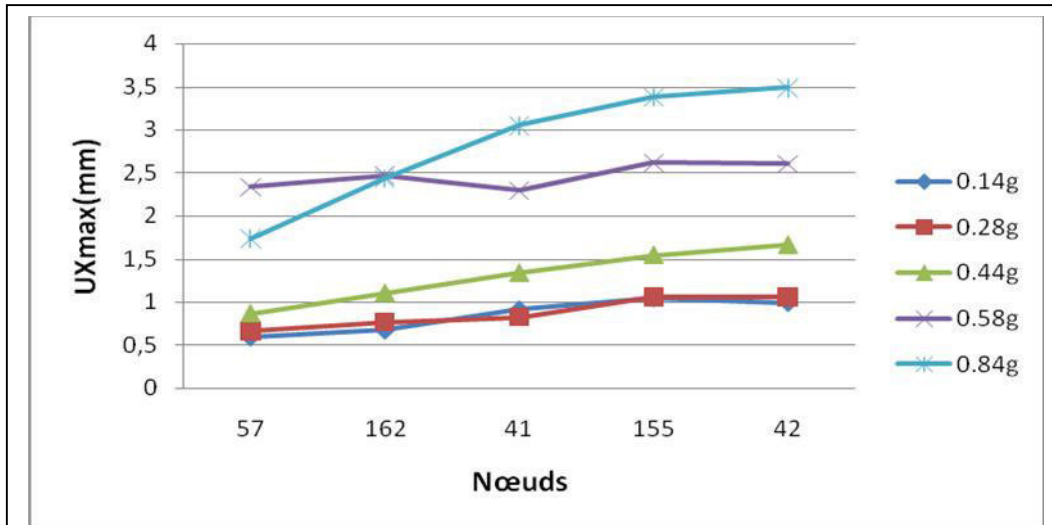
(b)

Fig.3.33 : la variation de déplacement vertical en fonction de l'accélération (PGA) pour différents nœuds de la membrure inférieure.

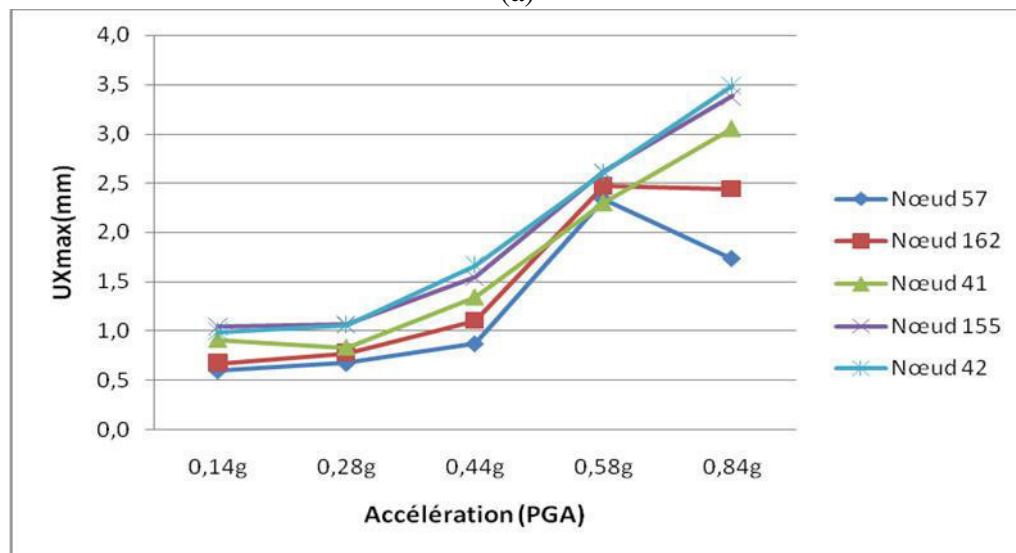
1. Pour la membrure inférieure le déplacement vertical varie d'une manière identique à celle de la membrure supérieure (Fig.3.33).

3.2.2.3 Modèle 3

a) Déplacement longitudinal



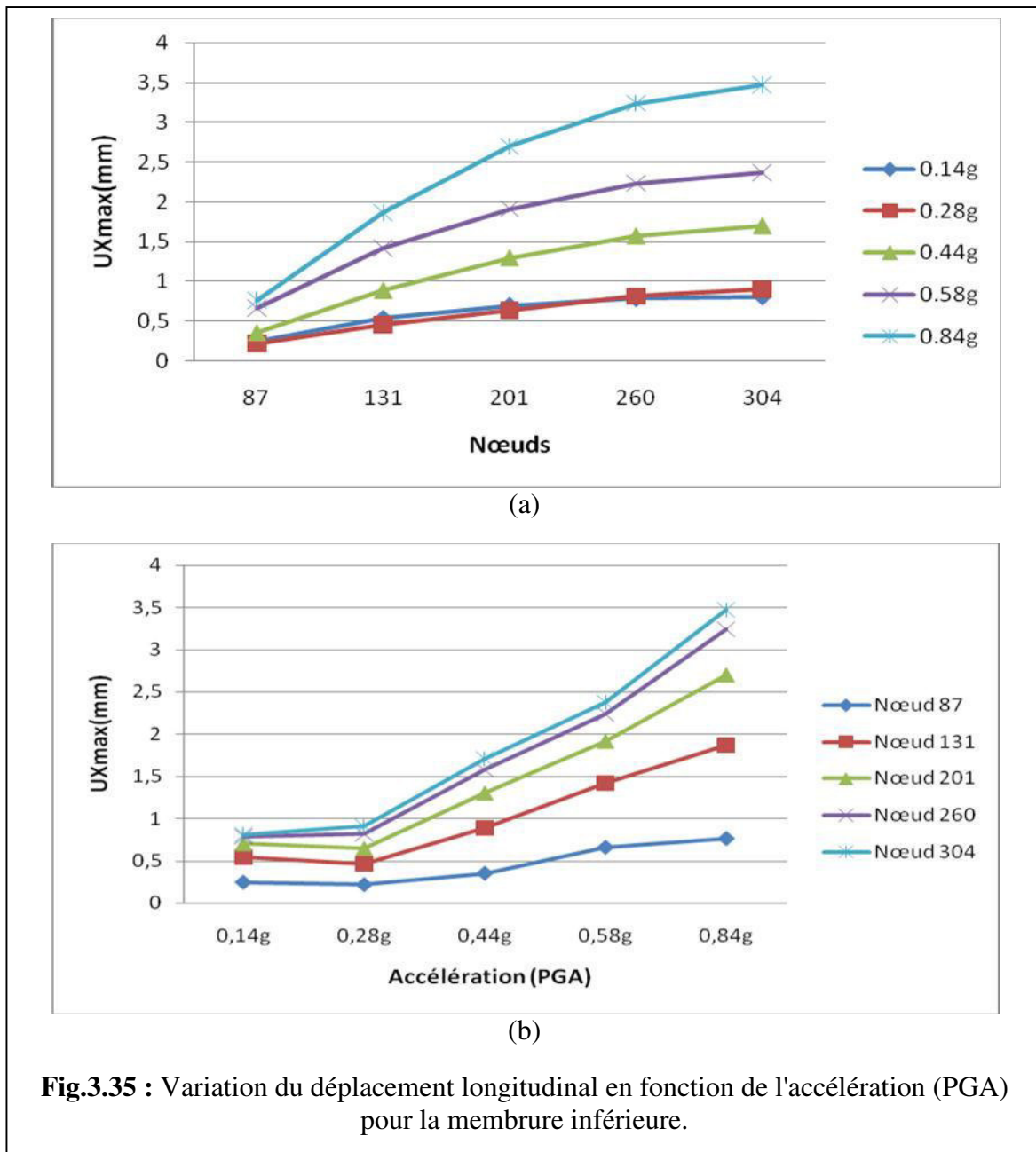
(a)



(b)

Fig.3.34 : Variation du déplacement longitudinal en fonction de l'accélération(PGA) pour différents nœuds de la membrure supérieure.

