

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI-MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI-MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Année : 2018

Faculté des sciences de l'ingénierie

Département de Génie Civil

## THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT EN SCIENCES

THÈME

---

# Contribution à l'étude du comportement des joints des poutres en treillis métalliques de section rectangulaire creuse

---

Option : Structures

Par :

SLIMANI Fayçal

DEVANT LE JURY :

Président	OUCIEF Hocine	Pr	Université d'Annaba
Rapporteur	REDJEL Bachir	Pr	Université d'Annaba
Examineur	SAIDANI Messaoud	Pr	Université de Coventry
Examineur	CHERIET Yacine	Pr	Université de Guelma
Examineur	BELACHIA Mouloud	Pr	Université de Skikda

# **Contribution à l'étude du comportement des joints des poutres en treillis métalliques de section rectangulaire creuse**

## **Avant-propos**

---

Ce travail de thèse a été réalisé au laboratoire du département de génie civil de l'université d'Annaba.

Tout d'abord, j'adresse toute ma reconnaissance au professeur REDJEL.Bachir pour la confiance qu'il m'a accordé en acceptant la responsabilité de la direction de ma thèse malgré sa pesante charge de travail.

Je tiens à remercier tout d'abord le professeur OUCIEF Hocine, qui a accepté de prendre de son temps pour présider le jury. Ce fut un grand honneur pour moi de lui présenter mon travail et de le confronter à son point de vue.

Je remercie les professeurs BELACHIA Mouloud et CHERIET Yacine d'avoir accepté la lourde tâche de rapporter cette thèse.

Je tiens à remercier le professeur SAIDANI.Messaoud de l'université de Coventry pour les précieux conseils qu'il m'a prodigués et l'attention, le sérieux et le professionnalisme avec lesquels il a suivi de près mes travaux tout au long de cette thèse.

Je souhaite aussi exprimer toute ma gratitude à toutes les personnes avec qui j'ai pu avoir des échanges fructueux. Je pense tout particulièrement à Mr HAMMOUDA Abdelaziz. Je remercie également Mr KEBAILI Bachir avoir participé à ce travail.

Je souhaite inclure dans mes remerciements les personnes qui ont bien voulu me faire part de leur expérience pratique dans le domaine numérique notamment Mlle LOUETRI Latifa.

Je tiens enfin à exprimer ma gratitude à tous les membres de ma famille par leur compréhension profonde et leur soutien constant.

## ملخص

تم إجراء دراسة تجريبية على روافد بحجم حقيقي معدنية مستطيلة ذات مقاطع جوفاء، رقيقة الجدران، على الفواصل K المتداخلة بالكامل، لديهم نفس المقاطع و هندسة بين التحقيق مختلفة. تم الجمع العددي D3 للتحقق من صحة، مما جعل من الممكن لوضع تقييم مقارن للسلوك. و يبدو أن زاوية قطري مع الإطار وآلية إغراق الحزمة هما في الأصل سبب الاختلاف بين قيم السهم التي هي أكبر من تلك التي حصل عليها التحليل العددي.. تم تطوير نماذج مختلفة لأوضاع الفشل المرتبطة بالمفاصل المتداخلة مع RHS. هذه الأوضاع تعتمد على نوع المفاصل وظروف التحميل ومختلف المعلمات الهندسية.

**كلمات مفتاحيه:** المفاصل - عوارض معدنية - مقاطع مستطيلة جوفاء - متداخلة - انحناء

## Résumé

Une étude expérimentale menée sur des joints de poutres métalliques en treillis de section rectangulaire creuse à parois mince a été conduite sur des poutres avec des joints à recouvrement complet et à échelle réelle, présentant les mêmes sections et une géométrie différente. Une investigation numérique en 3D pour validation a été conjuguée, ce qui a permis de dresser un bilan comparatif du comportement. Il apparait que l'angle de la diagonale avec la membrure et le mécanisme de déversement de la poutre sont à l'origine de la divergence entre les valeurs de la flèche qui sont supérieures à celles obtenues par l'analyse numérique. Différents modèles ont été développés pour les modes de ruine associés aux joints avec recouvrement en RHS. Ces modes dépendent de type de joint, des conditions de chargement et de divers paramètres géométriques.

**Mots clés:** Joints - poutre en treillis métallique - section rectangulaire creuse - recouvrement - flexion

**Abstract**

An experimental study of thin-walled rectangular hollow-section for steel lattice girder was conducted on overlapped K joints and full scale, with the same sections and different geometry. A numerical 3D investigation for validation was combined, which made it possible to draw up a comparative assessment of the behavior. It appears that the angle of the diagonal with the chord and the beam dump mechanism are at the origin of the divergence between the values of the arrow which are higher than those obtained by the numerical analysis. Various models have been developed for the failure modes associated with overlapping joints with RHS. These modes depend on joint type, loading conditions and various geometric parameters.

**Keywords:** Joints – lattice girder - hollow rectangular section – Overlapped – bending

# **TABLE DES MATIERES**

# TABLE DES MATIERES

## 1 INTRODUCTION GENERALE

I.1 Introduction .....	10
I.2 Terminologie .....	11
I.2.1 Assemblage appui simple .....	12
I.2.2 Assemblage rigide .....	12
I.2.3 Assemblage flexible .....	12
I.3 Limites de test de joint isolé .....	13
I.4 Limites des essais de poutre (SHS) .....	13
I.5 Objectifs du programme de recherche .....	14

## II. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE .....

17

II.1 Introduction .....	18
-------------------------	----

## III. HISTORIQUE ET CARACTERISTIQUES DES SECTIONS CREUSES

III.1 Historique .....	22
III.2 Caractéristiques des sections creuses .....	23
III.3 Configurations géométriques .....	25
III.4 Flèche des poutres .....	25
III.5 Considérations générales sur les assemblages .....	26
III.6 Les paramètres influents sur la capacité des joints .....	26
III.7 Modes de rupture des joints .....	27

## IV. CARACTERISTIQUES DES CORPS D'EPREUVE ET DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX .....

30

IV.1 Géométrie et caractéristiques des poutres .....	31
IV.2 Protocole et dispositifs expérimentaux .....	34
IV.3 Instrumentations et mesures .....	35
IV.4 Dispositif expérimental .....	38

## V. RESULTATS EXPERIMENTAUX .....

40

V.1 Objectifs et Méthodologie.....	41
V.2 Résultats expérimentaux .....	41
V.3 Poutre N°1 .....	41
V.3.1 Evaluation de la flèche .....	41
V.3.2 Efforts dans les éléments du Noeud1 .....	43
V.3.3 Détermination des efforts et des moments dans les barres .....	43
V.3.4 Diagramme Charge/Effort .....	45
V.3.5 Déformation dans les diagonales du nœud 1 .....	45

V.3.6 Diagramme Charge/Déformation .....	46
V.4 Poutre N°2 .....	47
V.4.1 Diagramme Charge/Flèche .....	47
V.4.2 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales .....	47
V.4.3 Déformation dans les diagonales du nœud 1.....	47
V.4.4 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du nœud 1.....	48
V.5 Poutre N°3 .....	49
V.5.1 Diagramme Charge/Flèche .....	49
V.5.2 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales .....	49
V.5.3 Diagramme Charge/Déformation .....	50
<b>VI. ANALYSE NUMERIQUE .....</b>	<b>53</b>
VI. Analyse Numérique .....	54
VI.1 Caractéristiques du logiciel ABAQUS .....	54
VI. 2 Présentation du logiciel ABAQUS CAE. ....	54
VI.3 Analyse des résultats et discussions .....	56
VI.4 Poutre P1 .....	56
VI.4.1 Schématisation et maillage .....	56
VI.4.2 Interaction entre les éléments du joint .....	58
VI.4.3 Diagramme Charge/flèche .....	59
VI.4.4 Effort dans les éléments du nœud N1.....	60
VI.4.5 Pourcentage d'erreur entre l'approche numérique et expérimentale .....	61
VI.4.6 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du nœud N1 .....	61
VI.4.7 Déformée de la poutre .....	62
VI.4.8 Contraintes dans le joint N1 .....	64
VI.4.9 Diagramme Charge/Déformation dans le nœud central (N2) .....	66
VI.5 Poutre P2 .....	68
VI.5.1 Schématisation et maillage .....	68
VI.5.2 Diagramme Charge/Flèche .....	69
VI.5.3 Valeurs des efforts dans les éléments du nœud N1 .....	70
VI.5.4 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales du Nœud 1.....	70
VI.5.5 Diagramme Charge/Déformation .....	70
VI.5.6 Pourcentage d'erreur entre l'approche numérique et expérimentale .....	71
VI.5.7 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du nœud 2 .....	71
VI.6 Poutre P3 .....	72
VI.6.1 Schématisation de la poutre .....	72
VI.6.2 Diagramme Charge/Flèche .....	73
VI.6.3 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales du nœud N1 .....	74
VI.6.4 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du nœud N1 .....	74
VI.6.5 Pourcentage d'erreur entre l'approche numérique et expérimentale .....	75
VI.6.6 Diagramme Charge/Déformation dans le nœud central (N2) .....	75
VI.9 Constat .....	76
VI.10 Redistribution des Moments .....	77
<b>VII. Modes de ruine .....</b>	<b>79</b>
VII.1 Définition de la rupture et modes de ruptures.....	80
VII.2 Modèles Analytiques pour décrire le mode de ruine .....	80

VII.3 L'influence de la rigidité des joints à recouvrement complet.....	82
VII.4 Modèles analytiques .....	84
VII.5 Déversement latéral .....	84
<b>VIII. Etude comparative entre les poutres .....</b>	<b>85</b>
<b>Conclusions et perspectives .....</b>	<b>88</b>
<b>Bibliographie .....</b>	<b>91</b>

# CHAPITRE I

## INTRODUCTION GENERALE

L'utilisation de SHS s'est répandue dans le monde, parce qu'elles présentent d'excellentes propriétés quant aux sollicitations en torsion, compression, en ou en flexion dans toutes les directions. De par leurs aspects esthétiques, les formes fermées sans angles vifs réduisent la surface à protéger et augmente la résistance à la corrosion.

### **Sommaire**

---

I.1 Introduction .....	10
I.2 Terminologie .....	11
I.2.1 Assemblage appui simple .....	11
I.2.2 Assemblage rigide .....	12
I.2.3 Assemblage flexible .....	12
I.3 Limites de test de joint isolé .....	12
I.4 Limites des essais de poutre (SHS) .....	12
I.5 Objectifs du programme de recherche .....	13

## I.1 Introduction

En 1952 Stewarts et Lloyds ont produit les premières sections creuses rectangulaires formées à chaud (RHS). Depuis lors, leur popularité a considérablement augmenté dans le monde en raison de la publicité accrue, de la connaissance de leur comportement structurel et de leur conception.

Avec l'avènement des techniques de soudage et la disponibilité commerciale de petites sections, l'utilisation de SHS s'est répandue dans le monde entier. Un très grand nombre de bâtiments industriels et de bureaux utilisent SHS parce que leur rapport résistance à la compression est supérieur à celui de toute autre section en acier. Les qualités esthétiques de SHS combiné avec leur efficacité structurelle est encore une fois la raison de leur large utilisation.

Une application commune de SHS est dans les fermes de treillis à membrures parallèles pour des raisons esthétique agréable, efficacité structurelle et économie.

Bien que la plupart des caractéristiques des profilés creux en acier aient été réalisées il y a longtemps, il convient de rappeler brièvement certaines d'entre elles.

- La principale caractéristique des sections creuses est la concentration du matériau à distance maximale par rapport au centroïde géométrique pour une efficacité maximale en résistance au flambement et à la torsion.

- Pour les structures à longue portée, les SHS sont idéales car elles permettent une réduction considérable dans le poids.. En outre, les sections tubulaires offrent d'autres avantages.

Le coût de la fabrication conjointe peut être réduit en minimisant le nombre de joints dans la structure, et donc une économie initiale peut être réalisée dans les fermes tubulaires en concevant le type «Warren» plutôt qu'un «Pratt» ou «N» treillis. De plus, pour éviter le profilage des membres de la section creuse circulaire (CHS), les sections creuses rectangulaires (RHS) ont été développées pour simplifier l'assemblage. Les joints RHS ne nécessitent qu'une coupe droite des extrémités des treillis.

De nombreux exemples démontrent les excellentes propriétés des structures tubulaires quant aux sollicitations en torsion, compression, en ou en flexion dans toutes les

directions. De par leurs aspects esthétiques, les formes fermées sans angles vifs réduisent la surface à protéger et augmente la résistance à la corrosion.

## I.2 Terminologie

Les joints sont principalement de trois types Y, X et K (figure 1.1). D'autres configurations sont dérivées de ces bases formes de type KT, XT, ...etc.

Les joints en forme de K peuvent être avec espacement ou recouvrement comme le montrent les figures 1 et 2. Les joints avec recouvrement partiel nécessitent une double mise en forme de l'un ou des deux diagonales. La forme la plus simple des joints à recouvrement est celui désigné par recouvrement complet. Ils sont généralement plus forts que les joints avec espacement. Ces derniers sont plus ductiles que ceux avec recouvrement, ils ont une réserve plastique plus élevée, car ils peuvent subir de grandes déformations.

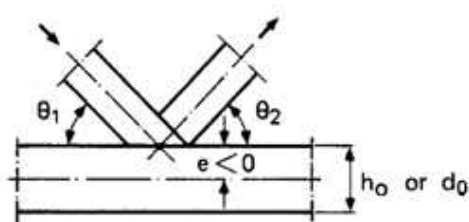


Fig.1 Recouvrement total avec excentricité négative  $e < 0$

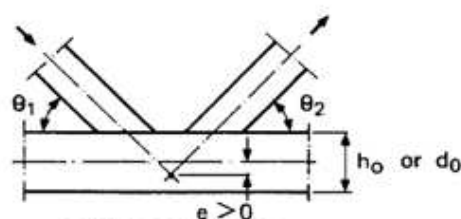


Fig.2 Espacement avec excentricité positive  $e > 0$

Des recherches ont montré que les excentricités nodales n'affectent pas significativement la résistance du joint, bien qu'elles puissent affecter la résistance de la membrure de chaque côté du joint, car la membrure peut être supposé résister à tout ce moment.

Selon leur fonction et les exigences de conception, les joints peuvent être classés à des fins analytiques en trois types.

### I.2.1 Assemblage appui simple

L'hypothèse d'une connexion idéalement appuyée implique que les éléments (assemblés ensemble) se comportent comme s'ils étaient simplement appuyés. Dans ce type de joint, la capacité de flexion des éléments connectés à transférer est si faible qu'elle peut être négligée. C'est la méthode de conception la plus simple, elle donne

une bonne prédiction de la répartition de la force axiale dans les éléments. Dans la pratique, cependant, il serait très coûteux de faire un treillis avec des joints vraiment simplement appuyés et l'expérience a montré que les joints traditionnels fonctionnent de manière satisfaisante.

### **I.2.2 Assemblage rigide**

Une hypothèse de connexion rigide implique que des continuités de déplacement complet existent entre les membres adjacents. Le joint est considéré comme suffisamment rigide pour maintenir les angles entre les éléments assemblés jusqu'à ce que la capacité de charge ultime ait été atteinte. Du point de vue économique, un joint rigide peut être très coûteuse à fabriquer et, par conséquent, un joint flexible est souvent adopté.

### **I.2.3 Assemblage flexible**

Cet Assemblage permet une rotation relative entre les éléments du joint. Ce type de joint se situe entre les deux cas extrêmes (1) et (2). Les joints soudés à partir de sections creuses structurales (SHS) se situent généralement dans la catégorie des connexions flexibles.

Stricte ment parlant, les joints rigides et simplement appuyés sont des concepts idéalisés qui sont utilisés dans les bureaux d'études. Cependant, qu'il n'est pas toujours raisonnable de faire de telles simplifications si les connexions possèdent les flexibilités intermédiaires comme c'est habituellement le cas dans les connexions faites de SHS.

## **I.3 Limites de test de joint isolé**

La majorité des tests à ce jour ont été effectués sur des joints isolés. Les essais conjoints doivent nécessairement refléter le comportement structural d'une structure complète, et il y a des raisons de suggérer que certains tests sur des joints à recouvrement isolés [15,16] ont montré des résistances bien inférieures à celles obtenues dans les structures correspondantes à échelle réelle [17]. Cela pourrait s'expliquer par la difficulté de simuler correctement dans un test de joint les conditions aux limites qui déterminent la vraie combinaison force-moment. La force axiale est particulièrement difficile à appliquer dans un test de joint car les vérins ou d'autres dispositifs de chargement interfèrent avec le comportement du joint.

#### **I.4 Limites des essais de poutre (SHS)**

Ces dernières années, les analyses numériques et théoriques ont été largement adoptées. Ces techniques sont souvent moins coûteuses que les tests. En outre, ils permettent d'étudier les effets de la variation des paramètres, ce qui serait autrement impossible. Différentes conditions de limite et de chargement peuvent être essayées sans dépense majeure.

Il convient de noter, cependant, que les recherches expérimentales et théoriques se complètent et ne doivent pas être considérées comme deux manières complètement distinctes de traiter un problème spécifique. Bien que les modèles numériques puissent donner un aperçu utile du comportement de la structure, l'inadéquation de la simulation par ordinateur nécessite souvent une analyse expérimentale.

#### **I.5 Objectifs du programme de recherche**

Cette étude examine donc, le comportement des différents éléments constituant les joints, notamment, les relevés des déformations, des contraintes, des moments ainsi que des efforts mesurés et calculés suite à l'expérimentation, suivi d'une analyse numérique pour une validation.

Il faut signaler que dans la plupart des recherches expérimentales et théoriques menées sur ce type de poutres, la partie majeure de leur programme était emportée sur des sections de 100x100 mm et de différentes épaisseurs de 4 et 5 mm [6]. D'après ces études les principaux paramètres qui ont définis la résistance des joints à recouvrement complet sont le rapport entre la largeur des diagonales et celle de la membrure, le rapport entre la largeur de la membrure et celle de son épaisseur et l'angle de la diagonale avec la membrure. Ainsi, sur la base de ces approches, une contribution comparative et croisée par la présente étude sur des sections creuses rectangulaires à parois mince, permettra certainement de mieux appréhender l'un des principaux paramètres gouvernant le comportement des joints des poutres de sections rectangulaires creuses et de définir le modèle analytique approprié à ce type de poutre. Les trois poutres testées ont ainsi permis de mener une étude comparative et approfondie sur leur comportement

Le programme de recherche porte spécifiquement sur le comportement des joints des poutres à recouvrement complet. Cependant, le comportement structurel du treillis à été également examiné. Les différents chapitres présentés dans cette étude sont :

1. Une étude bibliographique sur les différents travaux réalisés sur les comportements des joints des poutres avec des sections creuses rectangulaires. De ce fait, une investigation systématique majeure a été menée avec des conclusions significatives et définitives (chapitre 2).
2. Un historique a été établi sur l'utilisation des sections creuses, leurs propriétés et leurs caractéristiques. A cause de la complexité du comportement des joints et des éléments de la poutre, il a été nécessaire de consacrer de nombreux programme de recherche. Plusieurs paramètres gouvernent le comportement de l'assemblage, une capacité de résistance supérieure et donc, à terme, une économie possible de poids en faveur des profils creux par rapport aux sections ouvertes.  
(chapitre III).
3. Présentation de la géométrie et des caractéristiques des différents corps d'épreuve, un total de trois poutres à échelle réelle avec un recouvrement complet des diagonales au niveau des joints (P1, P2 et P3) fabriquées en acier S 235 ont été utilisées et testés. Ces poutres sont fournies par une entreprise située à Berrahal – Annaba (Algérie). De par leur forme qui s'inscrivait dans un système symétrique par rapport à leur centre, ces trois poutres présentaient une géométrie différente tout en gardant les mêmes sections des membrures et des diagonales. Une présentation du protocole et du dispositif expérimental, ce dernier composé de cadre et de cornières pour répondre aux conditions limites. Il a été confectionné au niveau du Laboratoire de Génie Civil (LGC) de l'Université Badji Mokhtar de Annaba pour assurer le bon fonctionnement des essais (Chapitre 4)
4. L'étude expérimentale faite est basée sur l'extensométrie électrique composée de jauges électriques pour mesurer les déformations aux niveaux des joints et des comparateurs de type inductifs, placés au milieu des poutres pour mesurer la flèche centrale. Elle nous a permis de mener une étude sur le comportement réel des différents corps d'épreuve.

(Chapitre V)

5. Une analyse numérique utilisant le logiciel (Abaqus) de calcul a été faite afin de valider l'étude expérimentale. Les poutres ont été dessinées en 3D puis analysées. Comme il s'agit de sections creuses minces, l'élément coque qui semble être le plus approprié et qui convient bien pour ce type de section a été adopté. Le logiciel de calcul donne la possibilité de choisir le nombre de nœuds de l'élément choisi ou il le fait d'une façon automatique. Cette approche a permis de déterminer directement les valeurs des déformations, des contraintes, des déplacements et des efforts dans n'importe quel point de la structure. Par ailleurs, une étude comparative a été faite entre les deux approches.

(Chapitre VI).

6. Différents modèles et formules de résistance ont été développés pour les modes de ruine associés aux joints avec recouvrement en RHS. Des modèles analytiques pour décrire le mode de ruine de ce type d'assemblages sont proposés dans la littérature scientifique et technique. Ces modes de ruine dépendent du type de joint, des conditions de chargement et de divers paramètres géométriques.

(Chapitre VII).

7. En prenant avantage de la symétrie offerte par les trois poutres, les résultats des contraintes et des flèches, une étude comparative à été établit entre les différentes poutres (Chapitre VIII)

8. Conclusions et références

# Chapitre II

## Etude Bibliographique

Une étude bibliographique sur les différents travaux réalisés sur les comportements des joints des poutres avec des sections creuses rectangulaires. De ce fait, une investigation systématique majeure a été menée avec des conclusions significatives et définitives. Pendant des années, la principale préoccupation des chercheurs était d'étudier la résistance des joints. Récemment, l'attention s'est portée sur l'analyse de la flexibilité des assemblages. Les joints en SHS et en particulier les joints en K sont très complexes à étudier et à comprendre.

### **Sommaire**

---

II.1 Introduction .....	16
-------------------------	----

## **Chapitre II**

### **Etude Bibliographique**

#### **II.1 Introduction**

Les profils creux rectangulaires n'ont cessé de faire l'objet de nombreuses études, recherches et investigations expérimentales et théoriques en Europe depuis les années 60. Parmi les recommandations sur les assemblages soudés de sections creuses rectangulaires (RHS), celles proposées par Eastwood & Wood [1, 2] restent les plus intéressantes. Une investigation systématique majeure sur CHS-RHS des joints soudés a été menée par Wardenier et Stark [3, 4] avec des conclusions significatives et définitives. Sur la base de ces résultats, ces auteurs proposent une série d'équations qui estiment la résistance ultime des joints pour des sections carré ou rectangulaire des treillis. Depuis lors, les méthodes de production des RHS en acier de construction ont changé du profilé laminé à chaud de section ronde puis quadratique, au profilé laminé à froid. Ces derniers trouvent leurs caractéristiques sensiblement modifiées par l'apport de la chaleur de soudage. Dans ce contexte, il paraît ainsi souhaitable de revoir les équations de conception existantes pour déterminer la résistance des joints. Ainsi des études ont été investiguées sur la résistance d'un joint en forme de T sur des sections rectangulaires creuses où la contrainte a atteint 350 MPa. Un guide a été publié sur le comportement des joints des RHS suite à des recommandations établies par International Institute of Welding (IIW) [5].

Sous des charges appliquées, des déformations significatives de la face de la membrure sont généralement produites dans les assemblages des poutres en treillis RHS et contribuent à la répartition de la force axiale et du moment de flexion, ainsi qu'à la déformation globale de la poutre. Diverses méthodes, telles que le modèle «micro-barre» (Czechowski et al., 1984) [6] et la méthode des éléments finis (Saidani 1989, 1991) [16], a mené une étude de l'effet de la flexibilité des joints sur le comportement des fermes fabriquées à partir de RHS. Ceux-ci sont connus pour être très flexibles (surtout s'ils sont réalisés avec des joints à espacement) et les grandes

déformations locales développées par le joint peuvent entraîner une réduction considérable de sa résistance. Dans le but de mettre en évidence l'effet de la flexibilité des joints, l'analyse par éléments finis a été utilisée pour établir des matrices de rigidité «réduites» des joints qui ont ensuite été incorporées dans l'analyse des fermes complètes.

Le Guide canadien de conception HSS (Packer et Henderson 1997) [8] suggère que les moments de flexion secondaires dans les treillis (résultant de déformations des joints) peuvent être négligés dans la conception des éléments et des assemblages lorsque le rapport de la longueur entre les points nodaux ( $L$ ) à la hauteur du treillis ( $h_i$ , ou  $h_j$ ) est de six ou plus (c'est-à-dire  $L / h_i \geq 6$  et  $L / h_j \geq 6$ ), cependant, pour les cas où  $L / h_i < 6$  ou  $L / h_j < 6$ , ces moments secondaires doivent être pris en compte.

Les guides de conception internationaux (Packer J.A., Wardenier,.. 1992) [5] et canadiens (Packer et Henderson, 1997) [8] recommandent que la conception statique des poutres en treillis RHS standard (par exemple, de type Warren et Pratt), présentant des joints avec espacement ou à recouvrement, soit effectuée sur la base d'une distribution de force obtenue à partir d'une analyse élastique du treillis en supposant soit: (a) que tous les treillis sont articulés, ou (b) les treillis sont reliés aux membrures avec des excentricités (+e ou -e) modélisés comme une liaison extrêmement rigide ou rigide.

Coutie M.G et Davies G., [9] ont testé des poutres en treillis à échelle réelle en RHS. Ils ont comparé le comportement d'un joint articulé avec espacement à celui d'un joint à recouvrement complet avec de grandes excentricités articulaires. Ils ont trouvé une amélioration considérable des performances dans la rigidité et la résistance dans le joint à recouvrement par rapport au joint à espacement malgré l'excentricité.

Mang F, Bucak O and Striebel A. et al [10] ont étudié la résistance ultime et la capacité de charge des joints en RHS. Les tests consistaient en 4 échantillons obtenus en faisant varier  $\beta$  rapport de la largeur de la membrure à celle de la diagonale et / ou l'excentricité e. Ils ont pu vérifier l'application des équations de Haleem [11] et de Wardenier J. and De Koning C. H. M. [12] pour évaluer la force ultime des joints fabriqués à partir de RHS.

Marniche [13] a entrepris une étude dans laquelle une comparaison des performances structurales relatives aux joints à recouvrement complet testés isolément. L'objectif

des expériences était d'examiner les effets de moment secondaires imposés par la méthode d'essai. Il est arrivé à la conclusion que la résistance du joint isolée était inférieure à celle obtenue en considérant une poutre complète. Des différences significatives dans le moment de flexion dans le plan entre les joints testés isolément et les joints dans les poutres à échelle réelle.

En étudiant le comportement des poutres de type Warren, Korol [23] a testé 5 poutres avec des joints différents. Le but de ces tests était d'évaluer si les résultats des joints isolés seraient justifiés dans les essais de poutres réelles. Un autre but était de déterminer quel type de joint causerait une faiblesse localisée de la ferme associée. Korol a conclu qu'il était préférable que la résistance d'une structure soit régie par la capacité de ses éléments plutôt que par celle des assemblages. Il a également constaté que la résistance des éléments à la rupture dans les poutres était d'environ 17% inférieurs à ceux des joints isolés.

Dans cette section, une attention particulière est accordée à certains des principaux travaux de recherche entrepris au cours des années précédentes dans la détermination et l'analyse de la flexibilité des assemblages. Pendant des années, la principale préoccupation des chercheurs était d'étudier la résistance des joints. Récemment, l'attention s'est portée sur l'analyse de la flexibilité des assemblages. Les joints en SHS et en particulier les joints en K sont très complexes à étudier et à comprendre. Bien que les formules de conception existent pour la résistance, leur comportement, en ce qui concerne la flexibilité, reste une énigme.

Il n'existe aucune formule pour la détermination de la flexibilité de ces joints (en forme de K). Cependant, certains chercheurs ont tenté, de développer des modèles et des formules analytiques, mais ceux-ci sont d'une utilité limitée et ne couvrent pas toutes les gammes de paramètres possibles.

De ce qui précède, on peut conclure que, en fait, on sait très peu de choses sur la flexibilité des joints. Bien que le travail dans ce domaine ait commencé assez tôt, il était relativement très lent. L'effort principal dans l'analyse des joints SHS a été dirigé vers la détermination de la résistance et de la performance de fatigue.

La plupart des travaux menés jusqu'ici n'ont pas correctement examiné le problème de la flexibilité des joints de manière appropriée. Comme nous l'avons déjà mentionné,

Fessler et coll. [37], [38] et Roper [41] ont supposé que les matrices de flexibilité étaient symétriques et, par conséquent, seulement la moitié de chaque matrice était établie. Des divergences graves sont survenues dans leurs résultats. S'ils avaient développé tous les termes, des erreurs dans les deux moitiés de la matrice auraient été révélées.

Il faut signaler que dans la plupart des recherches expérimentales et théoriques menées sur ce type de poutres, la partie majeure de leur programme était emportée sur des sections de 100x100 mm et de différentes épaisseurs de 4 et 5 mm [7]. D'après ces études les principaux paramètres qui ont définis la résistance des joints à recouvrement complet sont le rapport entre la largeur des diagonales et celle de la membrure, le rapport entre la largeur de la membrure et celle de son épaisseur et l'angle de la diagonale avec la membrure.

Sur la base de ces approches, une contribution comparative et croisée par la présente étude sur des sections creuses rectangulaires à parois mince, permettra certainement de mieux appréhender l'un des principaux paramètres gouvernant le comportement des joints des poutres de sections rectangulaires creuses et de définir le modèle analytique approprié à ce type de poutre. Les trois poutres testées ont ainsi permis de mener une étude comparative et approfondie sur leur comportement.

# Chapitre III

## Historique et Caractéristiques des sections creuses

Un historique a été établi sur l'utilisation des sections creuses, leurs propriétés et leurs caractéristiques. A cause de la complexité du comportement des joints et des éléments de la poutre, il a été nécessaire de consacrer de nombreux programmes de recherche. Plusieurs paramètres gouvernent le comportement de l'assemblage, une capacité de résistance supérieure et donc, à terme, une économie possible de poids en faveur des profils creux par rapport aux sections ouvertes.

### **Sommaire**

---

1. Historique .....	21
2. Caractéristiques des sections creuses .....	22
3. Configurations géométriques .....	24
4. Flèche des poutres .....	24
5. Considérations générales sur les assemblages .....	25
6. Les paramètres influents sur la capacité des joints .....	25
7. Modes de rupture des joints .....	26

## **Chapitre III**

### **Historique et Caractéristiques des sections creuses**

---

#### **III.1 Historique**

Les premières sections creuses ont été réalisées par Stewarts et Lloyds en 1952. Depuis leur utilisation a considérablement augmenté dans le monde et les applications de grande diffusion due à leur comportement structurel. L'application de profils creux dans les treillis à membrures parallèles a pour raisons une efficacité structurelle, économique et esthétique.

Les nombreuses études menées ont montrés que les poutres en treillis métalliques à profils creux présentent d'excellentes propriétés de résistance, au flambement et à la torsion. Mais d'une manière générale, elles peuvent aussi se révéler être une alternative intéressante aux profils à section ouverte.

Par ailleurs, à cause de la complexité du comportement des joints et des éléments de la poutre, il a été nécessaire de consacrer de nombreux programmes de recherche à l'étude du comportement des assemblages de profils creux rectangulaires. Ces derniers, et par rapport aux profils creux circulaires, présentent l'avantage de conduire à des assemblages plus simples (coupes planes des extrémités des barres) et plus économiques.

La résistance de l'assemblage dépend directement de sa géométrie et de la résistance des profils creux. En conséquence, lors du dimensionnement de structures en profils creux, il faut tenir compte dans la conception des membrures et des diagonales, des principaux paramètres gouvernant le comportement de l'assemblage (rapport des diamètres ou des largeurs, rapport des épaisseurs, rapport du diamètre ou de la largeur de la membrure sur l'épaisseur de la paroi, espacement, recouvrement et angle entre les profils).

Toutefois, la résistance ultime est généralement le critère utilisé pour le calcul de

la résistance d'assemblages. A cause du caractère non linéaire de la courbe charge-déformation, il est difficile d'obtenir un consensus général sur un critère de déformation. Dans certains cas, la résistance ultime est atteinte après des déformations excessives et les expressions donnant la résistance de l'assemblage tiennent compte indirectement de déformations limites.

Par ailleurs dans un contexte de renouvellement des procédés de construction, l'usage des profilés creux en acier en bâtiment peut s'avérer d'une extrême pertinence pour le pays. En effet cette structure présente en abondance surtout en région peut alléger notablement le marché de la construction dont l'essor ces dernières années débouche sur des pénuries de produits. Leurs possibilités autant en structure porteuse qu'en habillage les mettent en avant par rapport aux systèmes traditionnels (béton armé) devenus lourds en coûts financiers et par là ceux sociaux.

Ce sont justement ces derniers (les coûts) qui postulent en faveur de l'usage de ce matériau. Comportant autant d'avantages (accessibilité du prix, légèreté, facilité de mise en œuvre et d'entretien, disponibilité sur place), ce matériau est prédestiné à conquérir les mises en ouvrages, devenues aujourd'hui problématiques dans tout projet urbain. Les idées des murs rideaux, de façades légères, de parois amovibles ont été à l'origine du renouvellement du champ de l'architecture et de l'urbanisme. Cette contribution peut constituer un écueil.

### **III.2 Caractéristiques des sections creuses**

A section équivalente, le rayon de giration d'un profil creux est généralement beaucoup plus grand que celui de l'axe faible d'une section ouverte. Pour une longueur donnée, ceci conduit à un élancement moindre, d'où une capacité de résistance supérieure et donc, à terme, une économie possible de poids en faveur des profils creux par rapport aux sections ouvertes. La figure 3.1 montre, pour une longueur de flambement de 3m, une comparaison entre les masses nécessaires de profils ouverts et de profils creux pour une charge donnée.

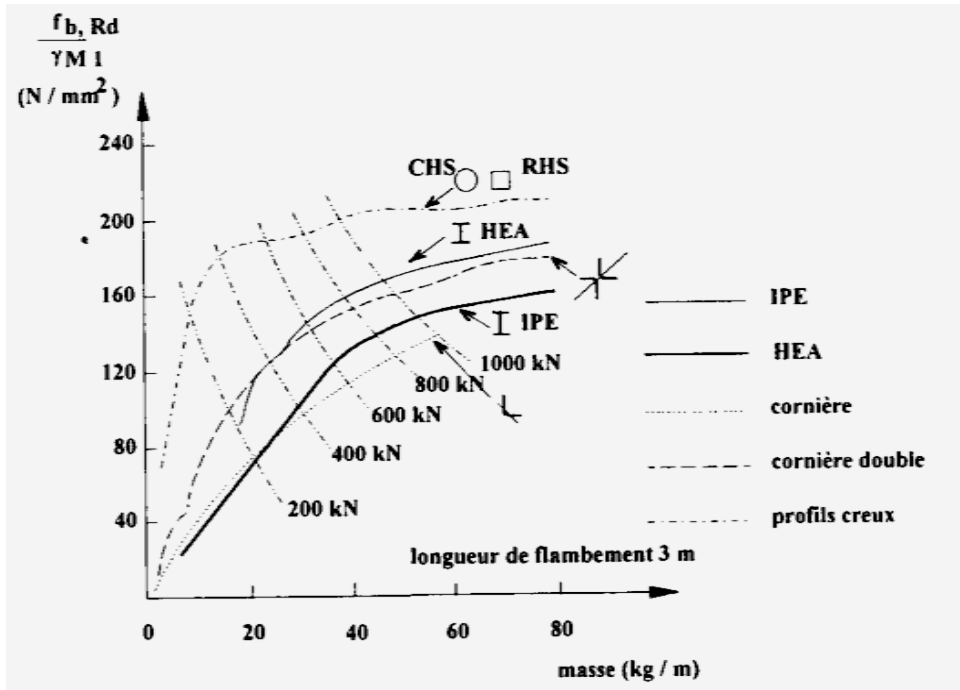


Fig.3.1 Comparaison en masse linéaire de la résistance au flambement des profils creux et des profils ouverts en acier pour la nuance S235

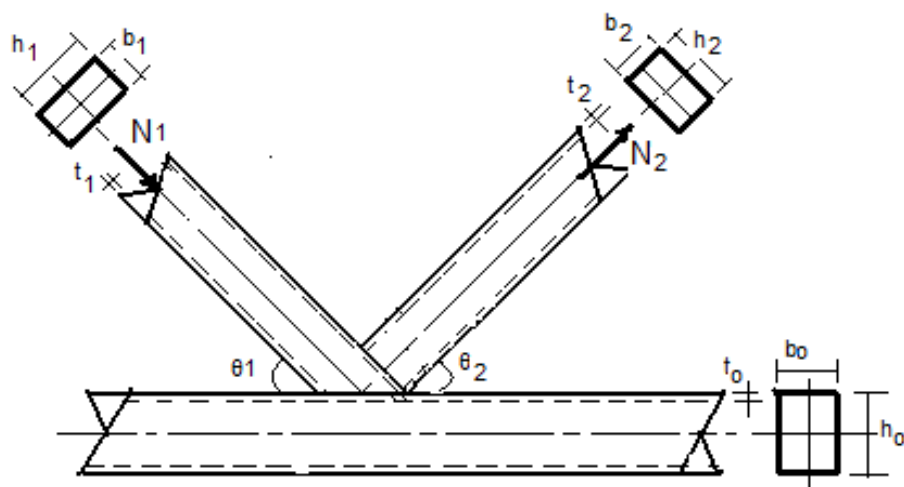


Fig.3.2 Notations utilisées pour les principaux paramètres d'un assemblage soudé de profils Creux rectangulaires

Les modèles analytiques servent à décrire le comportement des assemblages et à étudier l'effet des principaux paramètres. La prise en compte de tous les paramètres conduirait toutefois à un modèle beaucoup trop compliqué. Pour cette raison, on utilise divers modèles simplifiés selon le mode de ruine analysé, et en combinaison avec des résultats d'essais d'assemblages en laboratoire, ces modèles permettent d'établir des équations de dimensionnement. Comme la conception et le

dimensionnement d'une structure résultent toujours de compromis entre résistance, stabilité, économie de fabrication et de maintenance, qui sont souvent contradictoires.

### III.2.1 Configurations géométriques

Quelques formes géométriques habituelles sont montrées à la figure 2. Les poutres de type Warren constituent généralement la solution la plus économique car les diagonales comprimées tirent profit de l'excellent comportement en compression des profils RHS par rapport aux treillis de type Pratt. Les poutres de type Warren possèdent environ deux fois moins de diagonales et d'assemblages.

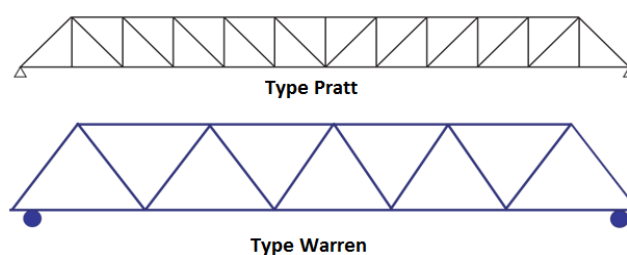


Fig.3.3 Types de poutres

Elles donnent une structure plus ouverte et permettent le passage des installations..., les assemblages des treillis sont souvent réalisés avec des joints à espacement, ce qui est économiquement préférable.

La hauteur du treillis est déterminée en fonction de la portée, de la flèche admissible, des charges etc... l'augmentation de la hauteur réduit la sollicitation des membrures mais augmente la longueur des diagonales. La valeur du rapport portée sur hauteur du treillis est généralement comprise entre 10 et 15.

### III.2.2 Flèche des poutres

Lors de la vérification de la flèche de la poutre, sous les charges non pondérées, on obtient une valeur surestimée de la flèche si en considère que tous les éléments de la poutre comme des barres bi articulées. Une meilleure hypothèse considère pour les assemblages à recouvrement, les membrures comme continues et les diagonales comme articulées.

### III.2.3 Considérations générales sur les assemblages

Il est important de connaître les principaux facteurs qui conduisent, lors du dimensionnement de structures en profils RHS, à une solution économique. Telle que la recherche de la masse minimale du matériau sauf si les assemblages sont peu efficaces et nécessitent des renforcements.

1. Pour les assemblages à recouvrement total (100%), les membrures doivent avoir des parois assez épaisses. Cependant, des parois plus rigides conduisent à des assemblages plus performants et augmentent la résistance car le rapport largeur sur épaisseur de la paroi diminue. Pour la membrure comprimée, une section plus large à parois minces est plus efficace contre le flambement; un compromis doit donc être trouvé entre la résistance au flambement, d'une part, et celle des assemblages.
2. Les diagonales doivent présenter des parois relativement minces car l'efficacité de l'assemblage augmente lorsque le rapport épaisseur de paroi de la membrure sur épaisseur de paroi de la diagonale augmente.
3. La largeur des profils RHS utilisés pour les diagonales ne devraient pas avoir la même largeur que ceux des membrures.
4. Un angle inférieur à  $30^\circ$  entre la diagonale et la membrure complique sérieusement le soudage.

### III.3 Les paramètres influents sur la capacité des joints

#### III.3.1 Joints avec recouvrement

Tableau 1 Paramètres du joint

Paramètres du joint		Valeurs des paramètres	Effet sur la capacité
Rapport entre largeur et épaisseur de la membrure	$b_o / t_o$	Diminue	Augmente
Rapport entre largeur et épaisseur du treillis	$b_j / t_j$	Diminue	Augmente (1)
Rapport entre largeur du treillis et membrure	$b_1 / b_o$	Augmente	Augmente (2)

Angle des treillis	$\Theta$	Diminue	Augmente (3)
Facteur de force entre treillis et membrure	$f_{yj}.t_j / f_{yo}.t_o$	Diminue	Augmente
Facteur de force entre treillis	$f_{y1}.t_1 / f_{yj}.t_j$	Diminue	Augmente
Pourcentage de recouvrement entre treillis	$O_v$	Augmente	Augmente

Le tableau 2 donne, pour les joints avec recouvrement, des formules basées sur le concept de la largeur efficace, pour des recouvrements d'au moins 25%, cette valeur constitue un minimum pour assurer un recouvrement valable. Pour un recouvrement entre 25% et 50% la résistance augmente linéairement, et devienne constante entre 50% et 80%, mais à un niveau plus élevé lorsque le recouvrement dépasse 80%. La figure 3.4 illustre les expressions données dans les tableaux, pour les largeurs efficaces.

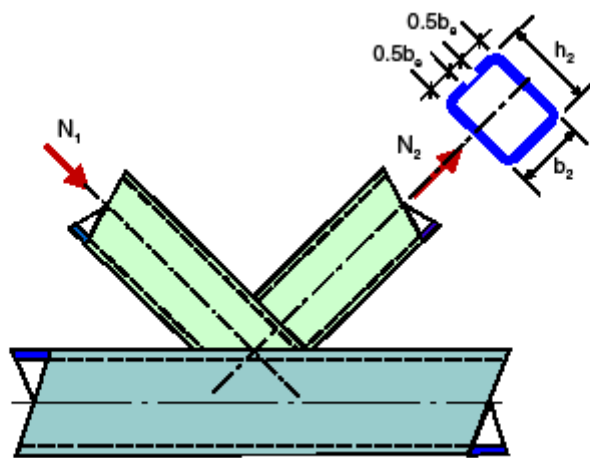
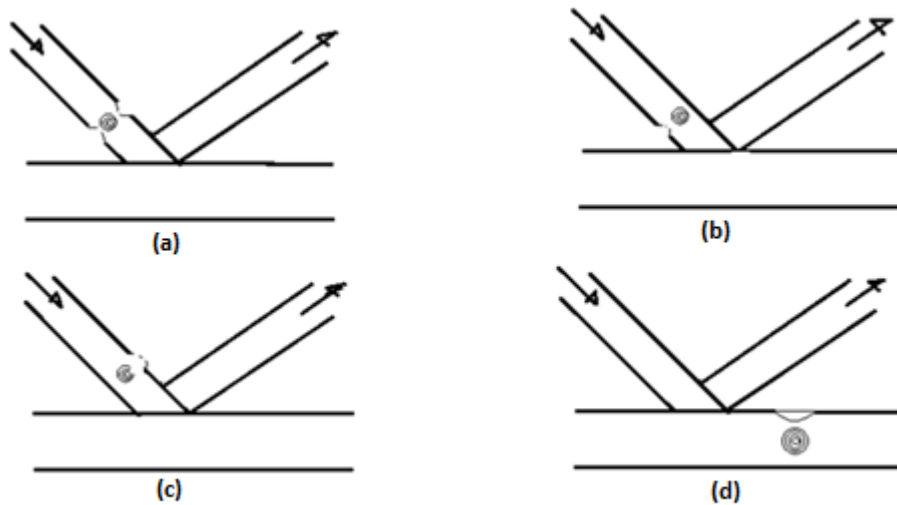


Fig.3.4 Critère de largeur efficace pour des assemblages à recouvrement

### III.3.2 Modes de rupture des joints

Plusieurs modes de ruine peuvent survenir. Les assemblages des profils creux présentent également, en fonction de la charge, du type d'assemblage et des paramètres géométriques, différents modes de ruine.

Exemple: dans la Fig.3.5, plusieurs modes de ruine sont représentés pour un assemblage en K à recouvrement complet d'un profil creux rectangulaire.



**Fig.3.5 Voilement local de la diagonale comprimée et la face de la membrure**

- (a) voilement local des deux faces de la diagonale comprimée
- (b) et (c) voilement local d'une face la diagonale comprimée
- (d) voilement local de la face de la membrure

La résistance ultime est généralement le critère utilisé pour le calcul de la résistance des assemblages. A cause du caractère non linéaire de la courbe charge-déformation, il est difficile d'obtenir un consensus international sur un critère de déformation. Dans certains cas, la résistance ultime est atteinte après des déformations excessives et les expressions donnant la résistance de l'assemblage tiennent compte indirectement des déformations limites (environ  $0,01b_0$  sous les charges de service).

Le programme de recherche concerne essentiellement l'étude du comportement des joints avec recouvrement complet des poutres en treillis en RHS. Il a été conclu que ces joints sont résistants par rapport à ceux avec espacement. Toute excentricité entre les axes de la membrure et celles des diagonales est considérée comme un inconvénient, par conséquent, des moments de flexion dans les diagonales en plus des moments secondaires dans la membrure.

La plus part de ces études considèrent que les charges sont concentrées aux nœuds, par ailleurs, le comportement structural des assemblages de profils creux dépend, d'une part, de la géométrie de l'assemblage et, d'autre part, des sollicitations axiales et transversales des éléments assemblés.

De ce fait, cette étude sera réalisée sous une charge concentrée au milieu de la poutre et sur la membrure supérieur, afin d'étudier le comportement des joints et des éléments de la poutre. Cette recherche sera réalisée en utilisant de logiciel performant et validée par des tests expérimentaux qui seront réalisés en laboratoire.

# CHAPITRE IV

## CARACTERISTIQUES DES CORPS D'EPREUVE ET DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX

Présentation de la géométrie et des caractéristiques des différents corps d'épreuve, un total de trois poutres à échelle réelle avec un recouvrement complet des diagonales au niveau des joints (P1, P2 et P3) fabriquées en acier S 235 ont été utilisées et testés. Ces poutres sont fournies par une entreprise située à Berrahal – Annaba (Algérie). Ces trois poutres présentaient une géométrie différente tout en gardant les mêmes sections des membrures et des diagonales. Une présentation du protocole et du dispositif expérimental, ce dernier composé de cadre et de cornières pour répondre aux conditions limites. Il a été confectionné au niveau du Laboratoire de Génie Civil (LGC) de l'Université Badji Mokhtar de Annaba pour assurer le bon fonctionnement des essais.

### **Sommaire**

---

Géométrie et caractéristiques des poutres .....	31
Protocole et dispositifs expérimentaux .....	34
Instrumentations et mesures .....	36
Dispositif expérimental .....	38

## IV.1 Géométrie et caractéristiques des poutres

Un total de trois poutres à échelle réelle avec un recouvrement complet des diagonales au niveau des joints (P1, P2 et P3) fabriquées en acier S 235 ont été utilisés et testés. Ces poutres sont fournies par une entreprise située à Berrahal – Annaba (Algérie). De par leur forme qui s'inscrivait dans un système symétrique par rapport à leur centre, ces trois poutres présentaient une géométrie différente tout en gardant les mêmes sections des membrures et des diagonales. L'expérimentation a été menée sur une dalle d'essais avec portiques menus de deux vérins dont la capacité maximale est de 20 tonnes pour chacun.