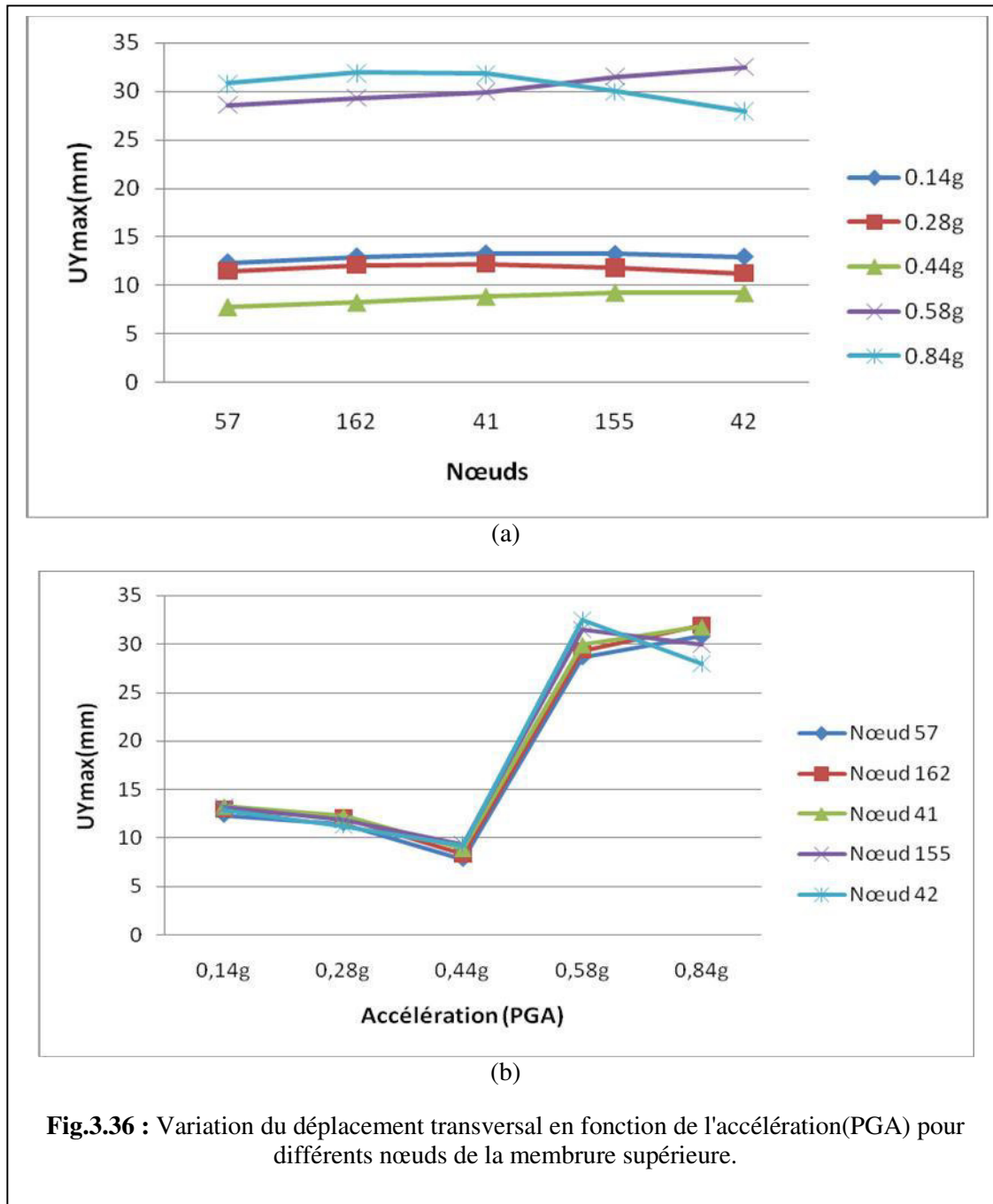
1. Le déplacement longitudinal augmente avec nuance pour le long du pont dans le même sens du mouvement (fig.3.34-a).
2. Le déplacement longitudinal reste faibles quelle que soit la variation de l'accélération (fig.3.34-b).



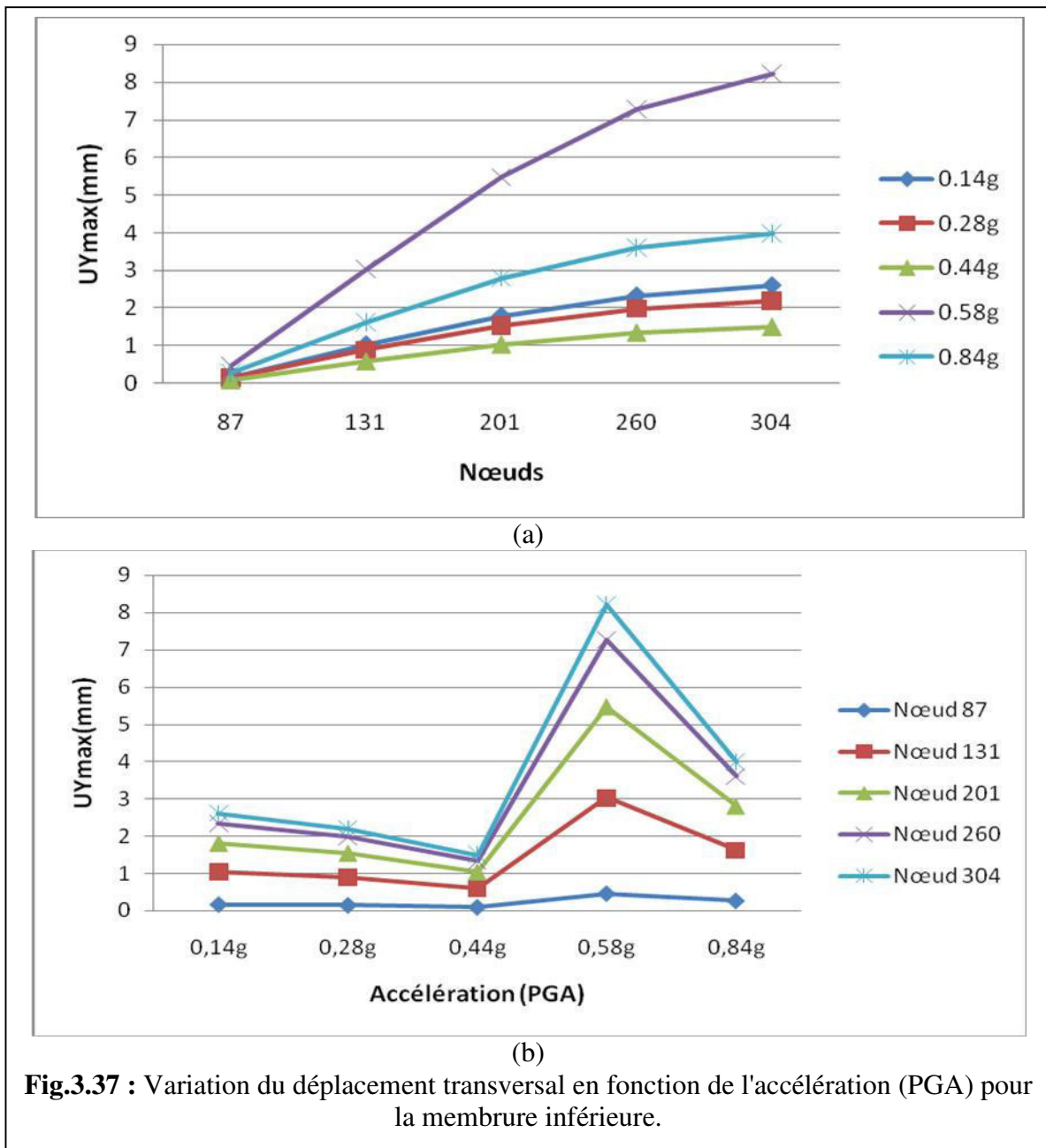
1. le déplacement longitudinal augmente lorsque l'accélération augmente (fig.3.35-a).
2. Le déplacement longitudinal augmente avec nuance pour le long du pont dans le même sens du mouvement (fig.3.35-a).
3. Pour la membrure inférieure le déplacement varie de la même façon pour tous les nœuds mais avec des valeurs différentes (fig.3.35-b).
4. Pour une accélération inférieure à 0.28g l'influence de la variation de l'accélération est très faible (fig.3.35-b).