**Poutre N°1** : dénommée **P1** avec 7 nœuds



Fig.4.1 Poutre P1

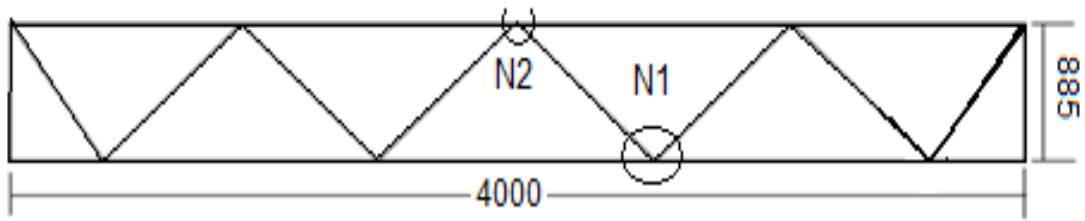


Fig.4.2 Représentation des noeuds

**Poutre N°2** : dénommée **P2** avec 11 noeuds



Fig.4.3 Poutre P2

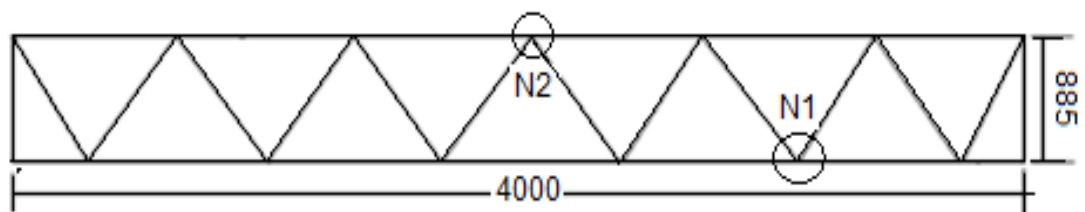


Fig.4.4 Schématisation des noeuds

**Poutre N°3** : dénommée **P3** avec 9 nœuds



Fig.4.5 Poutre P3

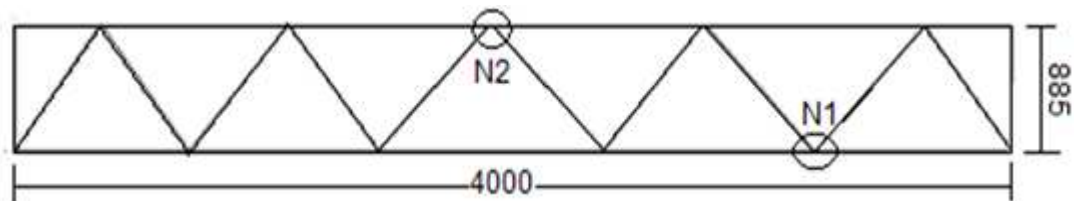


Fig.4.6 Schématisation des nœuds

Le tableau 2 résume les valeurs des dimensions géométriques et les sections des poutres.

Tableau 2. Dimensions des poutres et sections des éléments

Paramètres	unité (m)
Longueur totale	4
Hauteur totale	.885
Membrures et montants	70x50x2.5
Diagonales	60x30x2

L'acier utilisé est un acier de type S235 produit par l'entreprise de production sidérurgique Sider d'El Hadjar. Les caractéristiques physico mécaniques du produit sont fournis par le fabricant et qui se résument ainsi : Module de Young = 210 GPa, coefficient de poisson = 0,3, masse volumique = 7850 Kg/m<sup>3</sup>.

Un plan général et les différentes caractéristiques des joints sont illustrés sur la figure 4.7.

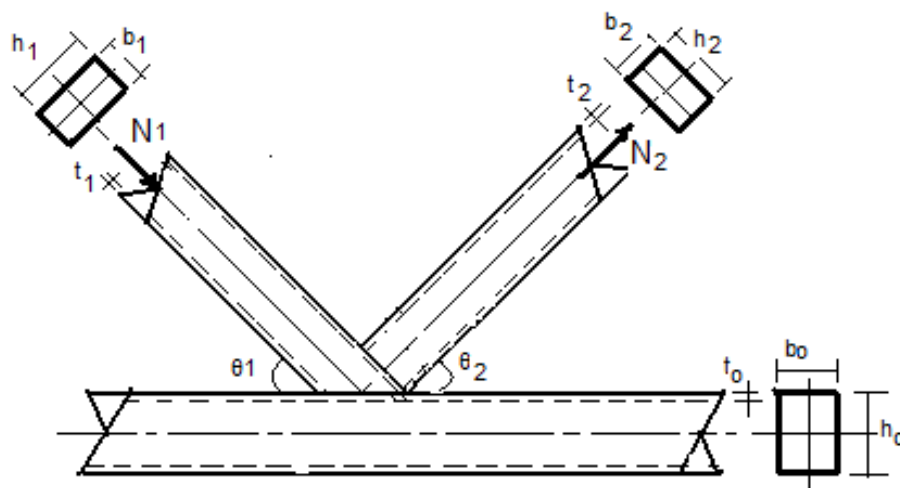


Fig.4.7 Caractéristiques géométriques des poutres

Les différents paramètres des joints sont définis et résumés dans le tableau 3.

Tableau 3 : Différents paramètres des joints

Poutres	Type de joint	$\theta_1$	$\theta_2$	B	$b_0/t_0$	$b_1/t_1$	$b_2/t_2$	$b_1/b_2$
P1	100% Recouvrement	60.6	60.6	0.9	20	15	15	1.0
P2	100% Recouvrement	65.7	65.7	0.9	20	15	15	1.0
P3	100% Recouvrement	69.4	69.4	0.9	20	15	15	1.0

## IV.2 Protocole et dispositifs expérimentaux

### IV.2.1 Appuis et dispositif de fixation latéral

Un dispositif expérimental a été confectionné au niveau du Laboratoire de Génie Civil (LGC) de l'Université Badji Mokhtar de Annaba pour assurer le bon fonctionnement

des essais comme le montre la figure 4.8. Ce système composé de cornières et de cadres fixés respectivement aux appuis et au milieu du portique, a été mis en place pour répondre aux des conditions limites au niveau des appuis et au milieu pour le contreventement.



Figure 4.8 : système de stabilisation

Au milieu, un cadre placé au niveau de la diagonale au lieu de la membrure supérieure à été adopté comme contreventement pour éviter que la déformation de la membrure ne bute sur le cadre.

Les poutres testées reposent sur deux appuis, fixées d'un coté et libres de l'autre. Elles sont soumises à un chargement monotone croissant appliqué au centre de la poutre.

#### **IV.2.2 Instrumentations et mesures**

L'instrumentation considérée est l'extensométrie électrique composée de jauges électriques pour mesurer les déformations aux niveaux des joints et des comparateurs mécaniques de type inductifs, placés au milieu des poutres pour mesurer la flèche centrale comme illustré respectivement par les figures (4.9 et 4.10).



Figure 4.9: jauges extensométriques



Figure 4.10 : comparateurs de mesure de flèche

Le relevé de lecture de mesure de la flèche a été fait grâce à un enregistrement vidéo. Deux appareils numériques en position vidéo ont été placés l'un pour la flèche verticale et l'autre pour la flèche latérale. A chaque palier d'intensité 10KN durant l'essai un signal indiquant le niveau de charge atteint est donné pour être enregistré dans la vidéo.

L'acquisition des déformations est réalisée par deux chaînes de mesure, chacune comprenant huit sorties et assistées par ordinateur. Elles fonctionnent en pont complet. Les jauges sont placées sur les quatre faces des éléments constituant le joint afin de mesurer les déformations et de déterminer par la suite les contraintes, les efforts, et les moments dans les diagonales et dans la membrure. Ces jauges sont de marque Kiowa de longueur 10 mm, de résistance électrique  $119.8 \pm 0.2 \Omega$ , et de facteur de jauge  $2.09 \pm 1.0\%$ . La figure 4.11 schématise le positionnement et la numérotation des jauges.

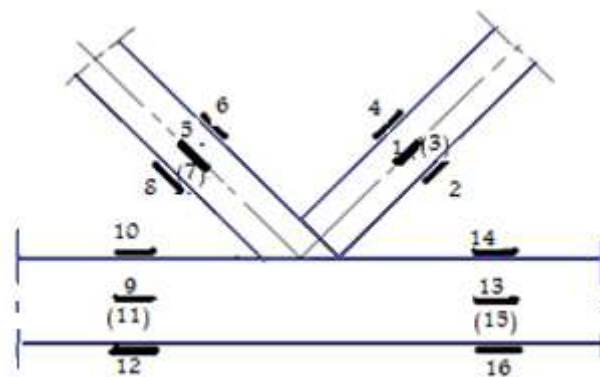


Figure 4.11 : Positionnement et numérotation des jauges

Après un premier essai préliminaire on a constaté une déformation rapide de la face inférieure de la membrure au niveau des appuis et un voilement des parois de la membrure supérieure au niveau du point d'application de la charge. Pour pallier à ces inconvénients et à ces aléas un renforcement spécial a été additionné et appliqué aux endroits cités au moyen d'un profilé en forme de U reconstitué et soudé comme l'illustrent les figures 4.12 et 4.13.



Figure 4.12 : Renforcement de la poutre au niveau de l'appui.



Figure 4.13 : Renforcement au point d'application de la charge

#### **IV.2.3 Dispositif expérimental**

Le dispositif expérimental de chargement est un portique de dalle d'essais de capacité 20 tonnes, pilotée par un banc à commande manuelle permettant de contrôler la charge appliquée. Le système est asservi en force figure 4.14.



Fig.4.14 dalle d'essais

# CHAPITRE V

## RESULTATS EXPERIMENTAUX

L'étude expérimentale faite est basée sur l'extensométrie électrique composée de jauges électriques pour mesurer les déformations aux niveaux des joints et des comparateurs, placés au milieu des poutres pour mesurer la flèche centrale. Elle nous a permis de mener une étude sur le comportement réel des différents corps d'épreuve.

### Sommaire

---

V.1 Objectifs et Méthodologie.....	40
V.2 Résultats expérimentaux .....	40
V.3 Poutre N°1 .....	40
V.3.1 Evaluation de la flèche .....	40
V.3.2 Efforts dans les éléments du Noeud1 .....	42
V.3.3 Détermination des efforts et des moments dans les barres .....	42
V.3.4 Diagramme Charge/Effort .....	42
V.3.5 Déformation dans les diagonales du nœud 1 .....	44
V.3.6 Diagramme Charge/Déformation .....	44
V.4 Poutre N°2 .....	45
V.4.1 Diagramme Charge/Flèche .....	45
V.4.2 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales .....	46
V.4.3 Déformation dans les diagonales du nœud 1.....	46
V.4.4 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du nœud 1.....	47
V.5 Poutre N°3 .....	47
V.5.1 Diagramme Charge/Flèche .....	47
V.5.2 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales .....	48
V.5.3 Diagramme Charge/Déformation .....	49

## **V.1. OBJECTIFS ET METHODOLOGIE**

Les objectifs principaux de cette investigation étaient, d'une part d'évaluer le comportement de ce type de poutre, en particulier les joints par une étude expérimentale qui reste une voie majeure permettant de mieux comprendre les phénomènes importants, et d'autre part de valider les résultats ou établir une étude comparative par une analyse numérique en utilisant le logiciel de calcul Abaqus. L'expérimentation est basée d'une part sur l'acquisition des déformations, qui par la suite serviront pour la détermination des efforts, des contraintes et des moments et d'autre part par l'enregistrement des déplacements verticaux et latéraux. Dans chaque poutre deux joints ont été envisagés : un nœud central au point d'application de la charge et un second nœud le plus sollicité dans la membrure inférieure qui se diffère d'une poutre à l'autre.

## **V.2 Résultats expérimentaux**

L'expérimentation est basée d'une part sur l'acquisition des déformations, qui par la suite serviront pour la détermination des efforts, des contraintes et des moments et d'autre part par l'enregistrement des déplacements verticaux et latéraux.

Dans chaque élément du joint quatre jauges sont placées, sur chaque face une jauge. Le tout est relié sur deux chaînes de mesure comprend chacune huit sorties et sont assistées par ordinateur.

La charge ultime de la poutre (charge de rupture) a été caractérisée dans tous les cas par le fait que la poutre n'a pas pu supporter d'autres augmentations de la charge. Une fois qu'une rupture de joint et / ou de membrure s'est produite, la charge appliquée a été retirée d'une manière contrôlée.

Pour chaque poutre, trois types de graphes ont été utilisés pour évaluer le comportement jusqu'à la charge de rupture. L'ordonnée dans chaque cas représente la charge appliquée, et les valeurs tracées comme abscisse est la flèche centrale, les efforts dans les éléments du joint et les déformations dans ces éléments.

### **V.3 Poutre N°1**

#### **V.3.1 Evaluation de la flèche**

Durant les essais de flexion, l'évolution de la flèche, déplacement vertical à mi-travée, a été suivie en relation avec la valeur de la charge appliquée.

### V.3.1 Diagramme Charge/Flèche

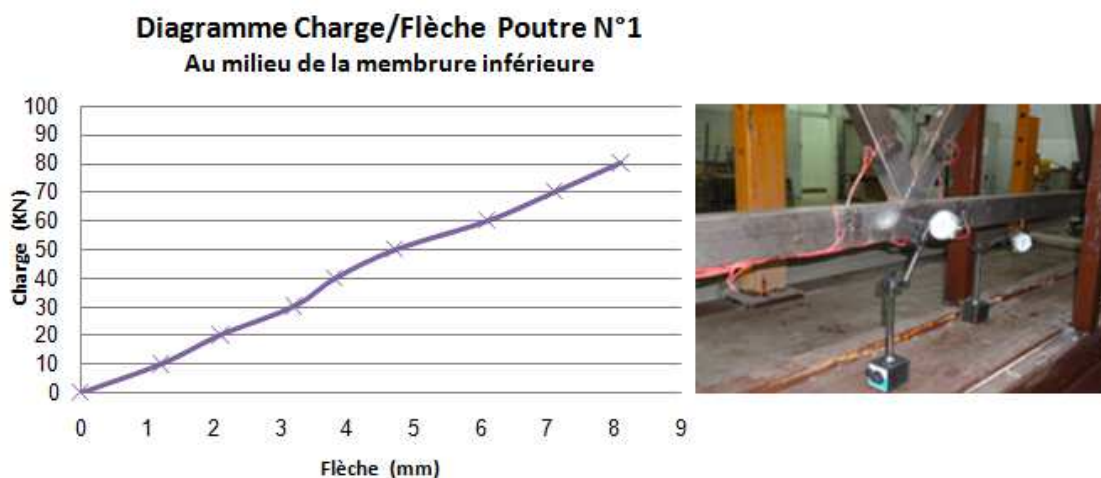


Fig.5.1 Diagramme Charge/Flèche

Selon l'essai expérimental, la poutre est considérée comme rigide et s'est comportée de façon élastique pour des charges modérées allant jusqu'à 30 KN. La flèche est proportionnelle à la charge et l'allure des tracés des courbes de comportement est linéaire. L'expérimentation reflète ainsi ce comportement.

A partir de l'intensité de charge égale à 30 KN et jusqu'au chargement de 50 KN, la vitesse de déformation montre une légère diminution ou un ralentissement de la valeur de la flèche. Ceci est probablement dû au commencement de la plastification de la membrure au point d'application de la charge comme l'indique les illustrations de la figure 5.1.

Au niveau du chargement d'intensité 80 KN, la flèche atteint la valeur de 8 mm. A cette valeur critique du chargement, la membrure supérieure au point d'application de la charge s'est complètement plastifiée. Il y a eu voilement des faces latérales et enfoncement de la face inférieure de la membrure figure 5.2.



Fig.5.2 Plastification de la membrure au point d'application de la charge

### V.3.2 Efforts dans les éléments du Noeud1

Les efforts dans les barres ont été déduits expérimentalement à partir des déformations relevées dans les éléments constituant le joint.

### V.3.3 Détermination des efforts et des moments dans les barres

En utilisant les notations de la figure 5.3, la force axiale et les moments de flexion dans l'élément  $i$  peuvent être écrits comme suit :

$$\text{Force axiale } N_i = \sum_{i=1}^{n=4} \varepsilon_i * E * A = \frac{(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_4)}{4} * E * A \quad (1)$$

$$\text{Moment de flexion } M_{2-4}^i = \frac{E * Z}{2} * (\varepsilon_2 - \varepsilon_4) \quad (2)$$

$\varepsilon_i$  : sont les déformations dans les quatre faces de l'élément considéré

A : Section de l'élément

E : Module de Young

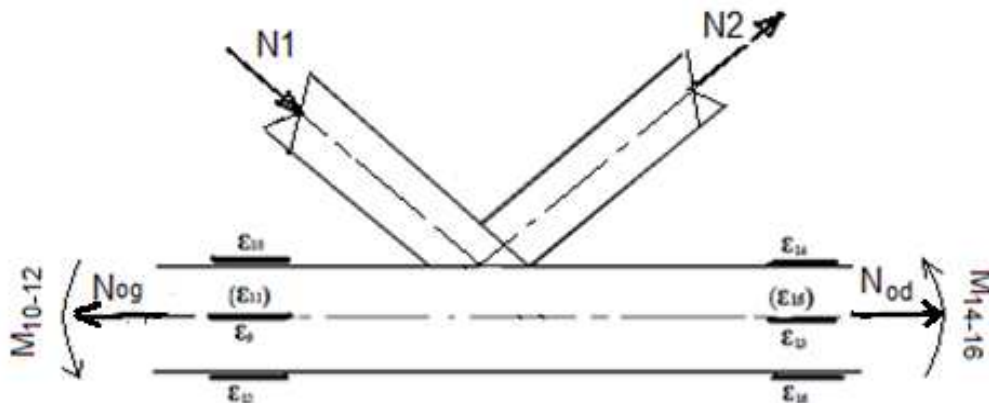


Fig.5.3 : Notations pour les moments et efforts axiaux

### V.3.4 Diagramme Charge/Effort

Le tableau 4 rassemble respectivement les efforts axiaux dans les diagonales déduits des essais du nœud 1 de la poutre P1.

Tableau 4. Valeurs expérimentales des efforts dans les diagonales du nœud 1 (P1)

Charge	Effort (KN)	
	Diagonale Comprimée	Diagonale Tendue
00	-0.00	0.00
10	-5.96	5.14
20	-10.25	9.02
30	-16.36	14.05
40	-20.10	18.05
50	-27.10	23.4
60	-30.60	26.45
70	-36.45	31.55
80	-42.40	35.8

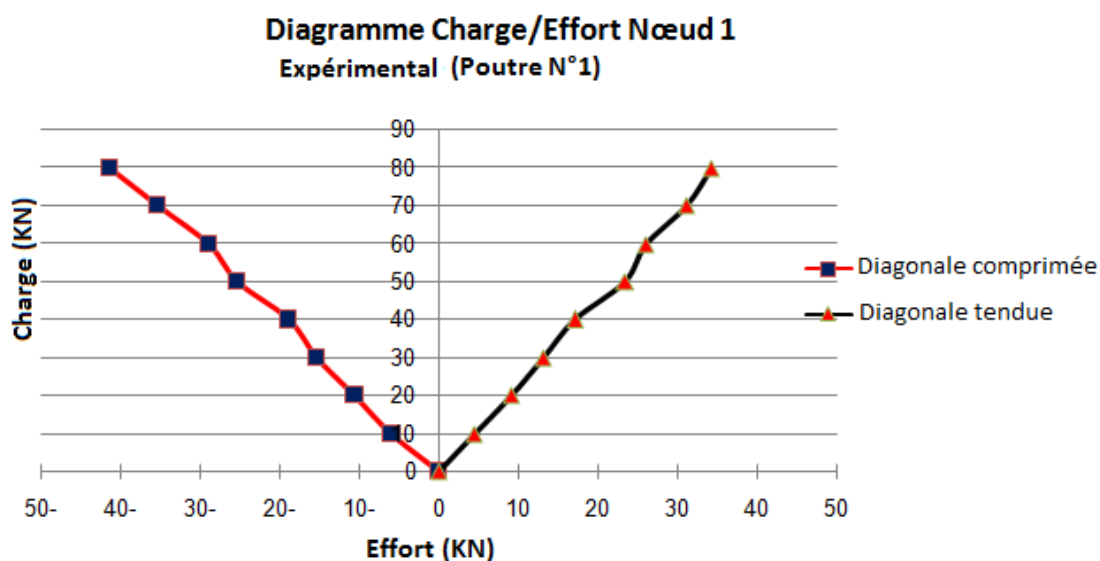


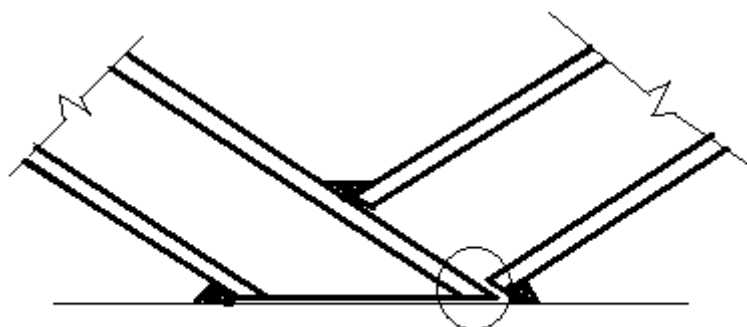
Fig.5.2 Diagramme Charge/Effort dans le nœud 1

La relation entre la charge exercée par le vérin et la force axiale était linéaire pour tous les éléments de la membrure jusqu'au point de rupture (par exemple, voir la figure 5.2). Ceci démontre que la répartition des forces axiales n'était pas significativement influencée par la déflexion globale de la poutre ou la déformation du joint. À la rupture du joint N2, il ne semblait pas y avoir de redistribution des forces axiales dans la section de la membrure (c.-à-d., La relation entre la charge

dynamique et la force axiale dans les diagonales était linéaire jusqu'à la charge de rupture.

La flexion dans les membrures était principalement à courbure simple, avec une double courbure évidente seulement dans les travées d'extrémité. Les moments de flexion dans tous les éléments de la membrure se sont comportés linéairement par rapport à la charge appliquée jusqu'à environ 60 kN, mais à partir de ce moment le comportement était non linéaire. La non-linéarité semble être causée par la plastification de la face de la membrure du nœud 2.

Pour les joints de Warren à recouvrement complet, il est possible que la soudure ait pénétré sous la diagonale tendue et a également aidé le transfert de force via la pointe de la diagonale recouverte et la membrure (Fig.5.3).



**Fig.5.3 Détail de soudure entre diagonales et diagonales avec membrure**

### V.3.5 Déformation dans les diagonales du nœud 1

Les valeurs des déformations se font par lecture directe des déformations enregistrées par les jauges.

### V.3.6 Diagramme Charge/Déformation

Le tableau 5 rassemble les valeurs des déformations dans les diagonales tendues et comprimées déduites de l'expérimentation.

Tableau 5 : Valeurs expérimentales des déformations dans les diagonales du nœud 1 P1

Charge	Déformation $\epsilon_{\text{exp}} \cdot 10^{-6} \mu\epsilon$	
	Diagonale tendue	Diagonale comprimée
00	0,00	0,00
10	63,50	-83,8
20	121,50	-138,9
30	185,45	-220,2
40	251,45	-276,9

50	310,50	-362,5
60	365,85	-418
70	430,60	-504,2
80	490,56	-588,2

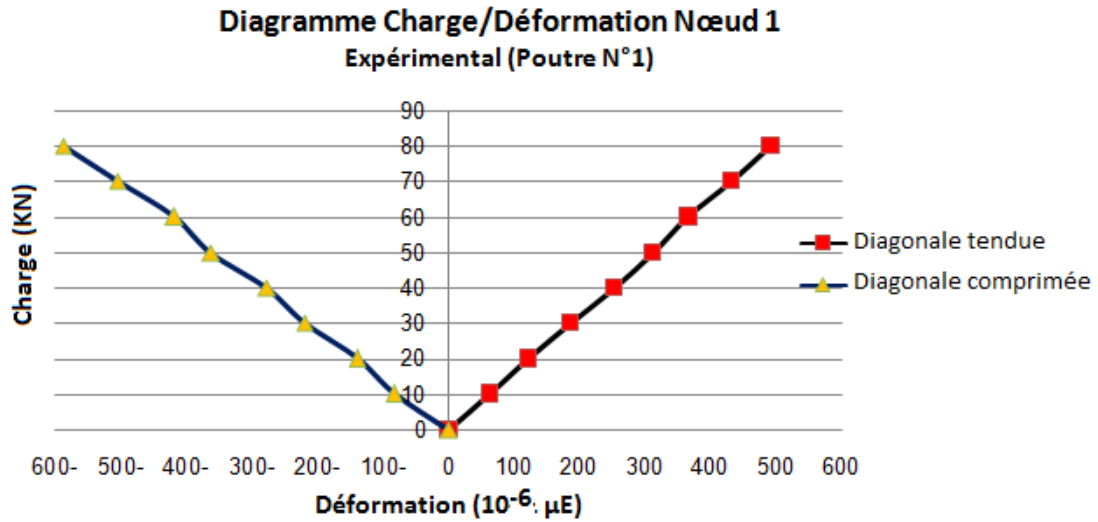


Fig.5.4 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales

Une fois qu'une plastification du nœud au point d'application de la charge est survenue, la relation entre la déformation et la charge appliquée a tendance à devenir non linéaire dans la diagonale comprimée (voir Fig.5.4) pour un chargement entre 40 et 60 KN.