5. Pour la membrure inférieure les déplacements longitudinaux restent faibles quelle que soit la variation de l'accélération (fig.3.35-b).

b) Déplacement transversal

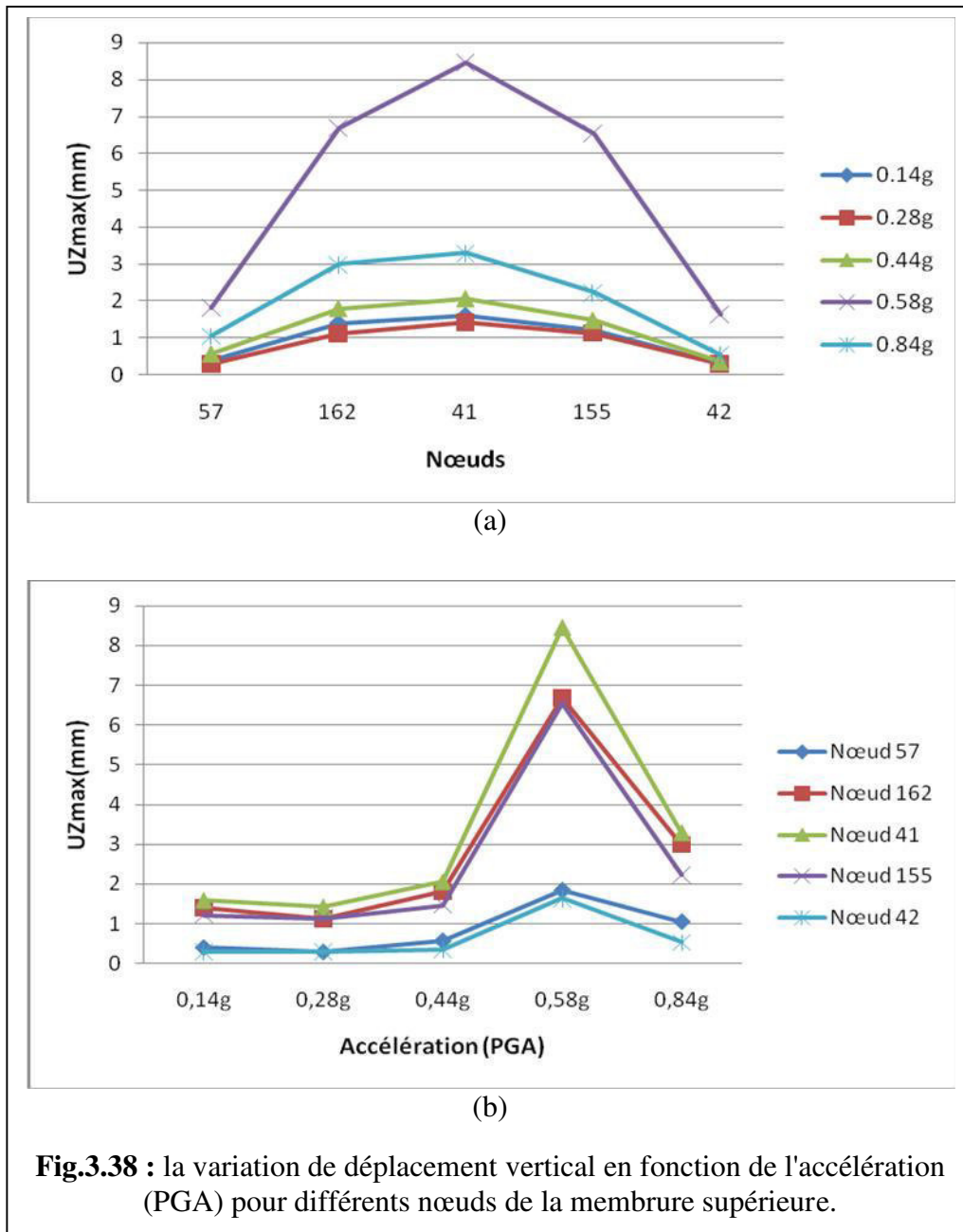


1. Le déplacement transversal augmente d'une manière identique pour le long du pont dans le (fig.3.36-a).
2. Pour une accélération inférieure à 0.44g le déplacement transversal varie d'une manière descendante contrairement pour une accélération supérieure à 0.44g (fig.3.36-b).

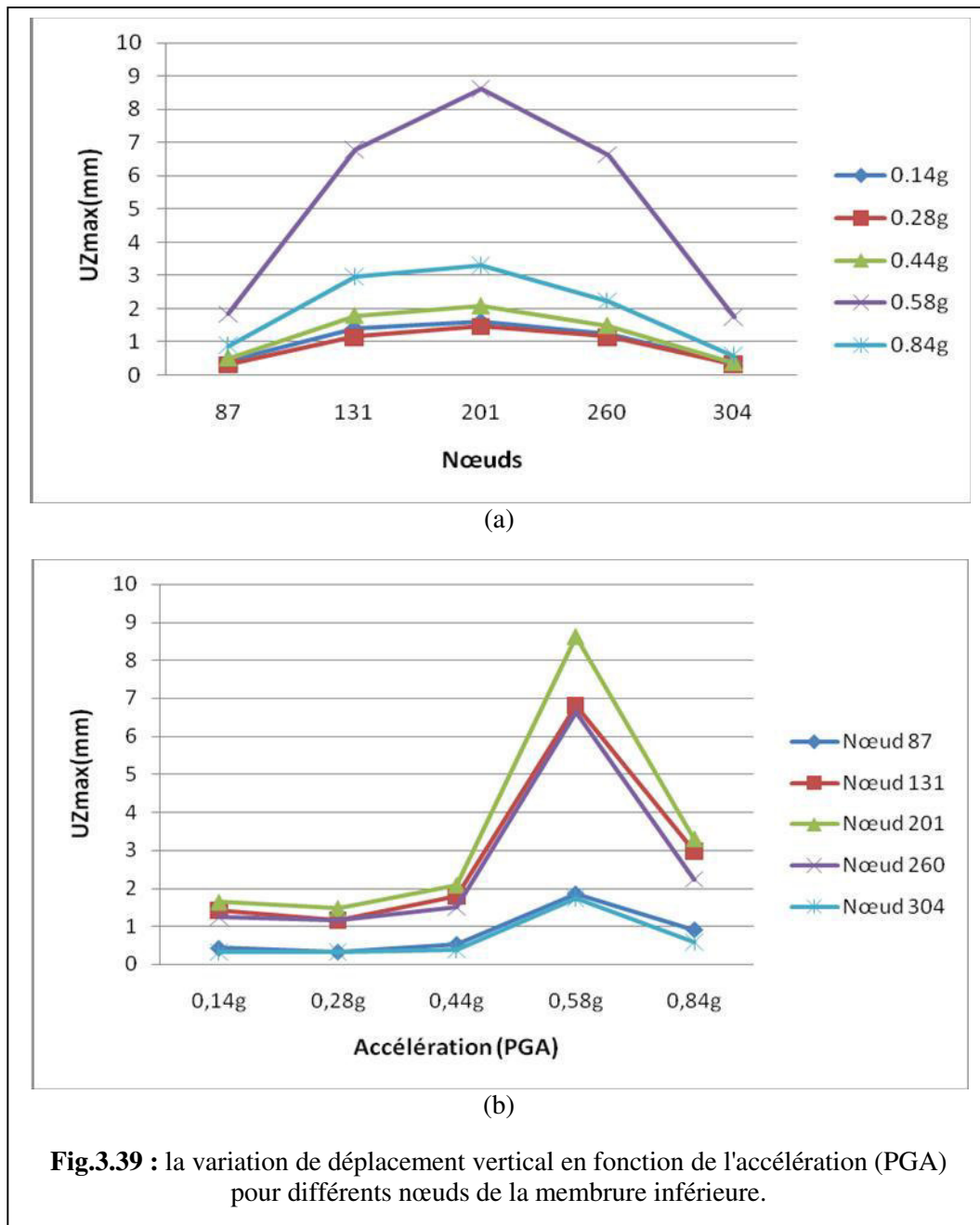


1. Le déplacement varie de la même manière pour toutes les accélérations mais avec des valeurs différentes (fig.3.37-a).
2. Le déplacement transversal augmente avec nuance pour le long du pont (fig.3.37-a).
3. Pour une accélération inférieure à 0.44g le déplacement transversal reste faible pour les différents nœuds de la membrure inférieure (fig.3.37-b).
4. Pour une accélération égale à 0.58g, le déplacement transversal est plus marqué pour les différents nœuds de la membrure inférieure contrairement aux autres valeurs de l'accélération (fig.3.37-b).

c) Déplacement vertical



1. Le déplacement vertical augmente au milieu du pont et diminue vers les appuis (fig.3.38-a).
2. Le déplacement varie de la même façon pour tous les nœuds mais avec des valeurs différentes (fig.3.38-a).
3. Pour une accélération inférieure à 0.44g le déplacement vertical reste très faible pour les différents nœuds de la membrure inférieure (fig.3.38-b).
4. lorsque l'accélération augmente le déplacement vertical augmente d'une manière ascendante hormis pour une accélération de 0.84g où une légère diminution est observée (fig.3.38-b).



1. Pour la membrure inférieure le déplacement vertical varie d'une manière identique à celle de la membrure supérieure (Fig.3.39).

3.3 Tableaux récapitulatifs des résultats

Tableau (3.1): Déplacements maximaux des nœuds (Modèle 1).

Cas 1				Valeurs correspondantes dans le cas 2		
Membrure	Déplacement maximal (mm)		Nœud correspondant	Valeur de PGA correspondante (g)	Déplacement maximal (mm)	Valeur de PGA correspondante (g)
Supérieure	U _X	28.00	4	0.58	28.00	0.58
	U _Y	0.18	81	0.84	42.00	0.84
	U _Z	12.50	10	0.84	16.00	0.58
Inférieure	U _X	0.34	141	0.58	9.00	0.84
	U _Y	32.00	137	0.84	32.00	0.84
	U _Z	12.50	136	0.84	16.00	0.58

Cas 2				Valeurs correspondantes dans le cas 1		
Membrure	Déplacement maximal (mm)		Nœud correspondant	Valeur de PGA correspondant (g)	Déplacement maximal (mm)	Valeur de PGA correspondante (g)
Supérieure	U _X	28.00	4	0.58	28.00	0.58
	U _Y	66.00	4	0.84	0.02	0.58
	U _Z	4.00	4	0.58	0.20	0.84
Inférieure	U _X	68.00	188	0.84	0.14	0.58
	U _Y	32.00	137	0.84	32.00	0.84
	U _Z	19.00	137	0.58	0.20	0.84

Tableau (3.2): Déplacements maximaux des nœuds (Modèle 2).

Cas 1				Valeurs correspondantes dans le cas 2		
Membrure	Déplacement maximal (mm)		Nœud correspondant	Valeur de PGA correspondante (g)	Déplacement maximal (mm)	Valeur de PGA correspondante (g)
Supérieure	U _X	34.00	52	0.84	34.00	0.84
	U _Y	0.60	2	0.84	28.00	0.84
	U _Z	11.00	23	0.84	11.00	0.84
Inférieure	U _X	0.22	70	0.84	15.00	0.84
	U _Y	44.00	85	0.84	42.00	0.84
	U _Z	9.00	70	0.84	9.00	0.84
Cas 2				Valeurs correspondantes dans le cas 1		
Membrure	Déplacement maximal (mm)		Nœud correspondant	Valeur de PGA correspondant (g)	Déplacement maximal (mm)	Valeur de PGA correspondante (g)
Supérieure	U _X	34.00	52	0.84	34.00	0.84
	U _Y	132.00	52	0.84	0.02	0.84
	U _Z	11.00	23	0.84	11.00	0.84
Inférieure	U _X	132.00	85	0.84	0.01	0.84
	U _Y	42.00	85	0.84	44.00	0.84
	U _Z	9.00	70	0.84	9.00	0.84

Tableau (3.3): Déplacements maximaux des nœuds (Modèle 3).

Cas 1				Valeurs correspondantes dans le cas 2		
Membrure	Déplacement maximal (mm)		Nœud correspondant	Valeur de PGA correspondant (g)	Déplacement maximal (mm)	Valeur de PGA correspondante (g)
Supérieure	U _X	3.50	42	0.84	3.50	0.84
	U _Y	0.19	57	0.58	31.00	0.84
	U _Z	2.60	41	0.84	8.50	0.58
Inférieure	U _X	3.50	304	0.84	3.50	0.84
	U _Y	0.11	304	0.84	8.50	0.58
	U _Z	2.60	201	0.84	8.50	0.58

Cas 2				Valeurs correspondantes dans le cas 1		
Membrure	Déplacement maximal (mm)		Nœud correspondant	Valeur de PGA correspondant(g)	Déplacement maximal (mm)	Valeur de PGA correspondante (g)
Supérieure	U _X	3.50	42	0.84	3.50	0.84
	U _Y	32.50	42	0.58	0.14	0.58
	U _Z	8.50	41	0.58	2.60	0.84
Inférieure	U _X	3.50	304	0.84	3.50	0.84
	U _Y	8.50	304	0.58	0.11	0.84
	U _Z	8.50	201	0.58	2.60	0.84

Conclusion Générale
et
Recommandations

Conclusion générale et recommandations

L'analyse temporelle est conduite pour trois ponts fermes en identifiant les caractéristiques vibratoires structurales mesurées dans différents sites et converties à partir de mouvements enregistrés par des points d'observation.

La procédure de l'analyse temporelle est validée en simulant le comportement sismique des trois ponts soumis à différents séismes, en partant du modéré au plus sévère.

L'analyse a porté plus particulièrement sur les déplacements des nœuds des fermes des ponts tout en considérant les vibrations dans la direction verticale, transversale et longitudinale.

Conclusion ainsi en procédant à l'analyse des valeurs obtenues des déplacements des nœuds, certains constats sont en retenir aussi bien pour le cas d'une seule composante le cas où les trois composantes sont considérés.

Il s'avère que le modèle 02 enregistre dans les deux cas des valeurs maximales des déplacements des nœuds dans les directions X et Y alors que dans la direction Z les déplacements sont moins marquées et ceci pour un PGA de 0,84g.

Les déplacements des nœuds du modèle 01 et 03 présentent des valeurs maximales dans les deux cas, sous l'application de deux PGA à savoir 0,84 g et 0,58 g selon la direction considérée dans l'analyse.

En procédant à une analyse plus poussée des résultats, les valeurs des déplacements des nœuds, lorsqu'il s'agit de prendre en ligne de compte les trois composantes, sont plus proches du comportement dynamique des modèles étudiés que lorsqu'une seule composante est considérée.

Les directions du déplacement, trois en règle générale, et les valeurs inhérentes apportent une meilleure compréhension et une bonne maîtrise de tel comportement.

Il s'agit dès lors d'étudier le comportement dynamique de pont ferme métallique sous l'effet des trois composantes du séisme à concéder selon les combinaisons préconisées à cet égard par la réglementation en vigueur partants de ces différents constats, il est recommandé pour telle étude de considérer simultanée les trois composantes induites par tout mouvement de sol sous des effets sismiques. Comme il serait question, en perspective, de considérer les combinaisons utilisées pour de telles situations et de justifier les coefficients appliqués dans ces combinaisons. Ceci ne sera possible que par l'apport d'une étude expérimentale pour mieux valider les résultats.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] Ayman, A., Shama, John, B., Mander, Stuart, S., Chen, Amjad, J., Aref , “Ambient vibration and seismic evaluation of a cantilever truss bridge” *Engineering Structures* 1281–1292, 23 (2001).
- [2] Tetsuya NONAKA, Takanori HARADA, Yi ZHENG, and Hongze WANG, “Elaboration simulation and prediction of seismic behavior of a truss bridge” 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 1.
- [3] Azizinamini, A., “Full Scale Testing of an Old Steel Truss Bridge,” *Journal of Constructional Steel Research.*, v 58 n 5-8, pp. 843-858, May-August 2002.
- [4] E. YAMAGUCHI, R. OKAMOTO, and K. YAMADA, “Post-Member-Failure Analysis Method of Steel Truss Bridge” *The Twelfth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Procedia Engineering* 14 (2011) 656–661.
- [5] M. Sarraf and M. Bruneau “Seismic performance of a ductile retrofitted Deck-Truss bridge”, Steel Education Foundation of Canadian Institute for Steel Construction (CISC) and the material donated by Canam Steel.
- [6] Majid SARRAF, Ph.D., P.E., P.Eng., Michel BRUNEAU, Ph.D., P.Eng. “Performance tests of innovative ductile steel retrofitted Deck-Truss bridges”, 13 World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 1803.
- [7] Évolution de la construction des ponts au cours du temps
7 octobre 2008 (mis à jour le 22 mars 2009) site www.planete-tp.com
- [8] Eric DeLony, *Historic American Engineering Record*, National Park Service, PO Box 37127, Washington, D.C 20013-7127, USA, novembre 2011.
- [9] ESDEP, *Leçons de construction métallique, pont*, APK, 2000-2005.
- [10] *Habitat et ouvrage : « Les différent types de ponts »* Cours de technologie.
- [11] Federal highway administration (FHWA/MCEER) “Seismic Retrotting Guidelines for Complex Steel Truss Highway Bridges” US department of transportation - June 30, 2006.