#### V.4 Poutre N°2

##### V.4.1 Diagramme Charge/Flèche

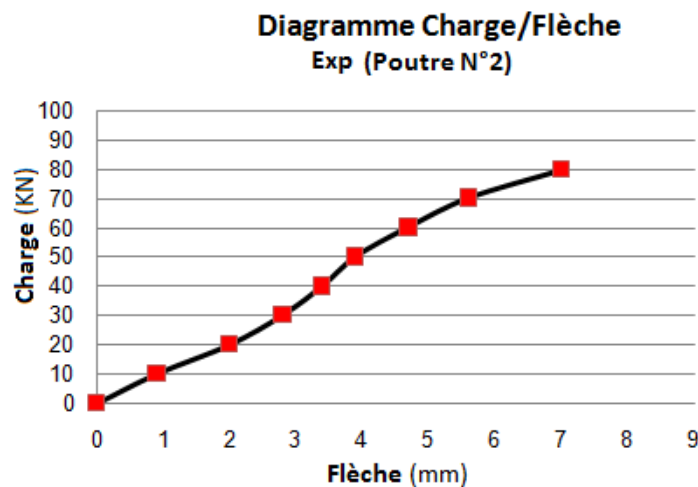


Fig.5.5 Diagramme Charge/Flèche au milieu de la poutre

L'allure de courbe Charge/Flèche reflète le même comportement enregistré dans la poutre 1, sauf que la poutre 2 s'est comportée d'une façon un peu rigide où la flèche maximale était inférieure d'environ 12% à celle enregistrée dans la poutre 1.

#### V.4.2 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales

Tableau 6 Valeurs expérimentales des efforts dans les diagonales du nœud 1 (P2)

Charge	Effort (KN)	
	Diagonale Tendue	Diagonale Comprimée
0,0	0,0	0,0
10	5,2	-4,98
20	11,2	-10,2
30	15,4	-14,9
40	20,1	-19,7
50	25,9	-24,7
60	31,2	-30,9
70	36,1	-35,8
80	43,1	-39,4

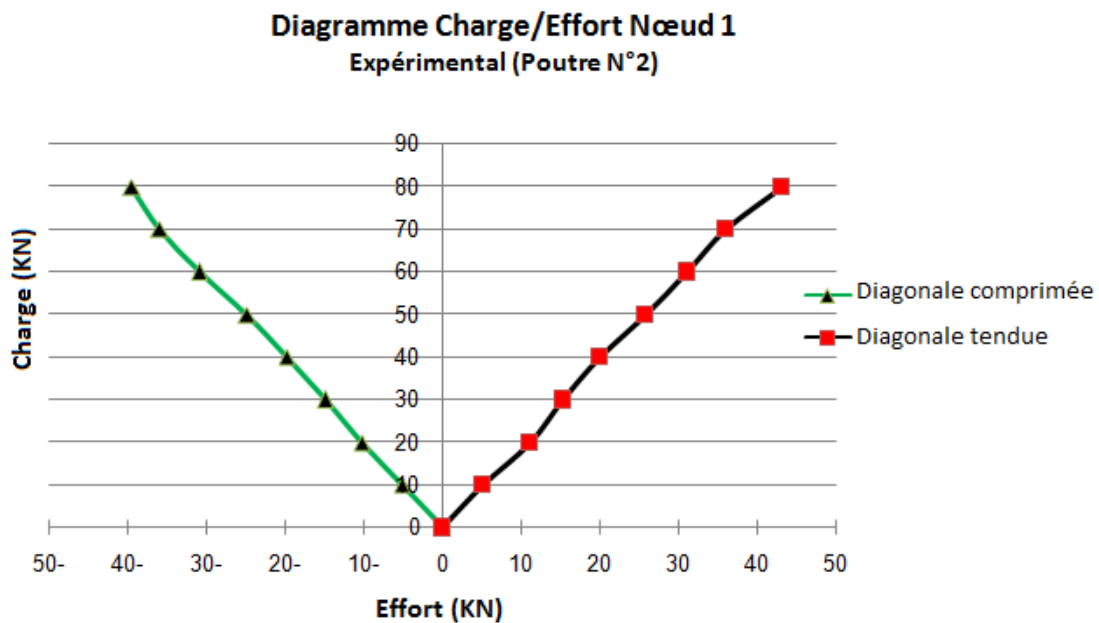


Fig.5.6 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales

#### V.4.3 Déformation dans les diagonales du nœud 1

Le tableau rassemble les valeurs mesurées des déformations dans les diagonales du nœud 1 de la poutre 2 pour les différents niveaux de chargement

#### V.4.4 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du nœud 1

Tableau7 Valeurs expérimentales des déformations dans les diagonales du noeud1 (P2)

Charge	Déformation $\varepsilon_{exp} \cdot 10^{-6} \mu\epsilon$	
	Diagonale Tendue	Diagonale Comprimée
0	0,0	0,0
10	74,5	-70,5
20	142,6	-138,01
30	212	-196,8
40	282	-270,5
50	354,6	-346
60	420,8	-412,5
70	495,3	-480,7
80	570,9	-560,6

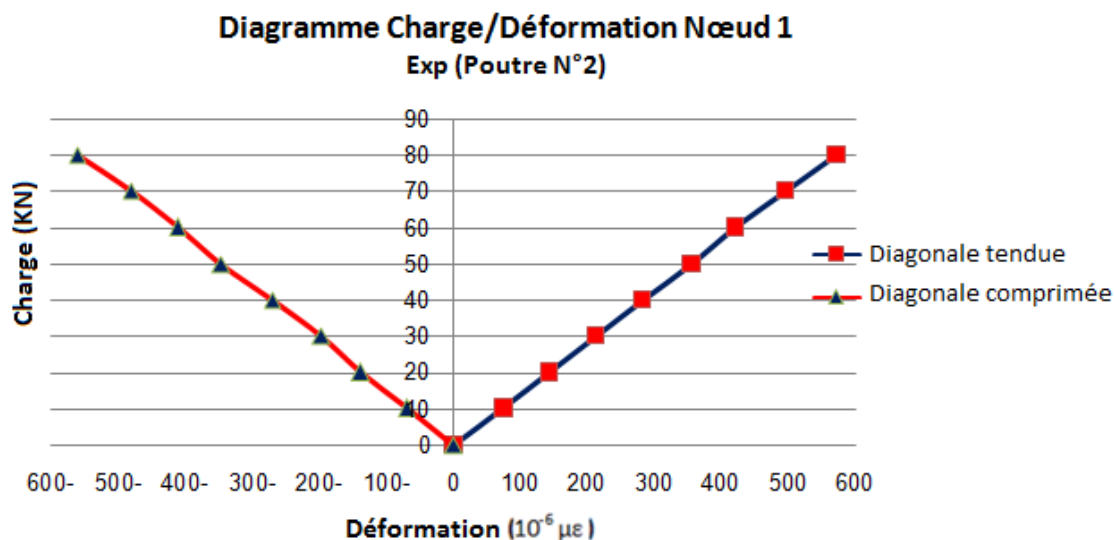


Fig.5.7 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du Nœud 1

La linéarité des courbes exprime le comportement élastique des diagonales du nœud1. Par ailleurs, on constate que malgré les sections des éléments constituant la poutre n'étaient pas grande avec des parois minces, la poutre a pu résister à des chargements importants.

#### V.5 Poutre N°3

##### V.5.1 Diagramme Charge/Flèche

Les valeurs de flèches enregistrées dans la poutre 3 expriment bien la rigidité de celle-ci par rapport aux poutres 1 et 2 où on a enregistré une diminution de la flèche.

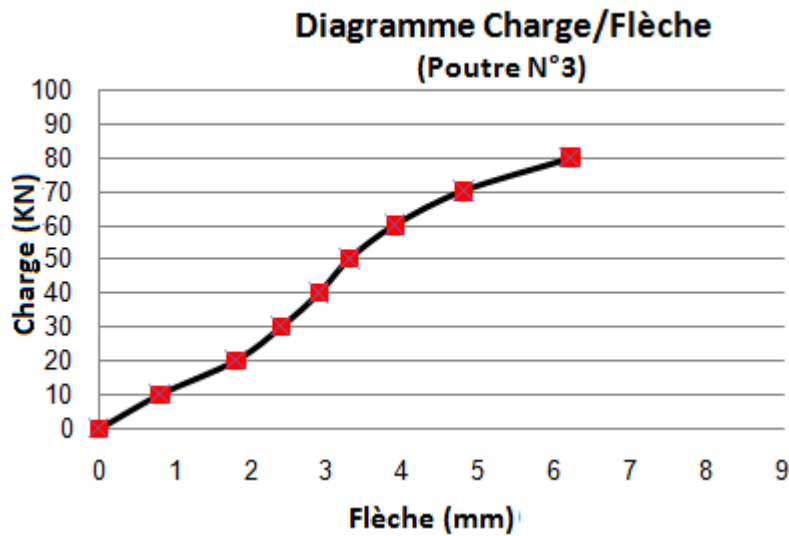


Fig.5.8 Diagramme Charge/Flèche au milieu de la poutre

### V.5.2 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales

Tableau8 Valeurs expérimentales des efforts dans les diagonales du nœud 1 (P3)

Charge	Effort (KN)	
	Diagonale Tendue	Diagonale Comprimée
0	0	0
10	4,5	-5,8
20	9,2	-10,5
30	13,1	-15,3
40	17,2	-18,9
50	23,5	-24,3
60	26,1	-28,9
70	31,2	-34,2
80	34,3	-38,8

Une différence des valeurs entre les forces axiales mesurées dans la diagonale comprimée et tendue a été observé (voir le tableau 4 et 8). Cette différence a été observé dans tous les paliers de chargement allant jusqu'à 15.5%. Dans la plupart des cas la force dans les diagonales comprimées excède celle dans les diagonales tendues. Par ailleurs, on retrouve dans des joints où l'effort dans la diagonale tendue plus grand que dans celle comprimée.

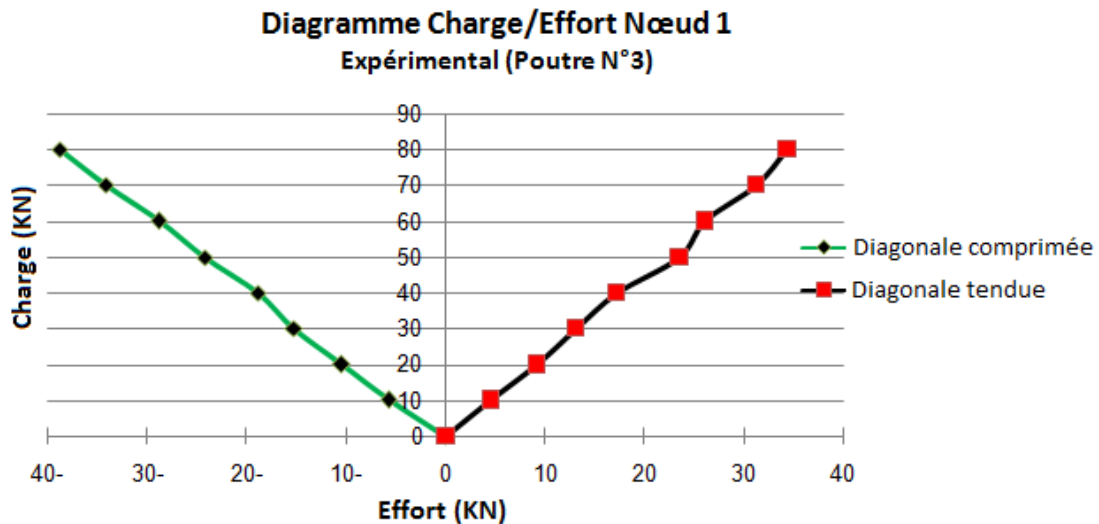


Fig.5.9 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales

La non-linéarité de la relation entre la charge exercée et la force axiale coïncidait avec le commencement de la plastification de la membrure de compression à mi-portée. Le déséquilibre au niveau des joints entre les forces axiales mesurées dans la diagonale tendue et comprimée a été observé dans tous les joints des poutres. Les forces de cisaillement dans les diagonales étaient négligeables par rapport aux forces axiales dans la membrure (de l'ordre de 1%), et ainsi, bien qu'il y ait une interaction entre les deux, elle était insignifiante.

### V.5.3 Diagramme Charge/Déformation

Tableau9 Valeurs expérimentales des déformations dans les diagonales du noeud1 (P3)

Charge	Déformation $\epsilon_{exp} \cdot 10^{-6} \mu\epsilon$	
	Diagonale tendue	Diagonale comprimée
0,0	0,0	0,0
10	65,2	-75.71
20	125,5	-138
30	185,3	-205.7
40	250,1	-269
50	320,0	-338.2
60	370,8	-400.3
70	450,0	-465.1
80	502,0	-531

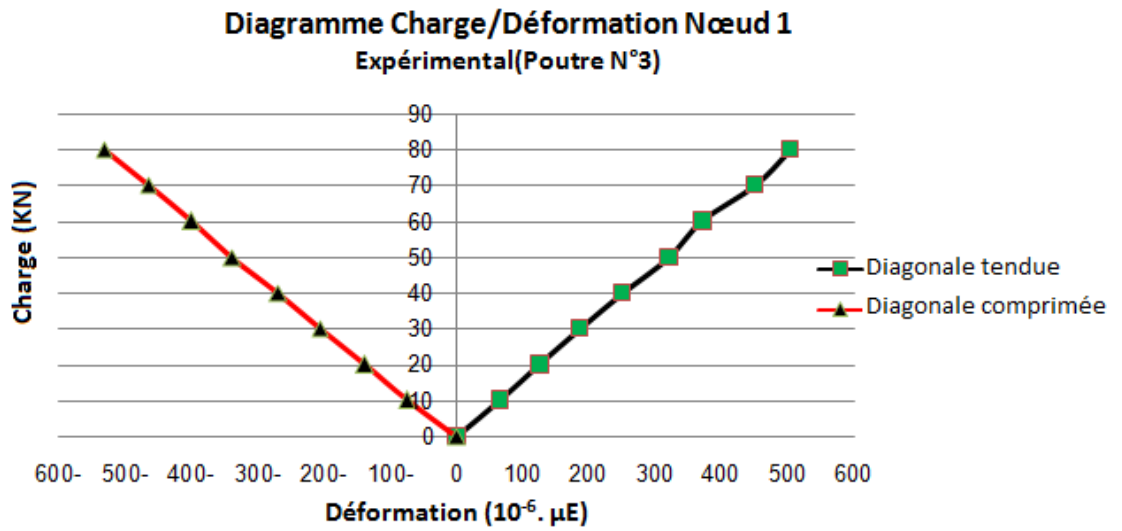


Fig.5.10 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales



Fig.5.11 Plastification du Nœud 2



Fig.5.12 Vue Postérieure

# CHAPITRE VI

## ANALYSE NUMERIQUE

Une analyse numérique utilisant le logiciel (Abaqus) de calcul a été faite afin de valider l'étude expérimentale. Les poutres ont été dessinées en 3D puis analysées. Comme il s'agit de sections creuses minces, l'élément coque qui semble être le plus approprié et qui convient bien pour ce type de section a été adopté. Le logiciel de calcul donne la possibilité de choisir le nombre de nœuds de l'élément choisi ou il le fait d'une façon automatique. Cette approche a permis de déterminer directement les valeurs des déformations, des contraintes, des déplacements et des efforts dans n'importe quel point de la structure. Par ailleurs, une étude comparative a été faite entre les deux approches.

### **Sommaire**

---

VI. Analyse Numérique .....	52
VI.1 Caractéristiques du logiciel ABAQUS .....	52
VI. 2 Présentation du logiciel ABAQUS CAE. ....	52
VI.3 Analyse des résultats et discussions .....	54
VI.4 Poutre P1 .....	54
VI.4.1 Schématisation et maillage .....	54
VI.4.2 Interaction entre les éléments du joint .....	56
VI.4.3 Diagramme Charge/flèche .....	57
VI.4.4 Effort dans les éléments du nœud N1.....	59
VI.4.5 Pourcentage d'erreur entre l'approche numérique et expérimentale.....	60
VI.4.6 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du nœud N1 .....	60
VI.4.7 Déformée de la poutre .....	61
VI.4.8 Contraintes dans le joint N1 .....	63
VI.4.9 Diagramme Charge/Déformation dans le nœud central (N2) .....	65
VI.5 Poutre P2 .....	67
VI.5.1 Schématisation et maillage .....	67
VI.5.2 Diagramme Charge/Flèche .....	68
VI.5.3 Valeurs des efforts dans les éléments du nœud N1 .....	69
VI.5.4 Diagramme Charge/Effort dans les diagonale..s du Nœud 1.....	69
VI.5.5 Diagramme Charge/Déformation .....	69
VI.5.6 Pourcentage d'erreur entre l'approche numérique et expérimentale .....	70
VI.5.7 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du nœud 2 .....	70
VI.6 Poutre P3 .....	71

## **VI. Analyse Numérique**

Une analyse numérique utilisant le logiciel Abaqus de calcul a été menée afin de valider l'étude expérimentale. Les poutres ont été dessinées en 3D puis analysées.

### **VI.1 Caractéristiques du logiciel ABAQUS**

ABAQUS est avant tout un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non-linéaires. La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc..., suivant une syntaxe précise.

### **VI. 2 Présentation du logiciel ABAQUS CAE.**

#### **Les Modules.**

ABAQUS CAE est divisé en unités fonctionnelles appelées modules. Chaque module contient les outils qui sont propres à une partie de la tâche de modélisation.

#### **Le module « PART ».**

Le module Part permet de créer tous les objets géométriques nécessaires à notre problème, soit en les dessinant dans ABAQUS CAE, soit en les important d'un logiciel de dessin tiers.

#### **Le module « PROPERTY ».**

Le module Property permet, comme son nom l'indique, de définir toutes les propriétés d'un objet géométrique ou d'une partie de ces objets.

#### **Le module « ASSEMBLY ».**

Ce module permet d'assembler les différents objets géométriques créés dans un même repère de coordonnées global. Un modèle ABAQUS contient un seul assemblage.

#### **Le module « STEP ».**

Ce module permet de définir toutes les étapes et les requêtes pour le post traitement, c'est à dire le moment (temps) à partir duquel une force est appliquée et jusqu'à

quand, il est aussi possible de créer des forces ou des conditions limites qui s'activent à des moments donnés.

### **Le module « INTERACTION ».**

Grâce ce module, il est possible de spécifier toutes les interactions entre les différentes parties et régions du modèle, qu'elles soient mécaniques, thermiques ou autres. Il faut savoir qu'ABAQUS ne prend en compte que les interactions explicitement définies, la proximité géométrique n'étant pas suffisante.

### **Le module « LOAD » .**

Le module Load permet de spécifier tous les chargements, conditions limites et champs. Il faut savoir que les chargements et les conditions limites sont dépendants des steps, par exemple une force est appliquée au step 1 mais inactive au step 2.

### **Le module « MESH » .**

Ce module contient tous les outils nécessaires pour générer un maillage élément fini sur un assemblage.

### **Le module « JOB ».**

Une fois que toutes les tâches de définition du modèle ont été réalisées, il faut utiliser le module Job pour analyser ce modèle. ABAQUS va alors réaliser tous les calculs nécessaires et en tirer des résultats.

### **Le module « VISUALIZATION ».**

Ce module permet de visualiser le modèle et les résultats, les courbes de charges, les déformations...

Comme il s'agit de sections creuses minces, l'élément coque qui semble être le plus approprié et qui convient bien pour ce type de section a été adopté. Le logiciel de calcul donne la possibilité de choisir le nombre de nœuds de l'élément choisi ou il le fait d'une façon automatique. Cette approche a permis de déterminer directement les

valeurs des déformations, des contraintes, des déplacements et des efforts dans n'importe quel point de la structure.

### VI.3 ANALYSE DES RESULTATS ET DISCUSSIONS

Dans cette étude, l'objectif est d'analyser et d'étudier le comportement du joint central au point d'application de la charge mais surtout d'étudier aussi le comportement du joint près de l'appui. Ce choix est justifié par le fait qu'au niveau de l'appui, l'effort de traction est important pouvant provoquer une rupture de la soudure ou de la diagonale et même aussi des déformation dans la membrure. La force de chargement est appliquée de manière monotone croissante. L'analyse de chaque poutre sera présentée séparément.

#### VI.4 Poutre P1

##### VI.4.1 Schématisation et maillage

La figure 14 montre une schématisation respectivement du joint N2 situé au niveau du point d'application de la charge et du joint N1 situé au voisinage de l'appui.

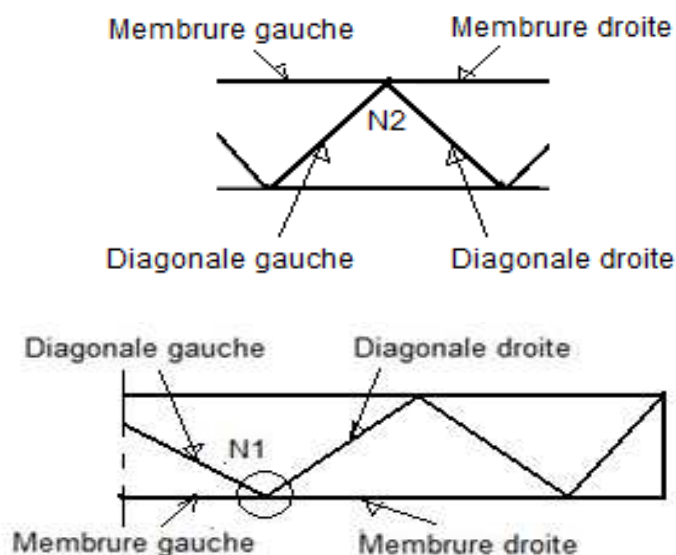


Fig.6.1 : Joints au point d'application de la charge N2 et au voisinage de l'appui N1.

Les figures 6.2, 6.3, 6.4 et 6.5 montrent une schématisation de la poutre, des maillages entrepris et des détails du maillage aux niveaux du joint central au point d'application de la charge et du joint près de l'appui.