- [12] Semmane F., “Caractérisation de la source sismique à partir des données en champ proche. Application aux séismes de Tottori (Japon) et Boumerdes (Algérie)”, Thèse de doctorat, Geophysics [physics.geoph]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2005. French.
- [13] Göran Ekström, Meredith Nettles et Victor C. Tsai, *Seasonality and Increasing Frequency of Greenland Glacial Earthquakes* ; Science 2006-03-24 ; pp 1756-1758
- [14] Ponts en zone sismique Conception et dimensionnement selon l’Eurocode 8, Guide méthodologique, Sétra, Février 2012.
- [15] ZEROUAL F., “Etude de comportement d’un mur de soutènement soumis a des sollicitations dynamiques”, Mémoire de Magister, Université Hadj Lakhdar –Batna, 2013.
- [16] Hida H., “Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts et viaducs”, Mémoire de Maitrise en Génie de la Cnstruction, M. Ing., Université du Québec, 2009.
- [17] Kulicki, J.M. “Highway Truss Bridges”, Bridge Engineering Handbook. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan Boca Raton: CRC Press, 2000.
- [18] Benyahi K., “Couplage mécano-fiabiliste appliqué au calcul non linéaire des structures” Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2013.
- [19] Robins, F.W. - *The Story of the Bridge*, Birmingham, Cornish, 1948.
- [20] James, J.G. - *The Evolution of Iron Bridge Trusses to 1850*, Transactions of New Common Society, Vol 52 (1980-81), pp 67-101.
- [21] Walker, J.G. - *Great Engineers*, Academy Editions, Londres, 1987.
- [22] Harada T., Nonaka T. “Seismic response characteristics of a contiuous viaduct near a strike slip fault.” J. Struct. Engrg., JSCE, Vol. 47A, 843-849, 2001.
- [23] Harada T., Nakada T., Nakamura, Y. “Digital simulation of earthquake ground motions using a seismological model.” Struct. Mech. / Earthquake Engrg., JSCE, 507/I-30, 209-217, 1995.
- [24] Inikura K. “Prediction of strong acceleration motions using empirical Green’s function.” Proc. of 7th Japan Earthquake Engineering Symposium, 151-156, 1986.

- [25] Nonaka T, Usami T, Sakamoto Y., Iwamura M. “Inelastic seismic behavior of deck-typed steel truss bridges under major earthquakes and a proposal for its seismic upgrading.” J. Struct. Engrg., JSCE, Vol. 49A, 531-542, 2003.
- [26] Eurocode 1: “Basis of Design and Actions on Structures”: CEN (in preparation).
- [27] Eurocode 3: “Design of Steel Structures”: ENV 1993-1-1: Part 1.1: General rules and rules for buildings, CEN, 1992.
- [28] Samyn Ph., Latteur P., Vilquin T., "A Search For Efficient Trusses", proceedings of the IASS international symposium: Bridging Large Spans From Antiquity To The Present, Istanbul, may 2000.
- [29] Sarraf, M. and Bruneau, M., “Behavior of Ductile Steel Retrofitted Deck-Truss Bridges,” Proceedings of the Third National Seismic Conference & Workshop on Bridges & Highways, Federal Highway Administration, pp. 581-586, May 2002.
- [30] Friedland, M., Mayes, R.L., Yen, W.P. and O’Fallon, J. “Highway Bridge Seismic Design: How Current Research May Affect Future Design Practice,” Transportation Research Record 1696, Paper No. 580042 , 2000.
- [30] Michel, BRUNEAU And Majid SARRAF “Innovative application of ductile systems in seismic retrofit of Deck-Truss bridge”.
- [32] AASHTO Guide specifications for the seismic design of highway bridges. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation officials, 1996.
- [33] Pekcan, G., Mander, J.B. and Chen, S., “Seismic Retrofit of Steel Deck-Truss Bridges: Experimental Investigation,” Advances in Structural Engineering, Vol 5, No. 3, pp. 173- 183, August 2002.

Annexe

Tableaux des résultats (Déplacements des nœuds)

Cas 01 (une seule composante de séisme)

Modèle 01

Membrure supérieure					Membrure inférieure				
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	Joint	OutputCase	U1	U2	U3
Text	Text	mm	mm	mm	Text	Text	mm	mm	mm
81	YERMO.1	3,19	0,04	0,33	175	YERMO.1	0,05	2,47	0,33
75	YERMO.1	5,51	0,03	0,84	171	YERMO.1	0,04	4,19	0,84
103	YERMO.1	7,25	0,02	0,34	184	YERMO.1	0,03	5,11	0,61
2967	YERMO.1	7,88	0,02	0,08	188	YERMO.1	0,03	5,95	0,11
4	YERMO.1	8,49	0,00	0,05	137	YERMO.1	0,00	6,42	0,05
43	YERMO.1	7,39	0,03	0,16	156	YERMO.1	0,05	5,94	0,10
39	YERMO.1	6,61	0,03	1,24	152	YERMO.1	0,05	5,03	1,24
10	YERMO.1	4,58	0,05	2,93	136	YERMO.1	0,06	3,54	2,93
17	YERMO.1	2,13	0,05	1,18	141	YERMO.1	0,11	1,35	1,19
81	OAK-OHAF.1	3,65	0,04	0,36	175	OAK-OHAF.1	0,05	2,61	0,36
75	OAK-OHAF.1	6,26	0,03	0,80	171	OAK-OHAF.1	0,04	4,31	0,81
103	OAK-OHAF.1	8,21	0,02	0,31	184	OAK-OHAF.1	0,03	5,18	0,57
2967	OAK-OHAF.1	8,92	0,02	0,07	188	OAK-OHAF.1	0,03	5,96	0,09
4	OAK-OHAF.1	9,62	0,00	0,06	137	OAK-OHAF.1	0,00	6,39	0,06
43	OAK-OHAF.1	8,39	0,03	0,14	156	OAK-OHAF.1	0,05	5,95	0,14
39	OAK-OHAF.1	7,51	0,04	0,99	152	OAK-OHAF.1	0,05	5,11	0,99
10	OAK-OHAF.1	5,27	0,05	2,64	136	OAK-OHAF.1	0,06	3,67	2,64
17	OAK-OHAF.1	2,52	0,06	1,38	141	OAK-OHAF.1	0,12	1,46	1,38
81	ALTEDENA.1	7,20	0,12	1,06	175	ALTEDENA.1	0,16	7,49	1,06
75	ALTEDENA.1	12,25	0,09	2,41	171	ALTEDENA.1	0,12	12,82	2,41
103	ALTEDENA.1	15,97	0,07	0,94	184	ALTEDENA.1	0,10	15,68	1,70
2967	ALTEDENA.1	17,32	0,05	0,18	188	ALTEDENA.1	0,09	18,30	0,26
4	ALTEDENA.1	18,65	0,01	0,17	137	ALTEDENA.1	0,01	19,77	0,17
43	ALTEDENA.1	16,32	0,06	0,31	156	ALTEDENA.1	0,10	18,26	0,21
39	ALTEDENA.1	14,63	0,07	3,17	152	ALTEDENA.1	0,10	15,47	3,17
10	ALTEDENA.1	10,37	0,10	7,94	136	ALTEDENA.1	0,12	10,80	7,95
17	ALTEDENA.1	5,03	0,11	3,40	141	ALTEDENA.1	0,23	4,06	3,41
81	NEWHALL.1	10,34	0,18	1,52	175	NEWHALL.1	0,23	11,10	1,52
75	NEWHALL.1	17,96	0,14	3,65	171	NEWHALL.1	0,17	19,06	3,65
103	NEWHALL.1	23,72	0,10	1,44	184	NEWHALL.1	0,15	23,37	2,59
2967	NEWHALL.1	25,81	0,08	0,30	188	NEWHALL.1	0,14	27,39	0,39
4	NEWHALL.1	27,89	0,01	0,14	137	NEWHALL.1	0,02	29,68	0,14