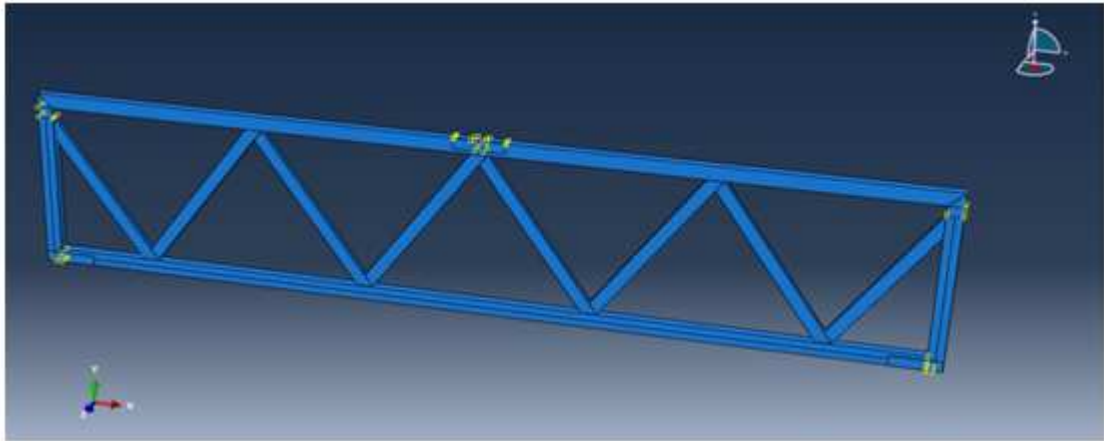


Fig.6.2 Schématisation de la poutre

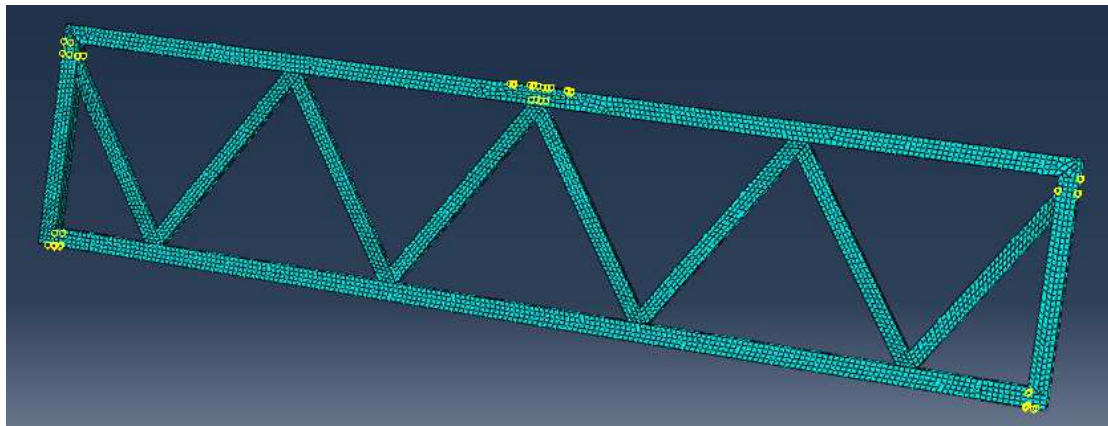


Figure.6.3 Maillage de la poutre

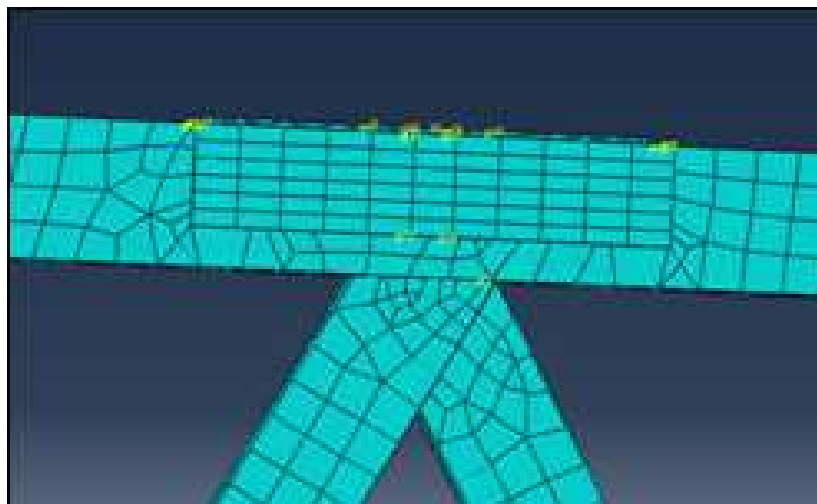


Fig.6.4 Joint central au point d'application de la charge

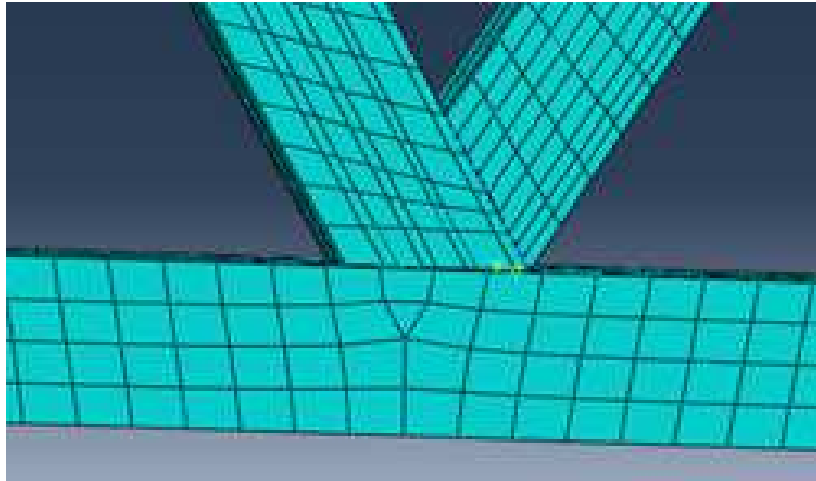


Fig.6.5 Joint près de l'appui

#### VI.4.2 Interaction entre les éléments du joint

Les éléments constituant les joints 1 et 2 sont soudés comme le montrent les illustrations des figures 13 et 14. Bien que la soudure ait un effet sur le comportement des poutres et en particulier aux niveaux des joints en engendrant des contraintes résiduelles, des précautions ont été prises dans la réalisation de l'assemblage des éléments du joint en utilisant des techniques de soudage particulières afin d'éviter l'apparition de déformations importantes et de minimiser l'effet de ces contraintes. Dans l'analyse numérique, il a été introduit les caractéristiques de la soudure.

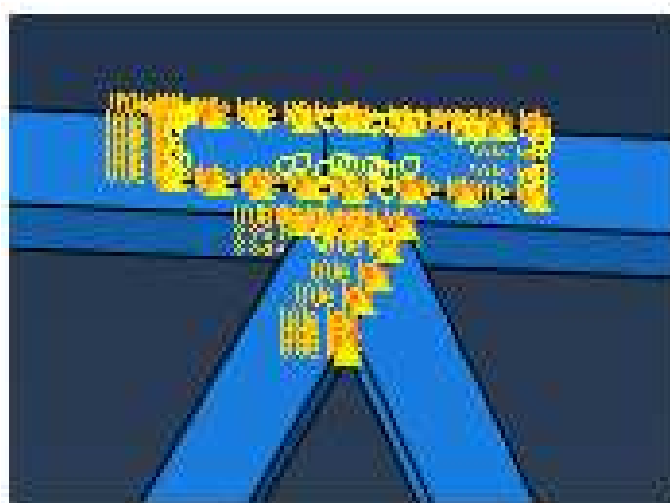


Fig.6.6 soudure au niveau du joint central

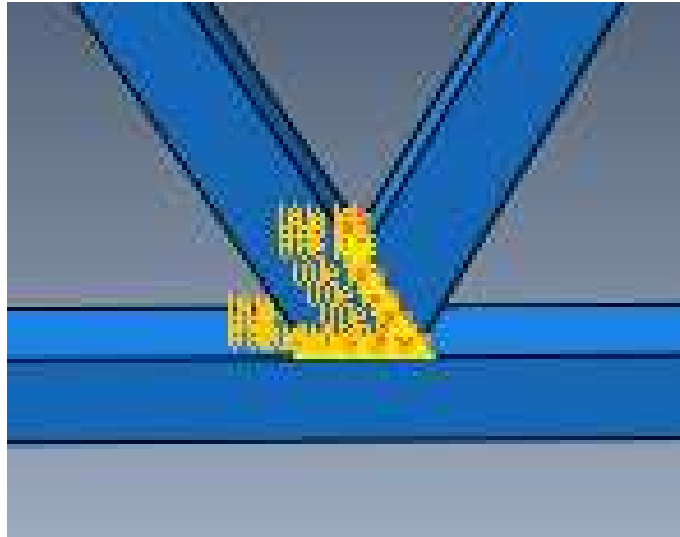


Fig.6.7 soudure au niveau du joint près de l'appui

### VI.4.3 Diagramme Charge/flèche

- Nœud près de l'appui (N1)

La figure 6.8 montre la variation de la flèche au cours du chargement obtenue expérimentalement et numériquement sur la membrure inférieure.

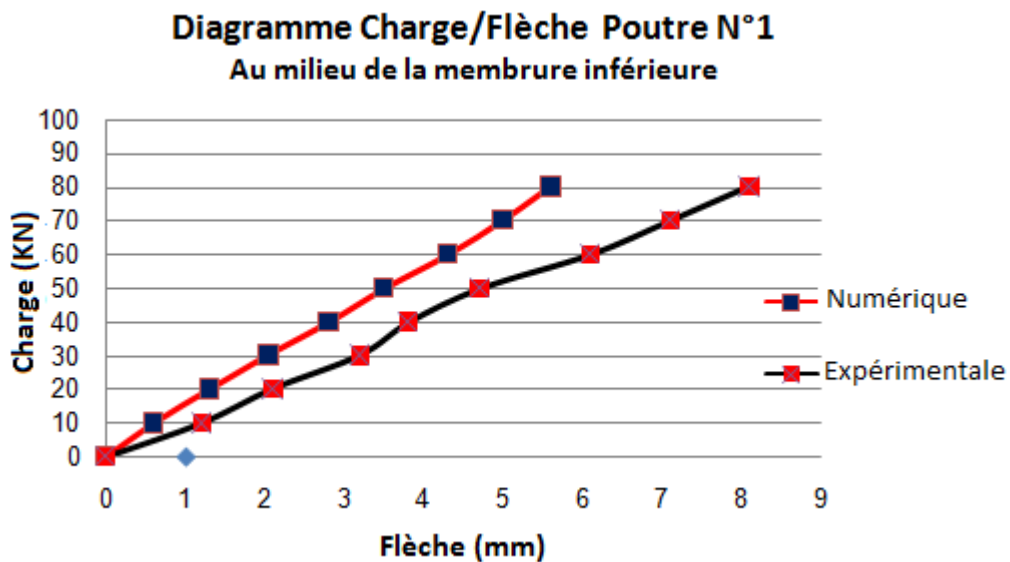


Fig.6.8 Variation charge/flèche à mi-portée

Un graphique de la flèche à mi-portée par rapport à la charge appliquée est illustré dans la Figure 6.8. Les résultats de l'analyse numérique ont été tracés avec les résultats des tests obtenus. L'analyse numérique de la poutre a été effectuée dans la gamme élastique linéaire, le diagramme était évidemment, constamment linéaire. Cependant, comme l'indiquent les illustrations de la figure 6.8 et 6.9, dans le cas du

diagramme d'essai, le départ de la linéarité s'est produit très tôt. La linéarité a été conservée jusqu'à une charge de 30 kN et était par la suite non linéaire.



Fig.6.9 Plastification de la membrure supérieure au point d'application de la charge

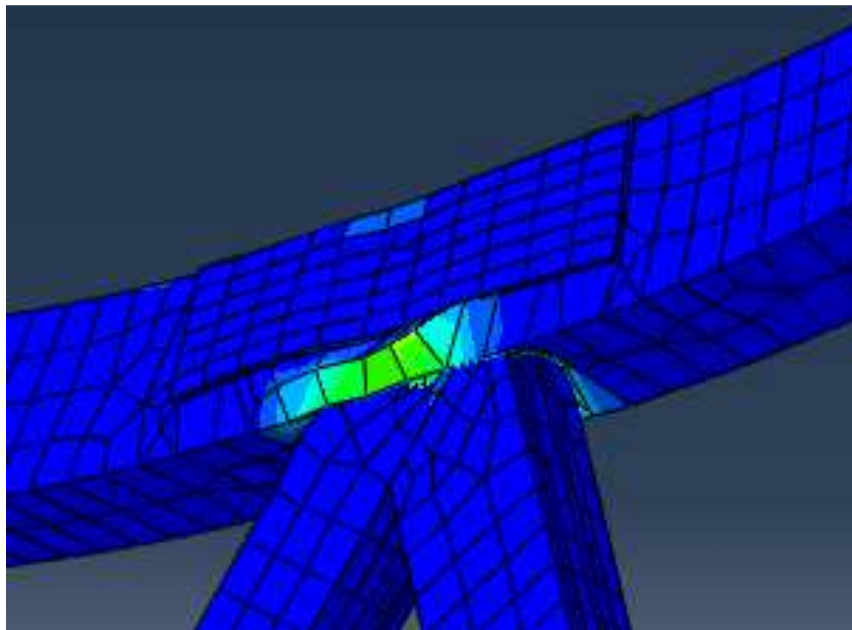


Fig.6.10 Plastification de la membrure supérieure au point d'application de la charge

Au niveau du chargement d'intensité 80 KN, la flèche atteint la valeur de 8 mm. A cette valeur critique du chargement, la membrure supérieure au point d'application de la charge s'est complètement plastifiée. Il y a eu voilement des faces latérales et enfoncement de la face inférieure de la membrure. Par ailleurs, cette plastification qui s'est produite au niveau du joint central a influé sur la répartition de la charge, provoquant ainsi un déversement latéral de la poutre. Ce mode de ruine est le plus courant pour les assemblages des membrures à parois minces. Par ailleurs, ce mode a

été constaté aussi bien à travers l'étude expérimentale que celle numérique qui a abouti aux mêmes allures de déformations aux niveaux des parois et de la partie inférieure de la membrure (Fig.6.9 et 6.10).

#### VI.4.4 Effort dans les éléments du nœud N1

Le tableau 10 rassemble les valeurs des efforts dans les diagonales tendues et comprimées déduites de l'expérimentation et de l'analyse numérique, ainsi que les pourcentages entre les deux approches pour chaque niveau atteint par le chargement.

**Tableau 10.** Effort axial dans les barres du noeud1 et pourcentage d'erreur (Poutre1)

Charge (KN)	Effort axial (KN)											
	Diagonales			Membrure inférieure								
	Numérique		Expérimentale		Pourcentage		Numérique		Expérimentale		Pourcentage	
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>1exp</sub>	N <sub>2exp</sub>	P <sub>1d</sub>	P <sub>2d</sub>	N <sub>od</sub>	N <sub>og</sub>	N <sub>odexp</sub>	N <sub>ogexp</sub>	P <sub>od</sub>	P <sub>og</sub>
0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-4.9	4.25	-5.96	5.14	-17.7%	-17.3%	5.6	11.4	6.40	12.47	-12.5%	-8.5%
20	-9.2	8.50	-10.25	9.02	-10.2%	-5.7%	11.1	22.7	14.32	24.62	-22.4%	-7.7%
30	-14.1	12.60	-16.36	14.05	-13.5%	-10.3%	16.8	34.1	19.84	39.58	-15.3%	-13.8%
40	-18.0	17.05	-20.10	18.05	-10.2%	-5.5%	22.5	45.5	28.10	50.46	-19.9%	-9.8%
50	-23.6	21.3	-27.10	23.4	-12.9%	-8.9%	28.1	56.9	35.87	60.59	-21.6%	-6.0%
60	-27.8	25.30	-30.6	26.45	-9.1%	-4.3%	33.7	68.2	39.90	74.50	-15.5%	-8.4%
70	-32.35	29.7	-36.45	31.55	-11.2%	-5.8%	39.3	79.6	45.87	85.98	-14.3%	-7.4%
80	-37.10	34.05	-42.4	35.8	-12.5%	-4.8%	44.4	91.1	51.65	97.10	-14.0%	-6.1%

N<sub>d</sub> : Effort dans la membrure droite du nœud N1

N<sub>g</sub> : Effort dans la membrure gauche du nœud N1

P<sub>1d</sub>, P<sub>2d</sub>, P<sub>od</sub> et P<sub>og</sub>: Pourcentage d'erreur entre numérique et expérimentale =  $(X_n - X_e) \cdot 100 / X_e$

#### VI.4.5 Diagramme Charge/Effort dans le nœud 1

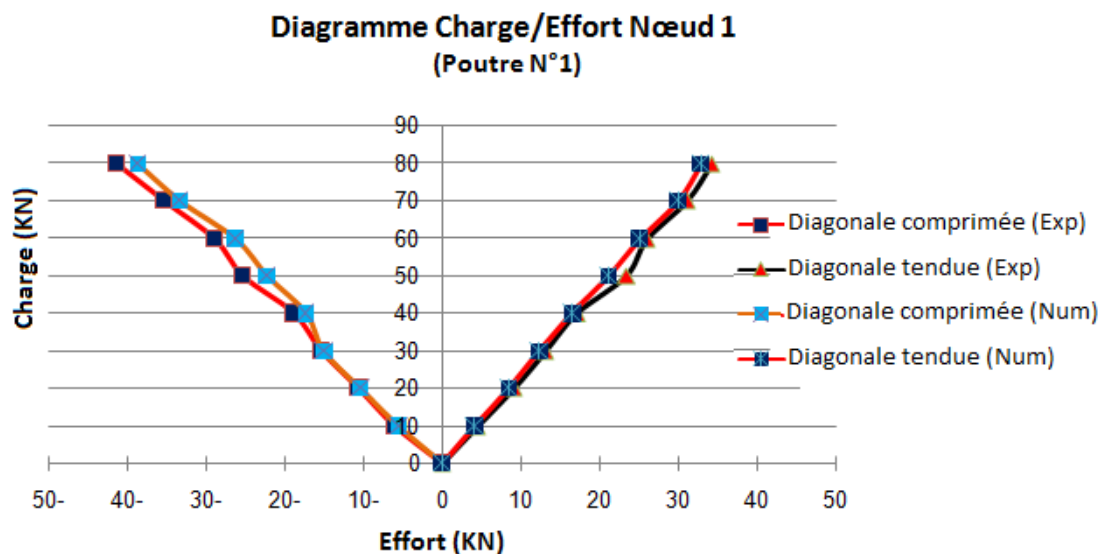


Fig.6.11 Variation charge/ effort dans les diagonales du joint N1

Les courbes expérimentales sont parfaitement corrélées avec les courbes numériques.

La linéarité des graphes de la figure 6.11 représentant respectivement la variation de l'effort axial en fonction de la charge dans les diagonales du joint N1. Le diagramme reflète le comportement élastique des éléments du joint.

#### VI.4.5 Pourcentage d'erreur entre l'approche numérique et expérimentale

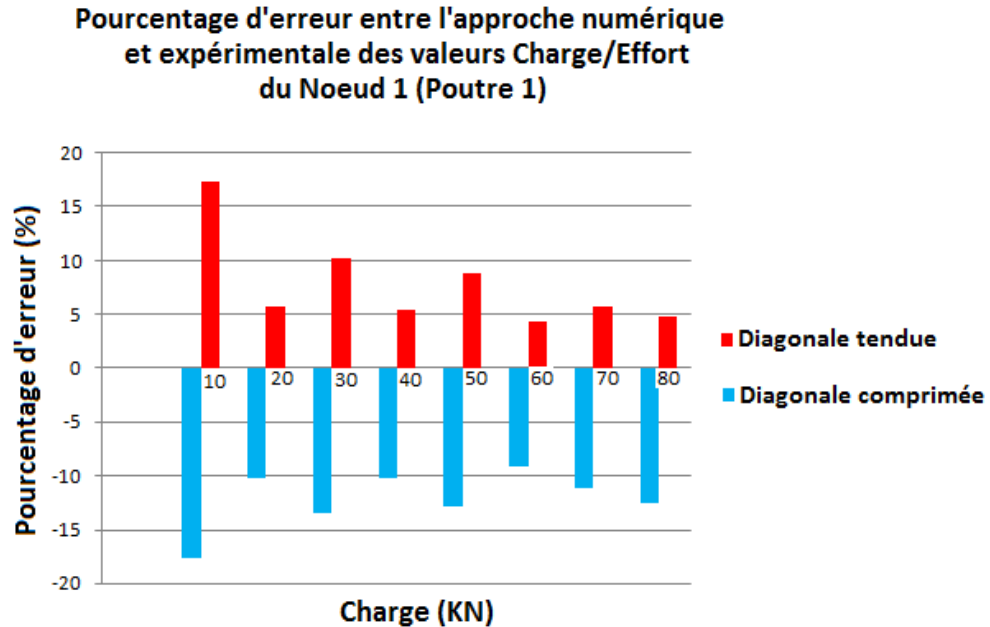


Fig.6.12 Pourcentage d'erreur entre approche numérique et expérimentale

Les résultats aussi bien théoriques qu'expérimentaux sont très proches. Pour les barres tendues la différence est en moyenne de 8%, et pour les barres comprimées elle atteint 11%. Cet écart a vraisemblablement pour origine des incertitudes expérimentales qui n'en rendront pas moins pertinentes les comparaisons entre les comportements des différentes poutres.

#### VI.4.6 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du nœud N1

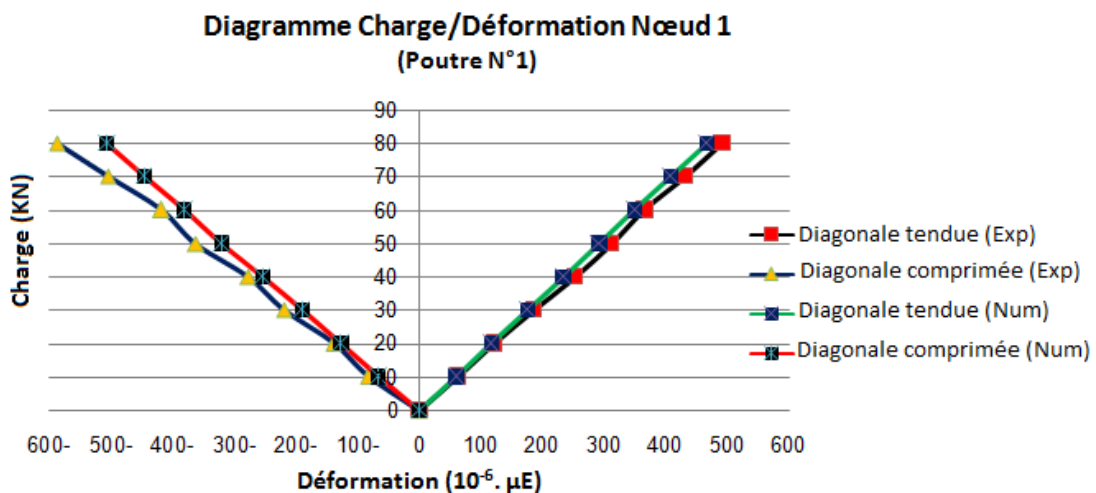


Fig.6.13 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du Nœud 1

#### VI.4.7 Déformée de la poutre

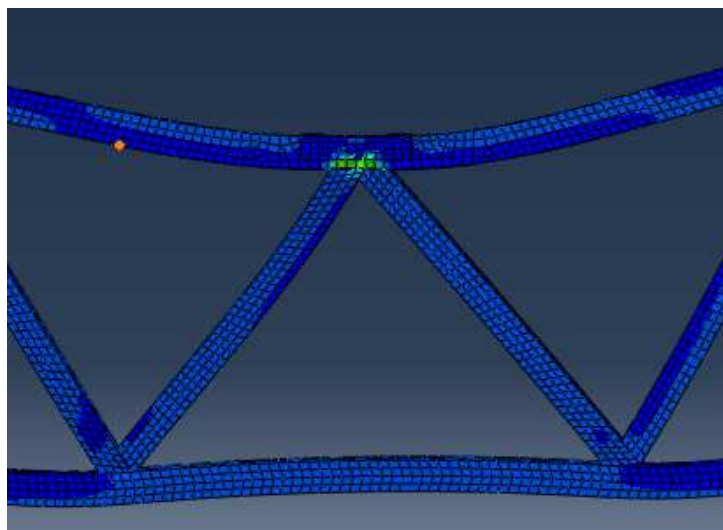


Fig.6.14 Déformation de la poutre

Les valeurs de la flèche obtenues par l'analyse expérimentale sont nettement supérieures à celles obtenues par l'analyse numérique. Cela est dû à de nombreux paramètres nécessitant des analyses plus poussées pour les identifier. On peut cependant citer entre autres la rectitude, les pertes des propriétés de l'acier, la dégradation progressive de la soudure ...

En comparaison avec les tests effectués sur des poutres de 100x100x4 mm et de 100x100x5 mm par Eastwood et Wood [1] durant lesquels la flèche maximale a été enregistré au milieu, Il en est de même pour la présente étude réalisée sur des poutres de sections creuses rectangulaires minces de 70x50x2.5 mm.

L'analyse numérique réalisée grâce à l'utilisation d'Abaqus et selon la déformée de la poutre (Fig.6.14) semble indiquer que les valeurs maximales se localisent aux niveaux des nœuds gauche et droit du tronçon central. Ce constat reste à vérifier dans d'autres études expérimentales.

Les barres constituant le nœud 1 situé près de l'appui (Fig.6.15) montrent un comportement élastique et sont bien loin de la valeur limite de leur résistance.



Fig.6.15 Nœud près de l'appui

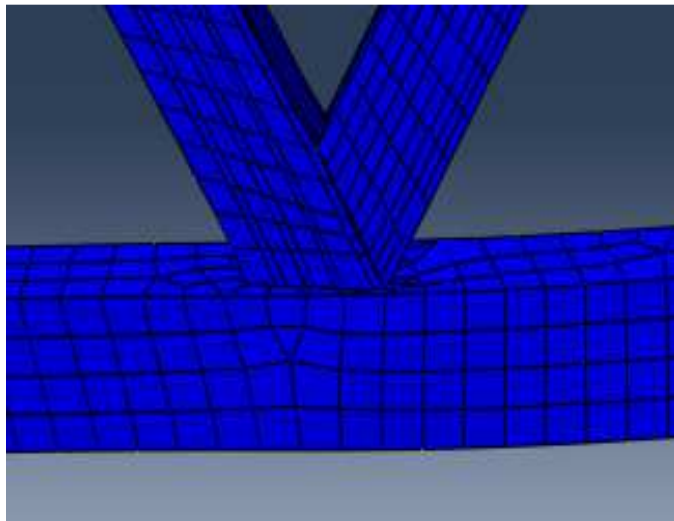


Fig.6.16 Comportement élastique des éléments du nœud N1 près de l'appui

Les illustrations des figures 6.17 et 6.18 donnent un aperçu de la simulation numérique du mode de déformation du joint 1 situé près de l'appui.

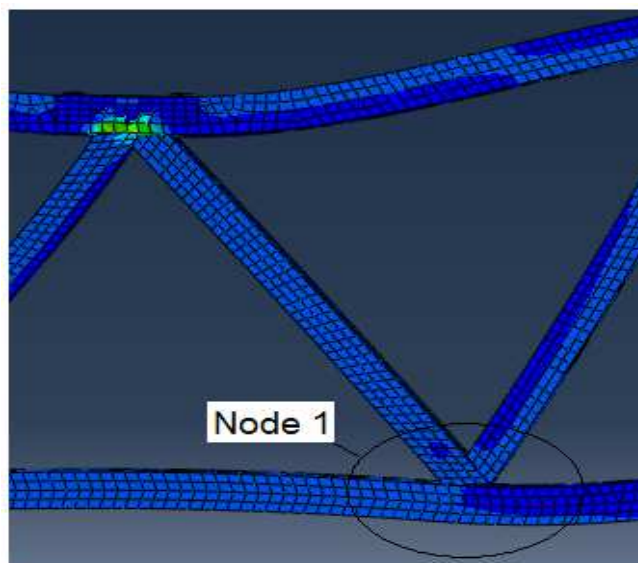


Fig.6.17 Déformation du joint 1

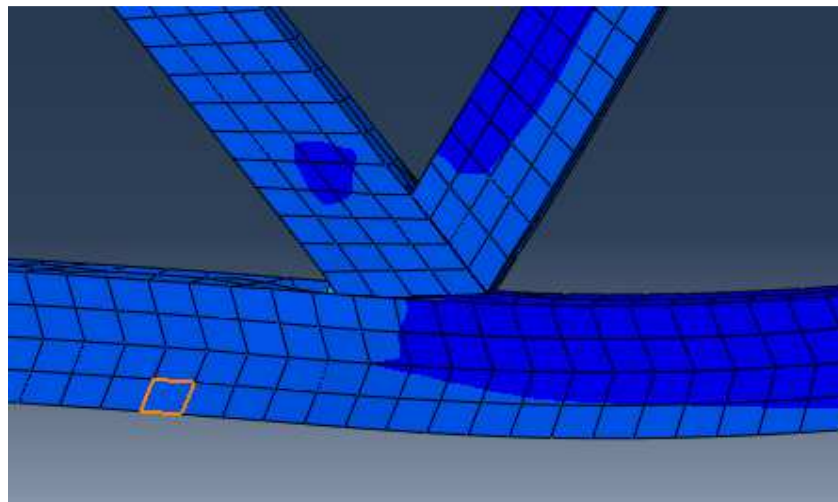


Fig.6.18 Détail du joint 1

#### VI.4.8 Contraintes dans le joint N1

Il est à noter que dans ce cas le transfert des charges d'une diagonale à l'autre se fait directement (la face de la membrure dans le joint est très peu impliquée). Dans ce cas, de recouvrement complet, la membrure avait très peu de chance de montrer sa grande flexibilité. Pour cette raison, le joint à recouvrement est plus rigide que celui avec espacement sauf que, les contraintes devaient être beaucoup plus faibles.

Comme on peut le voir sur le tableau, les contraintes sont inférieures à la limite d'élasticité mesurée de l'acier utilisé.

Tableau .11 des valeurs de contrainte dans le joint N1

Charge KN	$\sigma_{exp}$ dans les diagonales MPa		$\sigma$ dans les diagonales MPa		$(\sigma - \sigma_{exp}) / \sigma_{exp} \cdot 100$		$\epsilon_{exp}$ dans les diagonales $10^{-6} \mu\epsilon$		$\epsilon$ dans les diagonales $10^{-6} \mu\epsilon$		$(\epsilon - \epsilon_{exp}) / \epsilon_{exp} \cdot 100$	
	tendue	Comprimée	tendue	Comprimée	Tendue	Comprimée	tendue	Comprimée	tendue	Comprimée	tendue	comprimée
10	13,335	17,71	12,442	14,069	7,17%	25,8%	63,5	-25,3	59,4	-20,4	6,9%	24,0%
20	25,515	29,652	24,61	26,891	3,6%	10,2%	121,5	-42,36	116,4	-38,4	4,3%	10,3%
30	38,944	46,613	36,915	40,336	5,4%	15,5%	185,45	-66,59	174,67	-57,6	6,1%	15,6%
40	52,804	58,45	49,22	53,782	7,28%	8,6%	251,45	-83,5	232,87	-76,7	7,9%	8,8%
50	65,1	77	61,525	67,227	5,8%	14,5%	310,5	-110,2	291,08	-95,9	6,6%	14,9%
60	76,828	87,745	73,831	80,831	4,0%	8,5%	365,85	-125,35	349,3	-114	4,7%	9,9%
70	90,426	105	86,14	94,123	4,9%	11,5%	430,6	-150	407,54	-134	5,6%	11,9%
80	103,017	124,45	98,445	107,569	4,6%	15,7%	490,56	-177,79	465,76	-153	5,3%	16,2%

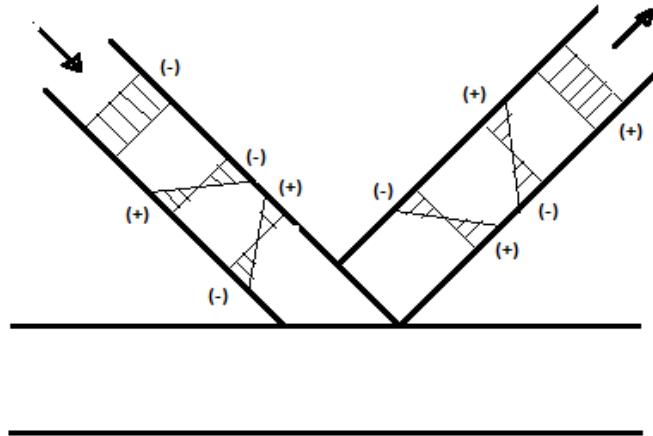


Fig.6.18\* Contraintes dans les diagonales avec l'effet du moment

La contrainte la plus élevée était sur la face de la membrure dans le joint, se produisant d'une façon directe de la diagonale comprimée avec la face de la membrure. Et le long de la face extérieure de la diagonale tendue avec la membrure.

D'après des études les niveaux de contrainte dans le joint à recouvrement étaient très faibles comparés à ceux obtenus dans un joint avec espacement, sont de l'ordre d'environ de 6. Cette grande différence dans les rapports peut s'expliquer par le fait que le joint à espacement était très flexible par rapport au joint avec recouvrement

Il est à noter que le joint de recouvrement considéré dans l'analyse, la diagonale tendue recouvre celle comprimée. Il aurait été intéressant de voir l'effet du sens de recouvrement avec le cas de la diagonale comprimée recouvrant celle tendue.

Pour toute autre structure où la fatigue est source d'inquiétude. Il est donc important de connaître le niveau des contraintes au niveau des joints et de pouvoir les concevoir sur cette base.

La majeure partie de l'analyse de la littérature disponible dans le domaine de la prédiction de la distribution des contraintes dans les connexions SHS concerne celle des tubes (CHS). Avec l'utilisation de tubes dans la construction des plates-formes marines, et la facilité avec laquelle ces structures échouent par la fatigue et la propagation des fissures, de nombreuses méthodes d'analyse des contraintes ont été développées au fil des années.

Dans la catégorie F. E, Reimer et al [26] ont utilisé des éléments de coque isoparamétriques en 3-D pour analyser la répartition des contraintes dans les joints tubulaires avec différentes configurations. Le travail faisait partie d'un projet soutenu par la compagnie pétrolière Shell. Les mailles des joints de type K, T-K, T et X ont

été prises en compte et des géométries de profil de soudure ont été incluses dans l'analyse. Les auteurs ont utilisé un programme appelé FEATJ (analyse par éléments finis des assemblages tubulaires).

Les auteurs ont reconnu le fait que la méthode F. E n'a aucune limitation, surtout si les zones d'intersection sont modélisées avec précision. D'un autre côté, le choix de l'une de ces méthodes peut dépendre du type de résultats attendus.

D'autres chercheurs ont utilisé la technique des éléments finis pour effectuer une analyse de contrainte paramétrique des joints tubulaires T / Y et K carré soumis à des charges axiales et des moments fléchissant dans le plan et hors plan. Ils ont utilisé vingt-deux paramètres géométriques pour développer les facteurs de concentration de contraintes (SCF) pour les joints T / Y et K dans le RHS. Ce travail récent est l'un des très rares projets concernés par la détermination des SCF pour les connexions RHS (la plupart des travaux dans ce domaine concernaient les connexions CHS).

#### VI.4.9 Diagramme Charge/Déformation dans le nœud central (N2)

La figure 6.19 illustre la courbe contrainte-déformation ou loi de comportement des diagonales comprimées droite et gauche du joint N2.

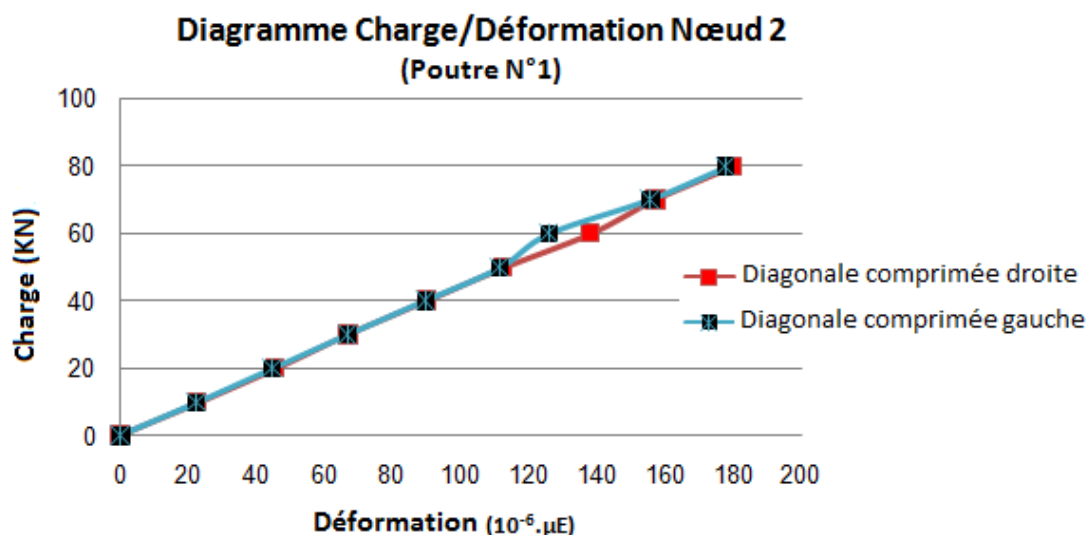


Fig.6.19 Variation Charge/Déformation dans les diagonales comprimées droite et gauche du joint N2

La linéarité des points expérimentaux traduit le comportement élastique des diagonales qui ne montrent aucun signe de plastification.

Sur la base de l'ensemble des résultats obtenus, un constat indique que la quasi linéarité des graphes des lois de comportement décrit parfaitement le comportement

élastique des joints à l'exception du joint central au point d'application de la charge comme il a été illustré par l'analyse numérique et expérimental.

En effet, l'essai expérimental fait constater que les membrures constituant le nœud 2, comparativement à celles du nœud 1, ont subi de grandes déformations allant jusqu'à la plastification complète. Cette variation est caractérisée par, une première phase quasi linéaire durant laquelle il est couramment admis que la sollicitation n'a entraîné que des valeurs faibles de contraintes et de déformations. La deuxième phase est caractérisée par une non linéarité correspondant au comportement plastique des éléments constituant le nœud. Cette plastification a débuté à partir d'un chargement d'environ de 30KN, passant par un palier, avant d'enregistrer un accroissement des contraintes et des déformations dans la membrure du nœud. Une troisième phase voit son origine au pic de charge qui correspond à la plastification complète de la membrure, donnant des valeurs de contrainte d'environ 200 MPa au voisinage du nœud.

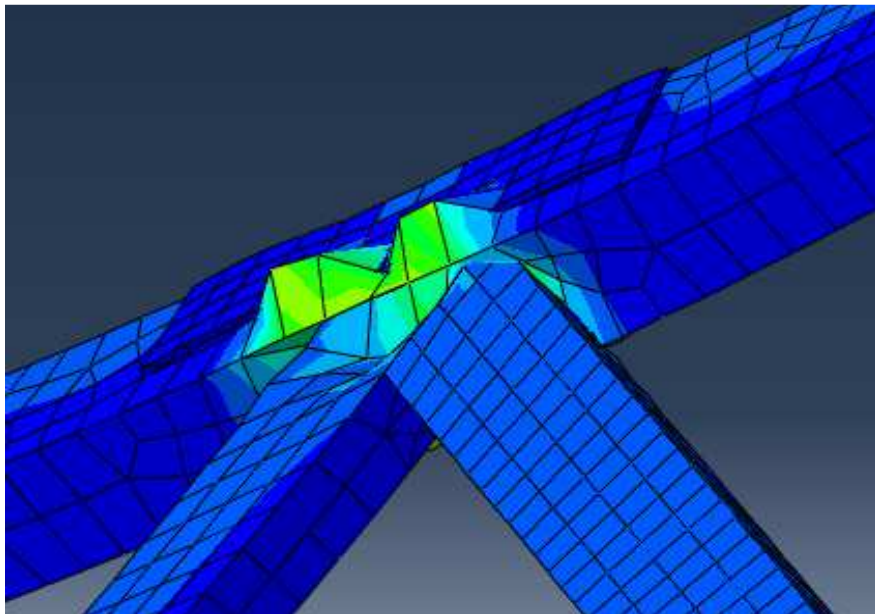


Fig.6.20 Déformation du nœud 2 (Abaqus)



Fig.6.21 Déformation du nœud 2 (Expérimental)

## VI.5 Poutre P2

### VI.5.1 Schématisation et maillage

La figure 6.24 montre une schématisation respectivement du joint N2 situé au niveau du point d'application de la charge et du joint N1 situé au voisinage de l'appui

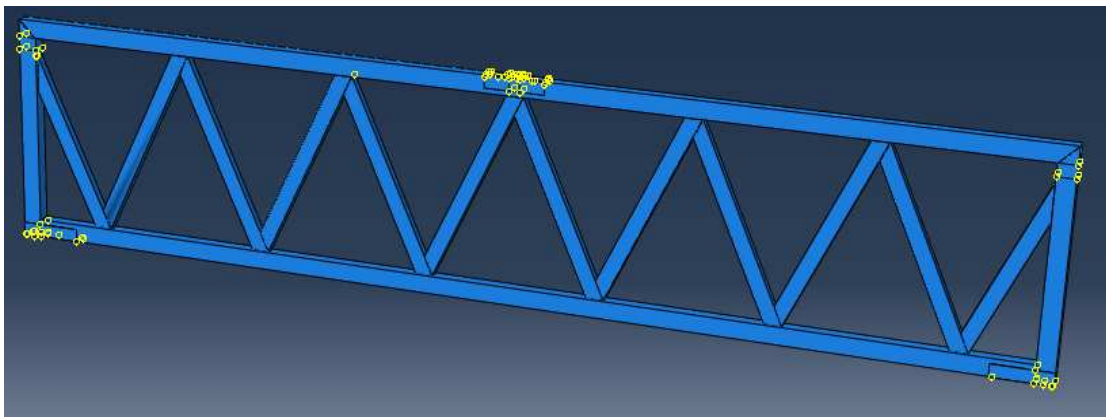


Fig.6.22 Schématisation de la poutre

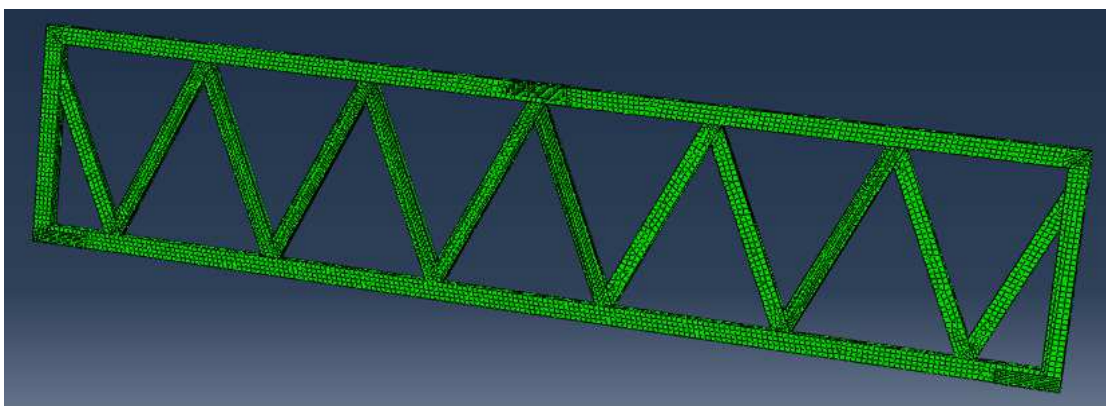


Fig.6.23 Maillage de la poutre

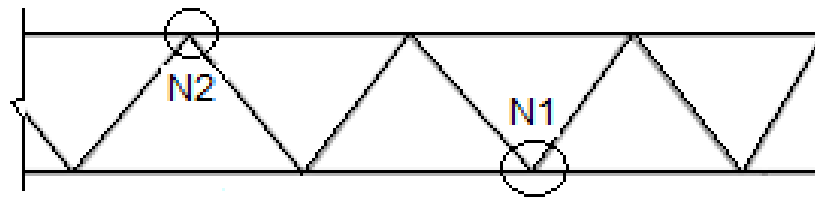


Fig.6.24 Joints respectivement au point d'application de la charge N2 et au voisinage de l'appui N1.

### VI.5.2 Diagramme Charge/Flèche

- Nœud près de l'appui (N1)

Les figures 6.25, 6.26 et 6.27 représentent respectivement la flèche, l'effort axial et les déformations dans les diagonales en fonction de la charge appliquée, calculée et expérimentale dans le joint 1 de la poutre 2. Elles expriment la loi de comportement de ces diagonales ainsi que la courbe charge-déformation des diagonales comprimée gauche et droite du nœud 2.

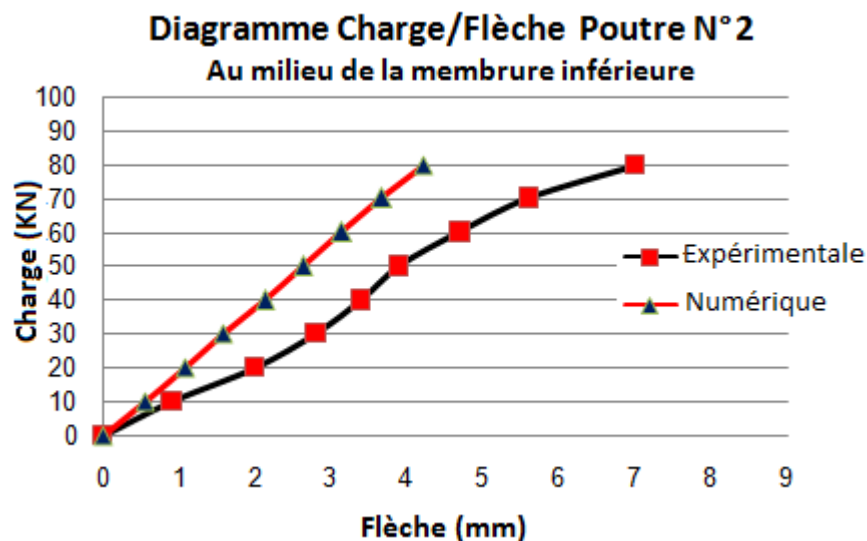


Fig.6.25 Diagramme Charge/Flèche

Avant toute analyse des résultats, il convient de préciser que les tracés numériques surestiment la rigidité des poutres, mais que cet état de fait est aussi bien valable pour les trois poutres. Cet écart a vraisemblablement pour origine des incertitudes expérimentales. Le diagramme de la figure.6.25 montre la flexion à mi-travée pour différents cas d'analyse. L'écart entre les différents résultats est considéré comme bon et l'erreur est dans les environs de 12%. Ceci est une indication très claire que les déformations locales des joints n'ont pas influencé significativement la flexion globale de la poutre.