43	NEWHALL.1	24,20	0,09	0,54	156	NEWHALL.1	0,16	27,32	0,33
39	NEWHALL.1	21,61	0,11	4,24	152	NEWHALL.1	0,15	22,90	4,26
10	NEWHALL.1	14,97	0,15	10,32	136	NEWHALL.1	0,18	15,96	10,34
17	NEWHALL.1	6,97	0,16	3,91	141	NEWHALL.1	0,34	6,02	3,92
81	SYLMAR.1	9,17	0,19	1,37	175	SYLMAR.1	0,25	12,42	1,37
75	SYLMAR.1	15,89	0,14	3,33	171	SYLMAR.1	0,18	20,97	3,33
103	SYLMAR.1	21,05	0,10	1,32	184	SYLMAR.1	0,15	25,45	2,37
2967	SYLMAR.1	22,97	0,08	0,23	188	SYLMAR.1	0,13	29,46	0,36
4	SYLMAR.1	24,92	0,01	0,26	137	SYLMAR.1	0,01	31,68	0,26
43	SYLMAR.1	21,54	0,09	0,33	156	SYLMAR.1	0,14	29,47	0,24
39	SYLMAR.1	19,16	0,10	4,71	152	SYLMAR.1	0,13	25,41	4,71
10	SYLMAR.1	13,35	0,13	12,48	136	SYLMAR.1	0,17	17,89	12,49
17	SYLMAR.1	6,38	0,14	6,71	141	SYLMAR.1	0,29	6,77	6,73

Modèle 02

Membrure supérieure					Membrure inférieure				
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	Joint	OutputCase	U1	U2	U3
Text	Text	mm	mm	mm	Text	Text	mm	mm	mm
27	YERMO.1	2,50	0,00	1,88	72	YERMO.1	0,03	1,20	1,68
23	YERMO.1	2,95	0,06	2,04	70	YERMO.1	0,04	2,94	1,83
2	YERMO.1	3,92	0,16	0,47	57	YERMO.1	0,00	4,19	0,00
12	YERMO.1	5,06	0,15	0,43	65	YERMO.1	0,00	4,91	0,34
16	YERMO.1	5,99	0,10	0,58	67	YERMO.1	0,02	5,68	0,57
3	YERMO.1	6,74	0,09	0,65	58	YERMO.1	0,01	6,48	0,64
41	YERMO.1	7,40	0,08	0,60	80	YERMO.1	0,01	7,21	0,59
37	YERMO.1	7,98	0,08	0,40	78	YERMO.1	0,00	7,75	0,37
34	YERMO.1	8,47	0,06	0,09	59	YERMO.1	0,00	8,11	0,00
48	YERMO.1	8,79	0,03	0,04	83	YERMO.1	0,01	8,32	0,04
52	YERMO.1	8,94	0,01	0,02	85	YERMO.1	0,00	8,43	0,03
27	OAK-WHALF.1	3,07	0,00	2,14	72	OAK-WHALF.1	0,03	1,40	1,90
23	OAK-WHALF.1	3,61	0,08	2,26	70	OAK-WHALF.1	0,05	3,41	2,03
2	OAK-WHALF.1	4,77	0,18	0,50	57	OAK-WHALF.1	0,00	4,84	0,00
12	OAK-WHALF.1	6,09	0,17	0,39	65	OAK-WHALF.1	0,00	5,66	0,35
16	OAK-WHALF.1	7,17	0,12	0,62	67	OAK-WHALF.1	0,02	6,52	0,61
3	OAK-WHALF.1	8,03	0,10	0,97	58	OAK-WHALF.1	0,01	7,41	0,97
41	OAK-WHALF.1	8,77	0,09	0,63	80	OAK-WHALF.1	0,01	8,20	0,63
37	OAK-WHALF.1	9,42	0,08	0,38	78	OAK-WHALF.1	0,00	8,80	0,35
34	OAK-WHALF.1	9,96	0,06	0,08	59	OAK-WHALF.1	0,00	9,19	0,00
48	OAK-WHALF.1	10,30	0,03	0,05	83	OAK-WHALF.1	0,01	9,41	0,05
52	OAK-WHALF.1	10,45	0,01	0,02	85	OAK-WHALF.1	0,00	9,53	0,03
27	ALTADENA.1	7,53	0,01	5,04	72	ALTADENA.1	0,07	3,15	4,52
23	ALTADENA.1	8,87	0,19	5,51	70	ALTADENA.1	0,10	7,75	4,97

2	ALTADENA.1	11,73	0,45	1,21	57	ALTADENA.1	0,01	11,11	0,00
12	ALTADENA.1	15,00	0,42	0,93	65	ALTADENA.1	0,01	13,05	0,84
16	ALTADENA.1	17,67	0,29	1,63	67	ALTADENA.1	0,04	15,12	1,61
3	ALTADENA.1	19,80	0,24	2,54	58	ALTADENA.1	0,03	17,28	2,52
41	ALTADENA.1	21,64	0,22	1,58	80	ALTADENA.1	0,02	19,23	1,55
37	ALTADENA.1	23,25	0,21	0,90	78	ALTADENA.1	0,00	20,72	0,84
34	ALTADENA.1	24,58	0,16	0,19	59	ALTADENA.1	0,00	21,71	0,00
48	ALTADENA.1	25,43	0,07	0,11	83	ALTADENA.1	0,01	22,28	0,12
52	ALTADENA.1	25,82	0,02	0,06	85	ALTADENA.1	0,01	22,60	0,07
27	NEWHALL.1	9,17	0,01	6,84	72	NEWHALL.1	0,09	4,25	6,15
23	NEWHALL.1	10,83	0,23	7,52	70	NEWHALL.1	0,14	10,46	6,78
2	NEWHALL.1	14,32	0,55	1,67	57	NEWHALL.1	0,01	15,00	0,00
12	NEWHALL.1	18,28	0,50	1,37	65	NEWHALL.1	0,01	17,64	1,29
16	NEWHALL.1	21,45	0,34	2,41	67	NEWHALL.1	0,06	20,49	2,39
3	NEWHALL.1	23,94	0,29	3,13	58	NEWHALL.1	0,04	23,45	3,12
41	NEWHALL.1	26,09	0,25	2,39	80	NEWHALL.1	0,03	26,14	2,36
37	NEWHALL.1	27,99	0,25	1,35	78	NEWHALL.1	0,00	28,19	1,28
34	NEWHALL.1	29,59	0,19	0,31	59	NEWHALL.1	0,00	29,55	0,00
48	NEWHALL.1	30,64	0,09	0,13	83	NEWHALL.1	0,02	30,32	0,13
52	NEWHALL.1	31,11	0,03	0,09	85	NEWHALL.1	0,01	30,76	0,11
27	SYLMARF.1	9,72	0,02	9,92	72	SYLMARF.1	0,14	6,39	8,85
23	SYLMARF.1	11,44	0,24	10,67	70	SYLMARF.1	0,21	15,60	9,61
2	SYLMARF.1	15,13	0,59	2,31	57	SYLMARF.1	0,01	22,24	0,00
12	SYLMARF.1	19,41	0,55	1,41	65	SYLMARF.1	0,01	26,03	1,38
16	SYLMARF.1	22,92	0,38	2,64	67	SYLMARF.1	0,08	30,02	2,61
3	SYLMARF.1	25,75	0,32	3,31	58	SYLMARF.1	0,06	34,11	3,30
41	SYLMARF.1	28,20	0,29	2,61	80	SYLMARF.1	0,04	37,80	2,57
37	SYLMARF.1	30,36	0,28	1,44	78	SYLMARF.1	0,00	40,59	1,37
34	SYLMARF.1	32,16	0,21	0,33	59	SYLMARF.1	0,00	42,43	0,00
48	SYLMARF.1	33,32	0,10	0,22	83	SYLMARF.1	0,03	43,52	0,21
52	SYLMARF.1	33,84	0,03	0,10	85	SYLMARF.1	0,01	44,13	0,11

Modèle 03

Membrure supérieure					Membrure inférieure				
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	Joint	OutputCase	U1	U2	U3
Text	Text	mm	mm	mm	Text	Text	mm	mm	mm
57	YERMO.1	0,33	0,05	0,17	87	YERMO.1	0,18	0,00	0,17
162	YERMO.1	0,51	0,04	0,52	131	YERMO.1	0,45	0,01	0,54
41	YERMO.1	0,74	0,03	0,58	201	YERMO.1	0,64	0,02	0,58
155	YERMO.1	0,84	0,03	0,43	260	YERMO.1	0,76	0,02	0,43
42	YERMO.1	0,85	0,04	0,11	304	YERMO.1	0,82	0,03	0,12
57	OAK-WAHF.1	0,47	0,04	0,24	87	OAK-WAHF.1	0,22	0,00	0,17

162	OAK-WAHF.1	0,66	0,03	0,52	131	OAK-WAHF.1	0,52	0,01	0,49
41	OAK-WAHF.1	0,81	0,03	0,55	201	OAK-WAHF.1	0,74	0,02	0,54
155	OAK-WAHF.1	0,90	0,04	0,40	260	OAK-WAHF.1	0,88	0,02	0,40
42	OAK-WAHF.1	0,93	0,05	0,10	304	OAK-WAHF.1	0,94	0,02	0,11
57	ALTEDENA.1	1,00	0,10	0,36	87	ALTEDENA.1	0,38	0,00	0,29
162	ALTEDENA.1	1,22	0,08	0,95	131	ALTEDENA.1	0,91	0,02	0,93
41	ALTEDENA.1	1,42	0,07	1,27	201	ALTEDENA.1	1,30	0,04	1,27
155	ALTEDENA.1	1,75	0,08	1,10	260	ALTEDENA.1	1,54	0,06	1,11
42	ALTEDENA.1	1,86	0,09	0,30	304	ALTEDENA.1	1,65	0,08	0,32
57	NEWHALL.1	1,25	0,18	0,65	87	NEWHALL.1	0,49	0,01	0,51
162	NEWHALL.1	1,52	0,14	1,61	131	NEWHALL.1	1,18	0,03	1,55
41	NEWHALL.1	1,88	0,11	1,88	201	NEWHALL.1	1,68	0,06	1,85
155	NEWHALL.1	2,24	0,12	1,53	260	NEWHALL.1	2,00	0,09	1,54
42	NEWHALL.1	2,32	0,14	0,40	304	NEWHALL.1	2,14	0,10	0,43
57	SYLMARFF.1	1,64	0,15	0,92	87	SYLMARFF.1	0,77	0,00	0,76
162	SYLMARFF.1	2,35	0,15	2,44	131	SYLMARFF.1	1,87	0,03	2,40
41	SYLMARFF.1	2,97	0,13	2,58	201	SYLMARFF.1	2,69	0,06	2,57
155	SYLMARFF.1	3,35	0,12	1,75	260	SYLMARFF.1	3,24	0,08	1,74
42	SYLMARFF.1	3,49	0,13	0,43	304	SYLMARFF.1	3,48	0,11	0,46

Cas 02 (Trois composantes de séisme)

Modèle 01

Membrure supérieure					Membrure inférieure				
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	Joint	OutputCase	U1	U2	U3
Text	Text	mm	mm	mm	Text	Text	mm	mm	mm
81	YERMO	3,24	22,56	0,77	175	YERMO	22,62	2,68	0,78
75	YERMO	5,53	29,67	1,97	171	YERMO	29,72	4,22	1,97
103	YERMO	7,25	34,41	0,78	184	YERMO	33,19	5,05	1,41
2967	YERMO	7,87	35,74	0,68	188	YERMO	36,00	5,94	0,69
4	YERMO	8,50	35,04	3,40	137	YERMO	35,12	6,38	3,41
43	YERMO	7,40	27,87	0,61	156	YERMO	30,62	5,87	1,68
39	YERMO	6,61	24,11	1,47	152	YERMO	24,16	5,02	1,48
10	YERMO	4,54	15,40	3,74	136	YERMO	15,43	3,52	3,74
17	YERMO	2,07	5,45	1,60	141	YERMO	4,58	1,53	1,60
81	OAK-OHAF	4,15	28,78	0,71	175	OAK-OHAF	28,86	3,10	0,72
75	OAK-OHAF	6,60	38,16	1,53	171	OAK-OHAF	38,22	4,62	1,53
103	OAK-OHAF	8,36	44,45	0,62	184	OAK-OHAF	42,83	5,40	1,09
2967	OAK-OHAF	8,97	46,22	0,44	188	OAK-OHAF	46,62	6,03	0,42
4	OAK-OHAF	9,41	45,14	2,16	137	OAK-OHAF	45,25	6,17	2,16
43	OAK-OHAF	7,94	35,44	0,49	156	OAK-OHAF	39,07	5,56	1,13
39	OAK-OHAF	6,99	30,45	1,31	152	OAK-OHAF	30,53	4,53	1,31

10	OAK-OHAF	4,65	19,13	3,34	136	OAK-OHAF	19,16	3,02	3,34
17	OAK-OHAF	1,96	6,58	1,65	141	OAK-OHAF	5,54	1,47	1,70
81	ALTEDENA	7,24	4,03	0,81	175	ALTEDENA	4,05	7,53	0,81
75	ALTEDENA	12,28	5,07	1,79	171	ALTEDENA	5,08	12,89	1,79
103	ALTEDENA	15,97	5,59	0,71	184	ALTEDENA	5,48	15,75	1,30
2967	ALTEDENA	17,32	5,66	0,53	188	ALTEDENA	5,69	18,26	0,55
4	ALTEDENA	18,59	5,31	2,83	137	ALTEDENA	5,32	19,76	2,84
43	ALTEDENA	16,22	4,55	0,76	156	ALTEDENA	4,86	18,31	1,56
39	ALTEDENA	14,55	4,10	3,60	152	ALTEDENA	4,12	15,46	3,61
10	ALTEDENA	10,29	2,77	9,31	136	ALTEDENA	2,79	10,79	9,32
17	ALTEDENA	4,99	1,00	3,86	141	ALTEDENA	0,85	4,05	3,87
81	NEWHALL	9,98	32,11	3,13	175	NEWHALL	32,26	10,58	3,14
75	NEWHALL	17,53	40,22	8,01	171	NEWHALL	40,30	18,45	8,02
103	NEWHALL	23,62	44,72	3,27	184	NEWHALL	43,64	22,82	5,87
2967	NEWHALL	25,91	45,92	3,67	188	NEWHALL	46,23	26,84	3,71
4	NEWHALL	28,22	44,93	18,79	137	NEWHALL	45,02	29,58	18,81
43	NEWHALL	24,66	36,88	3,26	156	NEWHALL	40,12	27,53	9,20
39	NEWHALL	22,18	32,25	6,62	152	NEWHALL	32,33	23,09	6,64
10	NEWHALL	15,70	20,68	16,16	136	NEWHALL	20,71	16,12	16,18
17	NEWHALL	7,72	7,06	6,34	141	NEWHALL	5,86	6,08	6,32
81	SYLMAR	8,88	42,90	2,09	175	SYLMAR	43,02	12,30	2,09
75	SYLMAR	15,67	56,35	4,77	171	SYLMAR	56,44	20,91	4,78
103	SYLMAR	20,93	64,99	1,88	184	SYLMAR	62,81	25,38	3,35
2967	SYLMAR	22,88	67,34	1,16	188	SYLMAR	67,83	29,46	1,22
4	SYLMAR	24,96	66,11	4,61	137	SYLMAR	66,26	31,69	4,62
43	SYLMAR	21,74	53,22	0,94	156	SYLMAR	58,32	29,49	2,26
39	SYLMAR	19,39	46,17	4,41	152	SYLMAR	46,31	25,58	4,42
10	SYLMAR	13,60	29,51	12,04	136	SYLMAR	29,57	18,13	12,05
17	SYLMAR	6,59	10,25	6,72	141	SYLMAR	8,66	7,06	6,70

Modèle 02

Membreure supérieure					Membreure inférieure				
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	Joint	OutputCase	U1	U2	U3
Text	Text	mm	mm	mm	Text	Text	mm	mm	mm
27	YERMO	0,10	0,04	0,10	72	YERMO	0,04	0,05	0,09
23	YERMO	0,13	0,14	0,11	70	YERMO	0,14	0,14	0,10
2	YERMO	0,18	0,26	0,03	57	YERMO	0,27	0,20	0,00
12	YERMO	0,23	0,41	0,13	65	YERMO	0,41	0,24	0,12
16	YERMO	0,28	0,55	0,24	67	YERMO	0,56	0,29	0,24
3	YERMO	0,32	0,70	0,29	58	YERMO	0,71	0,34	0,29
41	YERMO	0,35	0,87	0,24	80	YERMO	0,87	0,39	0,24
37	YERMO	0,38	1,03	0,13	78	YERMO	1,03	0,43	0,12