### VI.5.3 Valeurs des efforts dans les éléments du nœud N1

Tableau12 Effort axial dans les barres du noeud1 et pourcentage d'erreur (Poutre2)

Charge (KN)	Effort axial (KN)											
	Diagonales						Membrane inférieure					
	Numérique		Expérimentale		Pourcentage		Numérique		Expérimentale		Pourcentage	
N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>1exp</sub>	N <sub>2exp</sub>	P <sub>1d</sub>	P <sub>2d</sub>	N <sub>od</sub>	N <sub>og</sub>	N <sub>od exp</sub>	N <sub>og exp</sub>	P <sub>od</sub>	P <sub>og</sub>	
00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	00	
10	-4.52	4.9	-4.61	5.2	-2.0%	-5.7%	3.5	7.5	3.9	8.1	-10.2%	-7.4%
20	-9.04	9.8	-9.75	11.2	-7.2%	-12.5%	7.0	15.1	7.6	16.5	-7.8%	-8.4%
30	-13.6	14.7	-14.4	15.9	-5.5%	-7.5%	10.6	22.7	11.5	24.3	-7.8%	-6.5%
40	-18.1	19.5	-19.1	22.1	-5.2%	-11.7%	14.2	30.2	15.7	33.0	-8.4%	-8.4%
50	-22.6	24.4	-23.7	26.7	-4.6%	-8.6%	17.7	37.4	19.1	41.2	-7.3%	-9.2%
60	-27.1	29.7	-28.4	32.4	-4.5%	-8.3%	21.3	44.9	23.8	48.6	-10.5%	-7.6%
70	-31.6	34.2	-33.8	38.1	-6.5%	-10.2%	24.6	52.9	27.2	59.1	-9.5%	-10.4%
80	-36.2	39.2	-38.4	43.5	-5.7%	-9.8%	28.4	59.9	31.5	64.8	-9.8%	-7.5%

N<sub>d</sub> : Effort dans la membrure droite du nœud N1

N<sub>g</sub> : Effort dans la membrure gauche du nœud N1

P<sub>1d</sub>, P<sub>2d</sub>, P<sub>od</sub> et P<sub>og</sub>: Pourcentage entre numérique et expérimentale =  $(X_n - X_e) \cdot 100 / X_e$

### VI.5.4 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales du Nœud 1

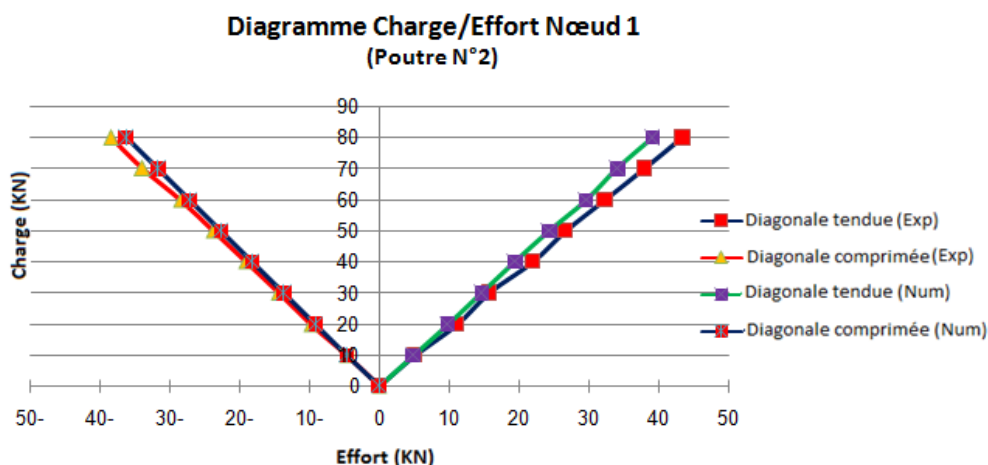


Fig.6.26 Variation Charge / Effort axial dans les diagonales du joint N1

### VI.5.5 Diagramme Charge/Déformation

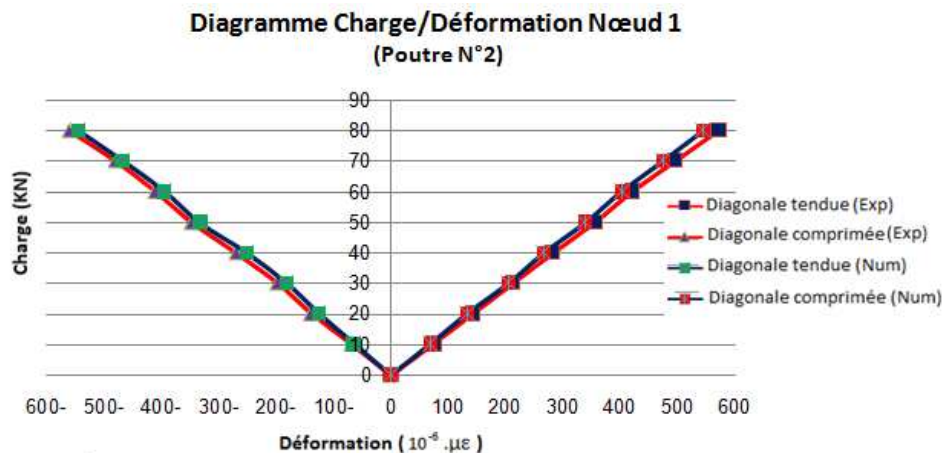


Fig.6.27 Charge/Déformation dans les diagonales du nœud 1

## VI.5.6 Pourcentage d'erreur entre l'approche numérique et expérimentale

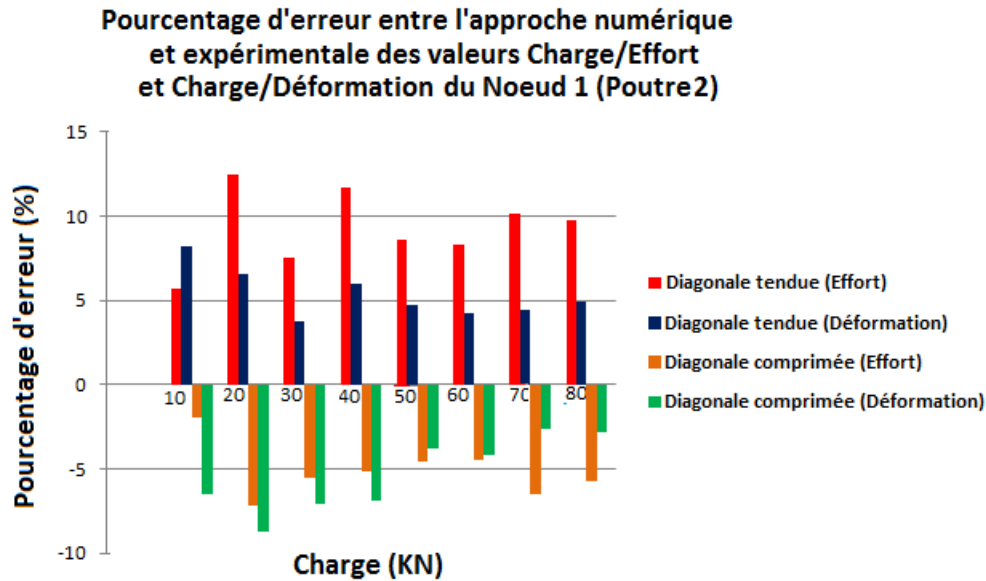


Fig.6.28

Les mêmes constatations que celles relevées sur la poutre 1 et ses éléments peuvent être formulées pour le cas de la poutre 2.

Il a été enregistré un pourcentage d'erreur entre les deux approches (expérimentale et numérique) qui varie de 5% à 6%.

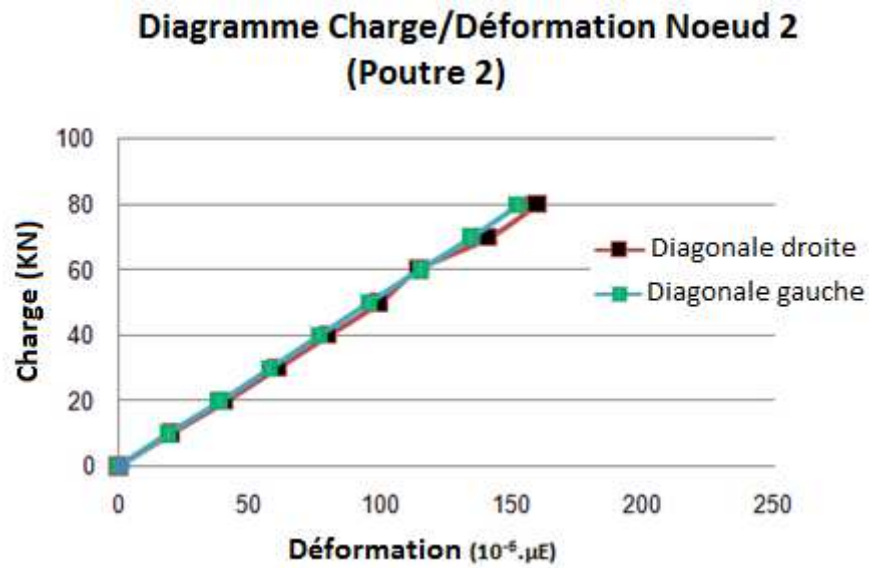
**Tableau.13** des valeurs de contrainte dans les diagonales du joint N1

Charge KN	$\sigma_{exp}$ dans les diagonales MPa		$\sigma$ dans les diagonales MPa		$(\sigma - \sigma_{exp}) / \sigma_{exp} \cdot 100$		$\epsilon_{exp}$ dans les diagonales $10^6 \mu\epsilon$		$\epsilon$ dans les diagonales $10^6 \mu\epsilon$		$(\epsilon - \epsilon_{exp}) / \epsilon_{exp} \cdot 100$	
	tendue	Comprimée	tendue	Comprimée	Tendue	Comprimée	tendue	Comprimée	tendue	Comprimée	tendue	comprimée
10	15,92	15,01	14,4	13,819	9,54%	7,93%	74,5	21,5	68,4	19,9	8,18%	7,44%
20	30,01	29,35	28,64	27,595	4,56%	5,97%	142,6	42,01	136,2	39,9	4,48%	5,02%
30	45,05	43,58	42,96	41,46	4,63%	4,86%	212	62,8	204	59,8	3,77%	4,77%
40	59,35	58,95	56,81	55,191	4,27%	6,37%	282	85,2	270,2	79,8	4,18%	6,33%
50	74,45	72,56	71,09	69,1	4,51%	4,76%	354,6	105	338	99,8	4,68%	4,95%
60	89,62	90,08	86,43	86,43	3,55%	4,05%	420,8	126,5	403	120,2	4,23%	4,98%
70	105,5	104,25	99,53	97,814	5,65%	6,17%	495,3	148,7	473,5	140,2	4,40%	5,71%
80	120,02	114,63	114,04	110,414	4,98%	3,67%	570,9	165,6	543	160	4,88%	3,38%

## VI.5.7 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du nœud 2

- Nœud (N2)

La figure 6.29 illustre la variation de la courbe charge-déformation dans les diagonales comprimées droite et gauche du joint N2.



**Fig.6.29** Variation Charge/Déformation dans les diagonales du joint N2

À la rupture du joint central dans la membrure supérieure, il ne semblait pas y avoir de redistribution des forces axiales dans la section de la membrure (c.-à-d., La relation entre la charge appliquée et la force axiale dans les diagonales du joint était linéaire jusqu'à la charge de rupture.



**Fig.6.29\*** Plastification des parois de la membrure

## **VI.6 Poutre P3**

### **VI.6.1 Schématisation de la poutre**

Les figures 6.30 et 6.31 illustrent pour le cas de la poutre 3 une schématisation des nœuds N1 et N2.

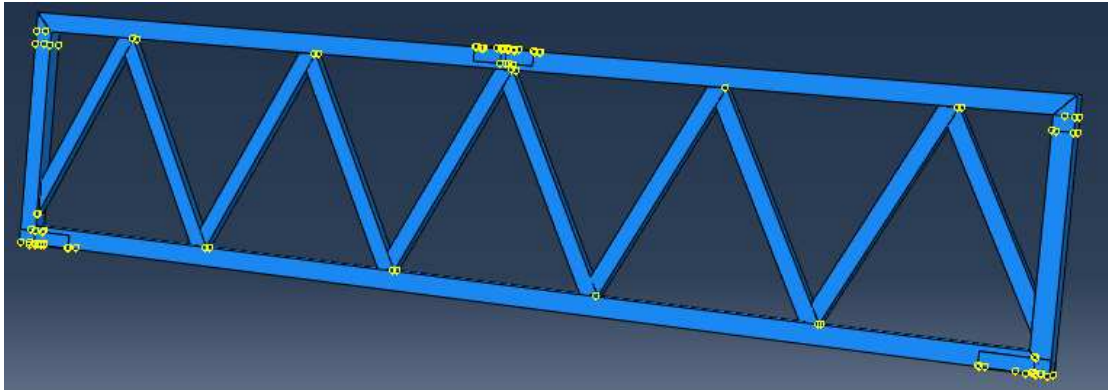


Fig.6.30 Vue en 3D de la poutre

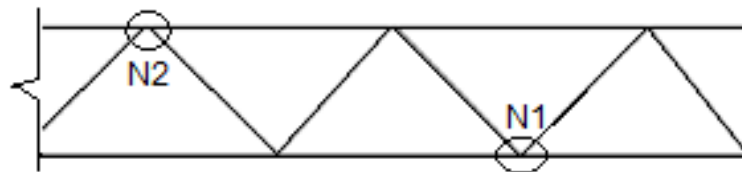


Fig.6.31 Joints au point d'application de la charge N2 et au voisinage de l'appui N1.

### VI.6.2 Diagramme Charge/Flèche dans les diagonales du nœud N1

#### - Nœud N1

Les figures 6.32, 6.33 et 6.34 montrent les diagramme charge/flèche, charge/effort et charge/déformation dans les diagonales tendue et comprimée du joint N1 de la poutre 3.

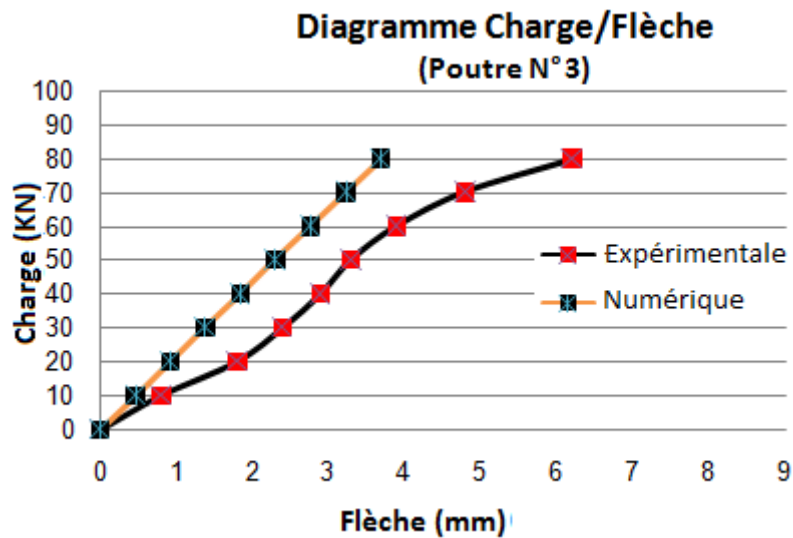


Fig.6.32 Diagramme Charge/Flèche à mi-portée

La déflexion à mi-travée de la poutre a été tracée par rapport à la charge dynamique appliquée à la fois pour l'analyse numérique et les résultats des

tests présentés à la figure 6.32. On peut voir que la courbe numérique est restée linéaire jusqu'au niveau de la charge de rupture et en collération avec l'étude expérimentale. Cela montre que les effets locaux, tels que les concentrations de contraintes et les déformations locales des joints, n'ont pas affecté la flexion globale du treillis.

### VI.6.3 Diagramme Charge/Effort dans les diagonales du nœud N1

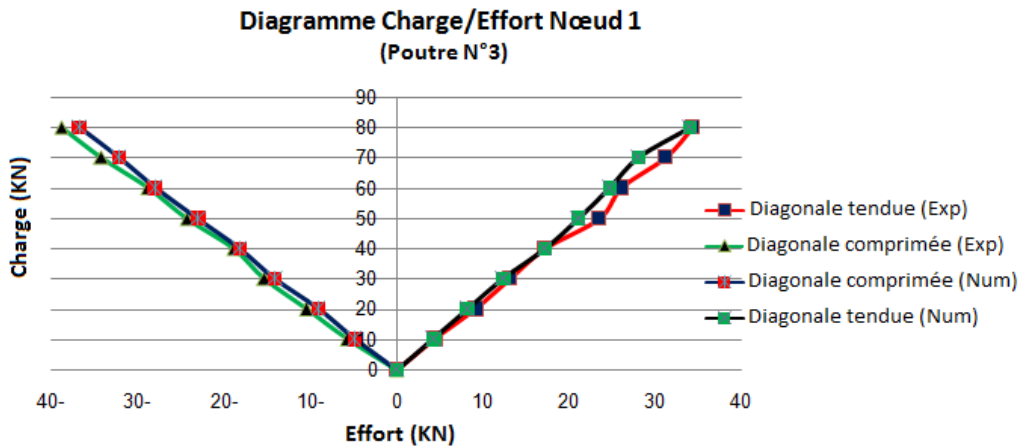


Fig.6.33 Variation Charge / Effort dans les diagonales du joint N1

Les résultats des valeurs de force axiale dans les diagonales du nœud 1 sont présentés dans le diagramme Fig.6.33. On peut voir que, globalement, les diagrammes étaient presque linéaires ce qui reflète le comportement élastique des éléments du joint.

### VI.6.4 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du nœud N1

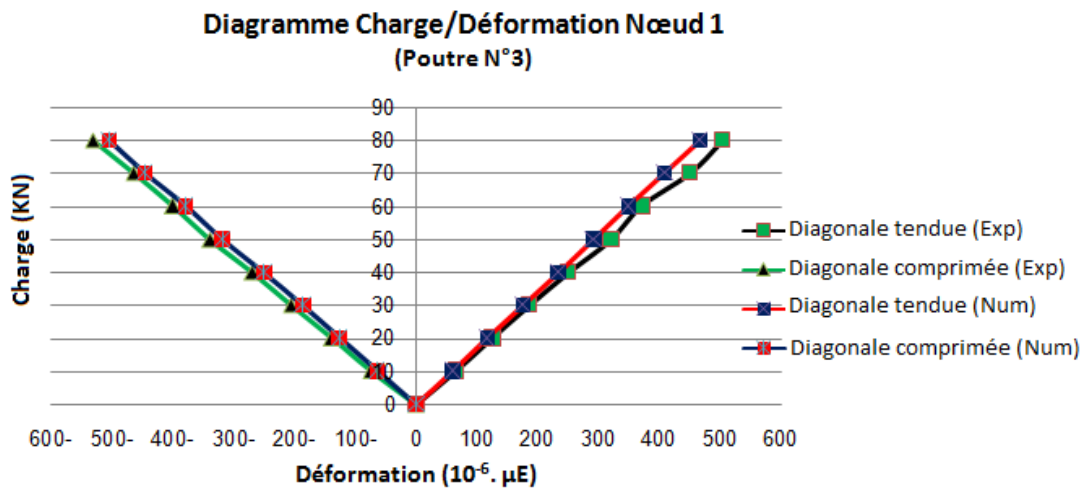


Fig.6.34 Variation Charge/Déformation dans les diagonales du joint N1

Ces diagrammes sont linéaires confirmant les résultats enregistrés sur les deux poutres P1 et P2.

### VI.6.5 Pourcentage d'erreur entre l'approche numérique et expérimentale

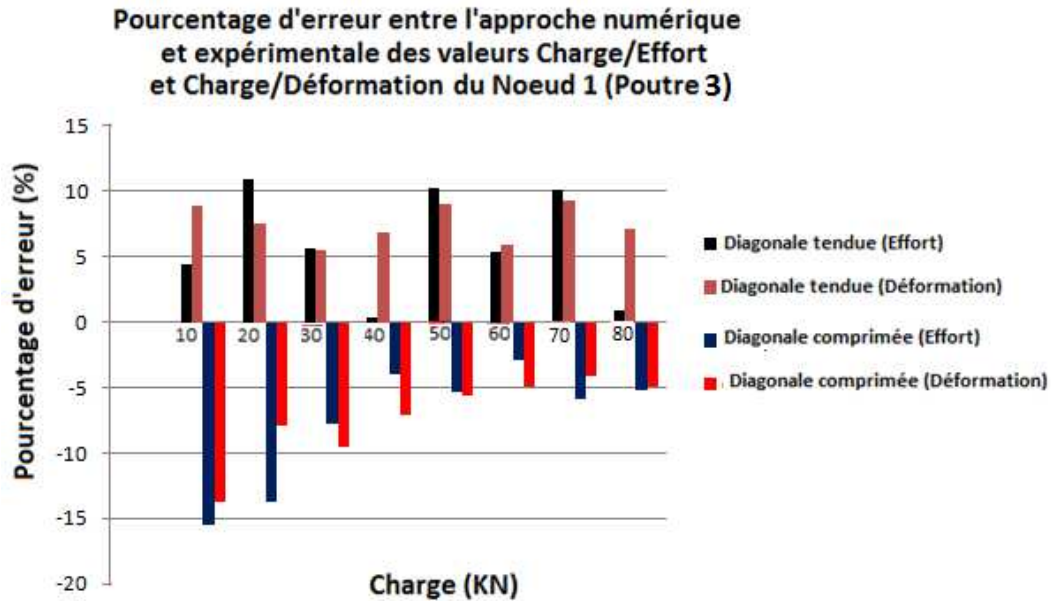


Fig.6.35 Pourcentage d'erreur entre les deux approches

L'analyse des résultats des efforts et des déformations dans les diagonales exprime les pourcentages d'erreur enregistrés entre les deux approches, où ils étaient respectivement de 8% et 7%. Dans l'ensemble, les résultats convergent.

### VI.7 Contraintes dans les diagonales du joint N1

Tableau.14 valeurs de contrainte dans le joint N1

Charge KN	$\sigma_{exp}$ dans les diagonales MPa		$\sigma$ dans les diagonales MPa		$(\sigma - \sigma_{exp}) / \sigma_{exp} \cdot 100$		$\epsilon_{exp}$ dans les diagonales $10^{-6} \mu\epsilon$		$\epsilon$ dans les diagonales $10^{-6} \mu\epsilon$		$(\epsilon - \epsilon_{exp}) / \epsilon_{exp} \cdot 100$	
	tendue	Comprimée	tendue	Comprimée	Tendue	Comprimée	tendue	Comprimée	tendue	Comprimée	tendue	comprimée
10	13,56	15,9	12,44	14,06	8,26%	11,57%	65,2	21,5	59,4	20,4	8,90%	5,12%
20	26,2	29	24,61	26,89	6,07%	7,28%	125,5	40,5	116	38,4	7,57%	5,19%
30	39	43,2	36,91	40,33	5,36%	6,64%	185,3	62	175	57,6	5,56%	7,10%
40	53,26	56,5	49,22	53,78	7,59%	4,81%	250,1	82,6	233	76,7	6,84%	7,14%
50	64,9	71,03	61,52	67,22	5,21%	5,36%	320	102,4	291	95,9	9,06%	6,35%
60	76,05	84,1	73,83	80,83	2,92%	3,89%	370,8	122	349	114	5,88%	6,56%
70	90,2	97,7	86,14	94,12	4,50%	3,66%	450	143,4	408	134	9,33%	6,56%
80	104,5	111,6	98,44	107,56	5,80%	3,62%	502	166	466	154	7,17%	7,23%

### VI.8 Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales du noeud 2

- Noeud N2

La variation contrainte/déformation dans les diagonales comprimées droite et gauche du nœud 2 est exprimée sur la figure 38, elle a l'allure linéaire.

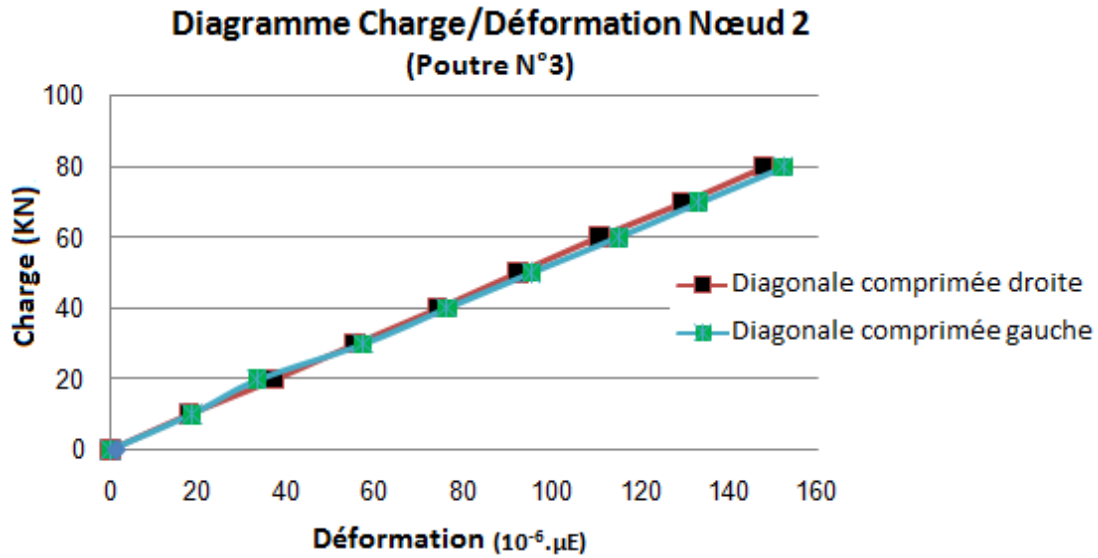


Fig.6.38 Variation Contrainte/Déformation dans les diagonales du joint N2



Fig.6.39 Déformation des éléments du joint

## VI.9 Constat

Compte tenu des niveaux de contraintes atteints dans les trois poutres, les diagrammes charge/effort et contrainte/déformation dans les diagonales des différents types de poutre se sont caractérisés par des courbes linéaires. Ce comportement élastique est similaire n'induit pas de déformations apparentes irréversibles dans ces éléments. Bien que nous n'ayons étalé de façon relativement approfondie notre étude que sur un paramètre, celui de l'angle de la diagonale avec la membrure, l'analyse des résultats prometteurs a permis de mettre en évidence son influence. Pour analyser plus

finement et plus rigoureusement cette influence, les valeurs des contraintes enregistrées dans les diagonales du nœud 2 dans les trois poutres reflètent l'effet de l'angle  $\theta$ , donnant des contraintes variant de 100 à 120 MPa. Selon la loi de Hooke, les valeurs des déformations dans les diagonales ainsi que dans la membrure du nœud 1 étaient bien loin de leurs valeurs limites.