34	YERMO	0,40	1,17	0,02	59	YERMO	1,16	0,45	0,00
48	YERMO	0,42	1,28	0,08	83	YERMO	1,28	0,45	0,08
52	YERMO	0,43	1,38	0,05	85	YERMO	1,38	0,46	0,05
27	OAK-WHALF	2,76	2,08	2,29	72	OAK-WHALF	2,07	1,82	1,98
23	OAK-WHALF	3,01	8,47	2,43	70	OAK-WHALF	8,67	4,27	2,17
2	OAK-WHALF	3,80	17,43	0,53	57	OAK-WHALF	17,63	5,95	0,00
12	OAK-WHALF	4,78	27,75	0,66	65	OAK-WHALF	27,79	6,86	0,71
16	OAK-WHALF	5,75	38,36	1,47	67	OAK-WHALF	38,38	7,71	1,48
3	OAK-WHALF	6,63	48,57	2,06	58	OAK-WHALF	48,72	8,54	2,07
41	OAK-WHALF	7,35	58,07	1,40	80	OAK-WHALF	58,15	9,23	1,38
37	OAK-WHALF	7,89	66,48	0,71	78	OAK-WHALF	66,46	9,70	0,68
34	OAK-WHALF	8,52	73,63	0,10	59	OAK-WHALF	73,50	9,97	0,00
48	OAK-WHALF	9,03	79,46	0,14	83	OAK-WHALF	79,39	10,13	0,13
52	OAK-WHALF	9,30	84,34	0,07	85	OAK-WHALF	84,34	10,20	0,08
27	ALTADENA	7,46	0,40	5,12	72	ALTADENA	0,39	3,16	4,61
23	ALTADENA	8,75	1,48	5,64	70	ALTADENA	1,51	7,75	5,10
2	ALTADENA	11,57	2,80	1,23	57	ALTADENA	2,81	11,10	0,00
12	ALTADENA	14,85	4,01	0,76	65	ALTADENA	4,01	12,99	0,71
16	ALTADENA	17,57	4,86	1,31	67	ALTADENA	4,89	15,02	1,29
3	ALTADENA	19,79	5,28	2,09	58	ALTADENA	5,36	17,14	2,08
41	ALTADENA	21,70	5,35	1,31	80	ALTADENA	5,37	19,09	1,30
37	ALTADENA	23,38	5,11	0,75	78	ALTADENA	5,09	20,60	0,71
34	ALTADENA	24,75	4,81	0,23	59	ALTADENA	4,78	21,62	0,00
48	ALTADENA	25,61	5,20	0,40	83	ALTADENA	5,19	22,25	0,38
52	ALTADENA	25,98	6,49	0,24	85	ALTADENA	6,49	22,60	0,25
27	NEWHALL	8,57	2,47	6,96	72	NEWHALL	2,45	4,34	6,30
23	NEWHALL	10,04	9,64	7,79	70	NEWHALL	9,85	10,35	7,03
2	NEWHALL	13,65	19,55	1,84	57	NEWHALL	19,75	15,13	0,00
12	NEWHALL	17,82	30,70	5,30	65	NEWHALL	30,73	18,06	4,93
16	NEWHALL	21,09	41,88	8,78	67	NEWHALL	41,91	21,11	8,65
3	NEWHALL	23,53	52,38	9,78	58	NEWHALL	52,57	24,06	9,74
41	NEWHALL	25,55	63,61	8,85	80	NEWHALL	63,71	26,52	8,74
37	NEWHALL	27,40	75,09	5,27	78	NEWHALL	75,10	28,24	4,95
34	NEWHALL	29,15	85,72	0,67	59	NEWHALL	85,60	29,29	0,00
48	NEWHALL	30,45	95,03	1,38	83	NEWHALL	94,93	29,85	1,40
52	NEWHALL	31,05	103,08	0,85	85	NEWHALL	103,08	30,24	0,93
27	SYLMARF	10,63	3,51	9,98	72	SYLMARF	3,47	6,62	8,86
23	SYLMARF	12,88	13,91	10,67	70	SYLMARF	14,18	15,91	9,61
2	SYLMARF	17,01	28,03	2,24	57	SYLMARF	28,26	22,39	0,00
12	SYLMARF	21,51	43,78	1,46	65	SYLMARF	43,79	25,78	1,39
16	SYLMARF	25,03	59,65	2,60	67	SYLMARF	59,68	29,18	2,55
3	SYLMARF	27,70	74,85	3,11	58	SYLMARF	75,09	32,56	3,09

41	SYLMARF	29,83	89,11	2,58	80	SYLMARF	89,24	35,64	2,52
37	SYLMARF	31,58	102,00	1,49	78	SYLMARF	101,98	38,10	1,39
34	SYLMARF	32,98	113,39	0,35	59	SYLMARF	113,22	39,92	0,00
48	SYLMARF	33,87	123,24	0,25	83	SYLMARF	123,14	41,18	0,23
52	SYLMARF	34,29	131,86	0,10	85	SYLMARF	131,85	42,00	0,12

Modèle 03

Membrure supérieure					Membrure inférieure				
Joint	OutputCase	U1	U2	U3	Joint	OutputCase	U1	U2	U3
Text	Text	mm	mm	mm	Text	Text	mm	mm	mm
57	YERMO	0,59	12,35	0,40	87	YERMO.3	0,25	0,17	0,42
162	YERMO	0,67	12,96	1,39	131	YERMO.3	0,54	1,04	1,42
41	YERMO	0,91	13,26	1,60	201	YERMO.3	0,70	1,81	1,62
155	YERMO	1,04	13,21	1,21	260	YERMO.3	0,78	2,34	1,23
42	YERMO	0,99	12,93	0,30	304	YERMO.3	0,80	2,61	0,32
57	OAK-WAHF	0,67	11,49	0,29	87	OAK-WAHF.3	0,22	0,14	0,31
162	OAK-WAHF	0,77	12,08	1,12	131	OAK-WAHF.3	0,46	0,89	1,15
41	OAK-WAHF	0,83	12,24	1,43	201	OAK-WAHF.3	0,64	1,54	1,46
155	OAK-WAHF	1,07	11,82	1,14	260	OAK-WAHF.3	0,81	1,98	1,15
42	OAK-WAHF	1,06	11,26	0,30	304	OAK-WAHF.3	0,90	2,20	0,32
57	ALTEDENA	0,87	7,82	0,57	87	ALTEDENA.3	0,36	0,09	0,52
162	ALTEDENA	1,10	8,28	1,80	131	ALTEDENA.3	0,89	0,59	1,79
41	ALTEDENA	1,34	8,88	2,07	201	ALTEDENA.3	1,30	1,03	2,08
155	ALTEDENA	1,55	9,31	1,48	260	ALTEDENA.3	1,58	1,34	1,49
42	ALTEDENA	1,67	9,26	0,36	304	ALTEDENA.3	1,70	1,49	0,38
57	NEWHALL	2,34	28,59	1,84	87	NEWHALL.3	0,66	0,46	1,84
162	NEWHALL	2,47	29,31	6,68	131	NEWHALL.3	1,42	3,03	6,80
41	NEWHALL	2,30	29,91	8,45	201	NEWHALL.3	1,91	5,47	8,63
155	NEWHALL	2,62	31,54	6,53	260	NEWHALL.3	2,24	7,27	6,64
42	NEWHALL	2,61	32,49	1,64	304	NEWHALL.3	2,37	8,22	1,75
57	SYLMARFF	1,74	30,80	1,05	87	SYLMARFF.3	0,76	0,26	0,90
162	SYLMARFF	2,44	31,91	2,98	131	SYLMARFF.3	1,87	1,62	2,96
41	SYLMARFF	3,05	31,77	3,30	201	SYLMARFF.3	2,70	2,80	3,30
155	SYLMARFF	3,38	29,99	2,23	260	SYLMARFF.3	3,24	3,60	2,23
42	SYLMARFF	3,49	27,97	0,54	304	SYLMARFF.3	3,47	3,99	0,58