## VI.10 Redistribution des Moments

La redistribution qui a eu lieu avant l'atteinte de la charge ultime dans chaque poutre, où la plastification s'est produite en un ou plusieurs points dans les sections des membrures. La position la plus critique était au milieu de la membrure de compression où la charge était appliquée. Céder à cet endroit était le principal facteur influençant la redistribution des moments fléchissant

Tableau 15. Moment dans la membrure du noeud1(Poutre1)

Charge (KN)	Moment (N.m)					
	Numérique		Expérimentale		Pourcentage $(X_n - X_e) \cdot 100 / X_e$	
	$M_{14-16}$	$M_{10-12}$	$M_{14-16}$	$M_{10-12}$	$P_{14-16}$	$P_{10-12}$
00	00.0	00.0	0.00	00.0	00.0	00.0
10	4.01	-20.2	6.20	-22.30	-35.3%	-9.4%
20	8.17	-40.4	10.10	-46.20	-19.1%	-12.5%
30	11.90	-60.6	16.32	-70.10	-27.0%	-13.5%
40	16.30	-80.9	22.50	-91.30	-27.5%	-11.4%
50	20.00	-101.0	28.30	-118.90	-29.3%	-15.0%
60	24.50	-121.0	32.60	-128.30	-24.8%	-5.6%
70	28.20	-140.0	36.80	-152.50	-23.3%	-8.1%
80	32.10	-162.0	40.36	-172.60	-20.4%	-6.1%

$P_{14-16}$  et  $P_{10-12}$ : Pourcentage entre numérique et expérimentale

$M_{10-12}$  et  $N_g$ : Moment dans la membrure gauche du nœud

$M_{14-16}$  et  $N_d$  Moment dans la membrure droite du nœud

Tableau 16 Moment et effort axial dans la membrure du noeud1 (Poutre2)

Charge (KN)	Moment (N.m)				Effort axial (KN)			
	Numérique		Expérimentale		Numérique		Expérimentale	
	$M_{14-16}$	$M_{10-12}$	$M_{14-16}$	$M_{10-12}$	$N_d$	$N_g$	$N_{d(exp)}$	$N_{g(exp)}$
00	00.0	00.0	00.0	00.0	00.0	00.0	00.0	00.0
10	23.8	-19.7	25.40	-21.55	3.55	7.56	4.25	8.20
20	47.6	-39.5	52.60	-42.68	7.02	15.01	7.80	17.22
30	77.2	-59.2	80.35	-64.55	10.60	22.70	12.58	25.36
40	102.9	-78.7	126.55	-95.85	14.20	30.20	18.20	34.29
50	124.2	-107.0	135.66	-118.80	17.70	37.40	21.65	41.78
60	149.1	-128.0	158.90	-132.55	21.30	44.90	26.70	50.14
70	173.9	-138.1	190.36	-159.55	24.60	52.90	29.35	56.95
80	198.8	-171.0	219.35	-181.66	28.40	59.90	32.50	65.34

$N_d$  : Effort dans la membrure droite du nœud N1

$N_g$  : Effort dans la membrure gauche du nœud N1

$M_{10-12}$  et  $N_g$ : Moment et effort dans la membrure gauche du nœud

$M_{14-16}$  et  $N_d$  Moment et effort dans la membrure droite du nœud

Les résultats du moment de flexion ont une signification beaucoup plus grande que ceux de la force axiale, car bien entendu. Les composantes du moment de flexion qui existent au niveau d'un joint sont le résultat de la continuité des membrures plus le moment fléchissant dû à l'excentricité au niveau du joint.

Dans l'analyse du comportement statique et de la résistance des poutres treillis en RHS, Czechowski et al [12] ont présenté des modèles analytiques basés sur l'utilisation de la fonction de Green pour le problème de la déflexion des plaques. Pour un K-joint isolé, ils ont tracé les diagrammes des moments de flexion obtenus à partir des données expérimentales et du modèle respectivement. Les auteurs sont parvenus à la conclusion que dans les poutres en treillis avec des joints flexibles, les diagonales sont soumises à une flexion beaucoup plus importante que ce qui pourrait apparaître à partir d'une analyse en cadre rigide. Ils ont relié ce phénomène à la flexibilité de rotation locale du joint.

Tableau 17 Moment et effort axial dans la membrure du noeud1 (Poutre3)

Charge (KN)	Moment (N.m)				Effort axial (KN)			
	Numérique		Expérimentale		Numérique		Expérimentale	
	$M_{14-16}$	$M_{10-12}$	$M_{14-16(exp)}$	$M_{10-12(exp)}$	$N_d$	$N_g$	$N_{d(exp)}$	$N_{g(exp)}$
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
10	20.8	-13.0	22.35	-15.17	1.68	-4.78	2.80	-5.50
20	43.1	-26.1	72.55	-30.58	3.42	-9.55	5.45	-11.65
30	64.6	-31.9	135.45	-39.45	5.13	-14.37	8.20	-18.80
40	89.1	-52.1	233.15	-61.80	6.83	-19.15	10.25	-25.54
50	111.2	-65.2	342.25	-76.55	8.72	-23.90	13.15	-29.35
60	134.5	-77.9	491.45	-86.66	10.45	-28.70	16.23	-35.68
70	148.0	-91.3	636.78	-110.15	11.95	-33.47	18.20	-38.64
80	171.0	-104.0	823.84	-120.25	13.67	-38.25	20.16	-44.35

$N_d$  : Effort dans la membrure droite du nœud N1

$N_g$  : Effort dans la membrure gauche du nœud N1

$M_{10-12}$  et  $N_g$ : Moment et effort dans la membrure gauche du nœud

$M_{14-16}$  et  $N_d$  Moment et effort dans la membrure droite du nœud

La rupture des membrures était observée, de ce fait, les poutres à recouvrement complet étaient sujettes à l'apparition simultanée de la plastification de la membrure et des diagonales. Étant donné qu'un membre cédant affecte la force axiale dans cet élément, il influe également sur la distribution de la flexion dans la membrure. La perte de la force de la diagonale conduit à une augmentation de l'effort de cisaillement dans la membrure au niveau de ce joint.

# Chapitre VII

## Modes de ruine

Différents modèles et formules de résistance ont été développés pour les modes de ruine associés aux joints avec recouvrement en RHS. Des modèles analytiques pour décrire le mode de ruine de ce type d'assemblages sont proposés dans la littérature scientifique et technique. Ces modes de ruine dépendent du type de joint, des conditions de chargement et de divers paramètres géométriques

### **Sommaire**

---

7.1 Définition de la rupture et modes de ruptures .....	79
7.2 Modèles Analytiques pour décrire le mode de ruine .....	79
7.3 L'influence de la rigidité des joints à recouvrement complet .....	81
7.4 Modèles analytiques .....	82
7.5 Déversement .....	83

## **7.1 Définition de la rupture et modes de ruptures**

Dans les essais de joints, la résistance ultime est normalement définie comme la résistance maximale à la charge appliquée - c'est-à-dire qu'un joint est considéré comme défaillant lorsqu'il n'est plus capable de résister à d'autres augmentations de charge. Dans les essais des poutres, la résistance ultime a été définie de la même manière, c'est-à-dire que la charge ultime est la charge à laquelle la structure n'a pu supporter de nouvelles augmentations de la charge appliquée. D'autres chercheurs ont choisi de définir la défaillance d'un joint selon différents critères. Par exemple, Mang (25) a proposé une méthode dans laquelle la rupture d'un joint survient lorsque le taux de changement de pente du graphe charge / déformation est le plus élevé. Cependant, l'application de ce critère aux joints des fermes donnerait généralement des valeurs pour les charges de rupture de joint qui sont inférieures aux résistances finales des joints.

Afin d'évaluer les mécanismes individuels de rupture des joints, il a été nécessaire d'étudier les données traitées obtenues à partir de l'instrumentation conjointement avec des informations qualitatives issues d'examen visuels.

## **7.2 Modèles Analytiques pour décrire le mode de ruine**

Différents modèles et formules de résistance ont été développés pour les modes de ruine associés aux joints avec espacement et recouvrement en RHS. Ceux-ci sont décrits en détail dans CIDECT Monograph 6 [14]; certains ont été dérivés théoriquement tandis que d'autres sont essentiellement empiriques. Dans certains cas, il a été possible de prédire la force du joint par un ou deux modes de rupture seulement. Normalement, la résistance ultime du joint est utilisée comme critère de conception, mais les recommandations de conception CIDECT et la validité des limites sont définies de sorte qu'un état limite de déformation ne soit pas dépassé à la charge de service.

La déformation de la face de la membrure était négligeable dans le cas des joints à recouvrement complet. A ce titre, il y avait peu d'interaction entre les treillis et la section de la membrure dans le joint. Les modes de rupture identifiés dans le programme de test peuvent être divisés en deux groupes. Premièrement, ceux liés à la section des membrures, et deuxièmement ceux qui impliquaient les treillis. Dans la membrure, les modes suivants ont été observés.

- Voilement local de la membrure comprimée sous l'effet de la diagonale tendue.

- Instabilité générale de la membrure comprimée.

Dans les treillis il y avait cinq modes de rupture qui se sont produits, à savoir:

- Voilement de la diagonale tendue.
- Voilement de la diagonale comprimée.
- Rupture de la soudure de la diagonale tendue avec la membrure.
- Flambement de la diagonale comprimée.
- Voilement de la membrure comprimée.

La résistance ultime des joints avec recouvrement RHS dépend principalement de la résistance de compression et de tension des diagonales. Le tableau I2 donne les équations qui ont été développées pour donner la résistance moyenne et caractéristique des joints à recouvrement complet ou partiels. Pour les deux joints avec espacement et recouvrement, les équations de résistance des joints de calcul sont essentiellement empiriques et sont fondées sur les résultats d'essais des joints isolés (voir la monographie CIDECT 6 [14]).

Les limites de validité des équations sont également présentées dans les Tableaux I1 et I2. Certaines de ces limites représentent des conditions pour lesquelles des essais sont valables; d'autres sont des estimations théoriques pour assurer une performance adéquate des joints, en ce qui concerne des facteurs tels que les déformations locales des joints à la charge de service, une capacité de redistribution des moments suffisante et la prévention prématurée d'une rupture local. Les raisons de leur mise en œuvre sont décrites en détail par CIDECT [14].

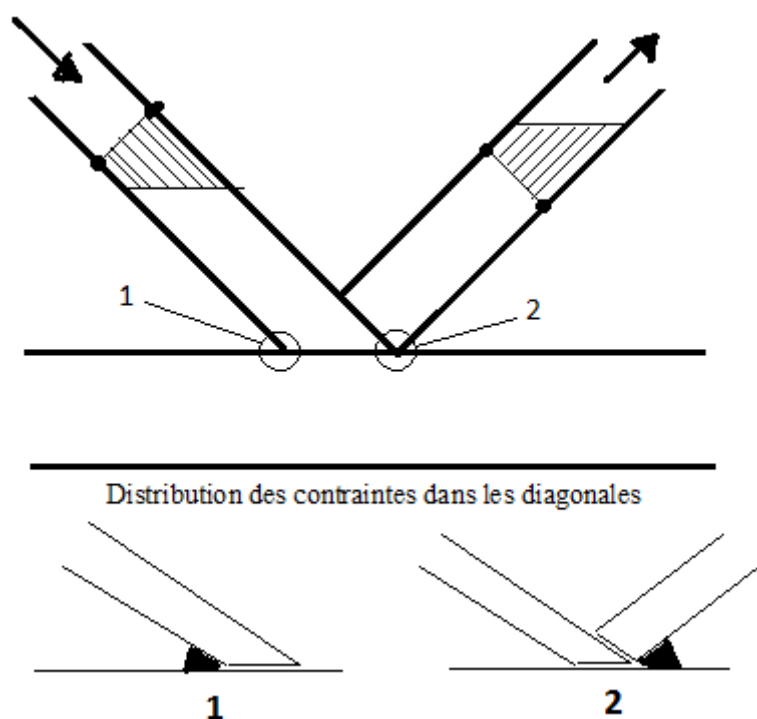
Pour tous les joints à recouvrement complet, la déformation de la face de la membrure dans l'assemblage était négligeable, quel que soit le mode de rupture. Par conséquent, la rupture du joint n'a pas été clairement définie à partir des graphiques de la charge exercée et de la déformation de la face de la membrure. Pour les joints à recouvrement complet des poutres, les ruptures ont été identifiées visuellement.

Dans les joints à recouvrement complet des poutres, il a été jugé difficile d'évaluer la résistance du joint indépendamment de la résistance de la structure, d'autant plus que les structures obtenaient des résistances plus élevées en redistribuant les moments fléchissant de la membrure. Dans les essais des poutres, il était difficile de définir si un élément (élément ou joint) avait atteint sa pleine capacité de charge. La répartition des forces axiales à la charge finale de la poutre ne correspond donc pas nécessairement à la capacité de charge ultime d'une partie particulière de la poutre. Dans le cas les joints à recouvrement complet, il est possible d'indiquer seulement les

résistances du joint à la charge ultime de la poutre, et d'indiquer si les fibres extrêmes fissurées se sont produites aux jauges de contrainte de l'un des membres.

### 7.3 L'influence de la rigidité des joints à recouvrement complet.

L'approche CIDECT est plus complète et des équations de résistance sont fournies pour les deux diagonales du joint. La dérivation des équations est décrite en détail dans la monographie 6 [14]. Les équations sont basées sur une distribution de contraintes définie dans les diagonales.



**Fig.7.1** Distribution des contraintes dans les diagonales sous les efforts axiaux

Pour le cas du recouvrement de la diagonale comprimée sur celle tendue, la contrainte expérimentale (à la charge de rupture) sur la face intérieure de la diagonale tendue était, pour la majorité des joints de Warren, plus grande que sur la face extérieure. Pour la diagonale comprimée, l'équation de résistance prédite suppose que la contrainte la plus élevée est sur la face intérieure. Ceci correspond généralement à ce qui a été identifié expérimentalement. Lorsque la diagonale tendue recouvre celle comprimée, les distributions de contraintes prédites correspondent généralement à l'expérimental. Dans ce cas, la face intérieure est fortement sollicitée, tandis que, pour la diagonale comprimée la face extérieure est la plus sollicitée.

Pour toutes les diagonales la rupture locale était toujours évidente au début des extrémités (c'est-à-dire aux joints). La rupture de la diagonale tendue est le mode de défaillance le plus commun. Cette rupture était toujours dans la région correspondant à la «zone affectée par la chaleur» adjacente à la soudure et sur la face la plus fortement sollicitée. Il est significatif que la rupture soit toujours dans le métal-mère et non dans la soudure, indiquant que les soudures n'étaient pas défectueuses. Il est à noter que le soudage réduit la limite d'élasticité dans les éléments directement adjacents aux soudures. Les détails de soudure utilisés étaient donc satisfaisants, assurant une facilité de fabrication sans compromettre la résistance des joints.

Dans les essais de joints isolés menés par Marniche (13), seule la rupture des diagonales a été observée et, dans chaque cas, cela n'a pas entraîné de déformation de la face de la membrure. Ces types ne peuvent jamais refléter correctement le comportement de la poutre et influent beaucoup sur la répartition des moments de flexion au niveau du joint. Par conséquent, les moments de flexion dans les joints isolés diffèrent de ceux des joints en prenant la poutre entière.

L'équation de Haleem (11) a ensuite été modifiée pour obtenir les résultats moyens en supprimant la fonction d'angle et en incluant l'effet de la précharge axiale de la membrure,  $F_{op}$ . L'équation résultante est considérée comme s'appliquant aux joints avec un recouvrement supérieur à 25% et suppose que la déformation de la face de la membrure se produit conjointement avec le flambage local de la diagonale de compression. Cependant, dans une poutre avec un joint de recouvrement complet soumis à une charge ponctuelle concentrée, une déformation importante de la face de la membrure de raccordement est susceptible de se produire. Dans ce cas, les mécanismes de Packer (17) pourraient être applicables.

Différents modèles analytiques pour décrire le mode de ruine de ce type d'assemblages sont proposés dans la littérature scientifique et technique. Les paramètres mécanique et géométrique des trois modèles choisis pour comparaison sont illustrés par la figure 3 et permettent de calculer les efforts  $N_1$  et  $N_2$  dans les diagonales

## 7.4 Modèles analytiques

Le tableau 12 identifie les trois modèles choisis pour la comparaison, les équations de quantification de la capacité du nœud et les valeurs calculées pour chaque poutre.

Tableau.12 Modèles analytiques

Modèles Analytiques	Capacité du nœud (KN)	Poutres		
		P1	P2	P3
Modèle de charnière plastique	$N_1 = \frac{f_{y0} \cdot t_0^2}{(1-\beta)} \left( \frac{2n}{\sin \theta_1} + 4\sqrt{1-\beta} \right) \frac{1}{\sin \theta_1}$	43.2	39.8	48.6
Modèle basé sur la largeur efficace de la diagonale	$N_1 = f_{y1} \cdot t_1 (2h_1 - 4t_1 + b_1 + b_{e(ov)})$ $b_{e(ov)} = \frac{10}{b_j/t_j} \cdot \frac{f_{yj}}{f_{yi}} \cdot \frac{t_j}{t_i} \cdot b_i$		76.14	
Capacité de la paroi de la membrure ou modèle de voilement	$N_o = 2 \cdot f_{y0} \cdot t_0 \left( \frac{h_1}{\sin \theta_1} + 5t_0 \right) \cdot \frac{1}{\sin \theta_1}$	110.02	101.27	97.30

Le modèle de charnière plastique donne la valeur la plus faible et s'avère ainsi le modèle le plus approprié pour ce type de poutres, et plus particulièrement pour la poutre 2 à géométrie composée de 11 nœuds avec une capacité de 39.8 KN. Le mode de ruine dépend du type de joint, des conditions de chargement et de divers paramètres géométriques.

## 7.5 Déversement latéral

La plastification qui s'est produite au niveau du joint central a influé sur la répartition totale de la charge, provoquant ainsi un petit déversement latéral de la poutre. Un déplacement latéral de 2mm environ est enregistré (Fig.7.2). Ce déplacement est cependant considéré comme faible et n'influe pas sur le comportement global de la poutre.



Fig.7.2 Enregistrement du déplacement latéral

# Chapitre VIII

## Etude comparative entre les poutres

### Sommaire

---

Etude comparative entre les poutres .....	85
---	----

## 8. Etude comparative entre les poutres

Un des intérêts majeurs de cette étude était de prospecter, d'une part le comportement des joints ainsi que les sollicitations des éléments constituant ces derniers et d'autre part d'analyser l'influence de la géométrie des poutres sur la flèche centrale. En prenant avantage de la symétrie offerte par les trois poutres, les résultats des déformations et des flèches mettent en évidence le rôle appréciable joué par l'angle  $\theta$  (angle de la diagonale avec la membrure). Comme le démontrent les figures 1, 2 et 3, où il a été relevé pour des chargements supérieurs à 60 KN un écart dans les valeurs des déformations entre les différentes poutres allant de 20 à 26%. Par ailleurs, il a été enregistré que pour des chargements inférieurs ou égaux à 40 KN des valeurs de déformations et de flèches sont très proches. De ce fait, il apparaît clairement que pour le cas des charges inférieures à 40 KN, le choix de la poutre 1 est le plus approprié du point de vue résistance et coût.

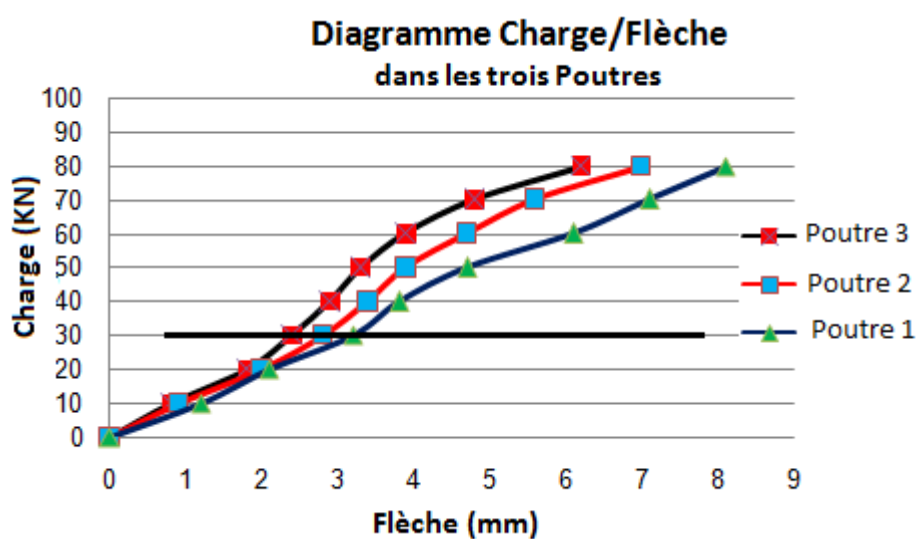


Fig.8.1 : Diagramme Charge/flèche dans les poutres 1,2 et 3.

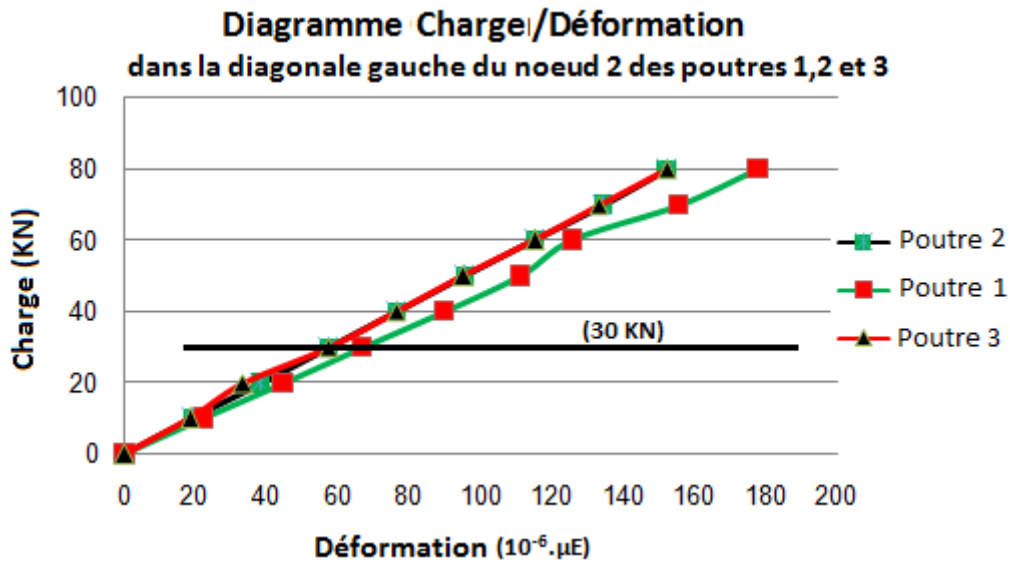


Fig.8.2 : Diagramme Charge/Déformation dans la diagonale du N2

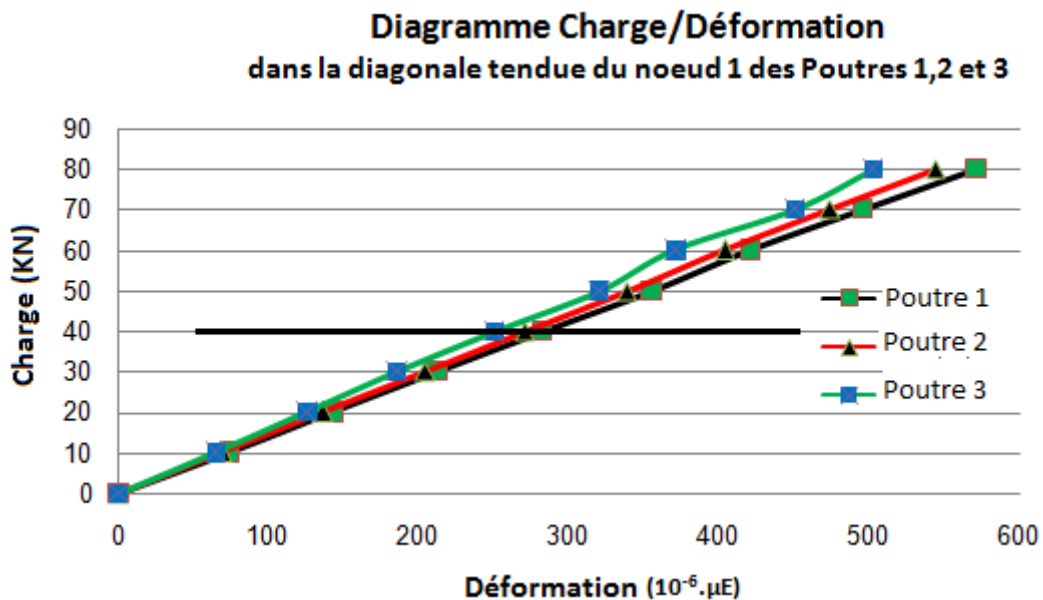


Fig.8.3 : Diagramme Charge/Déformation dans les diagonales tendues du N1(P1,P2 et P3)

D'après les résultats obtenus des valeurs de flèches, des efforts et des déformations dans les éléments des poutres étaient bien inférieure aux valeurs admissibles, sauf que, le joint au point d'application de la charge s'est plastifié.

# **CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES**

## CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Ce travail est une contribution se présentant comme une alternative aux moyens d'études classiques des poutres en treillis métalliques à sections creuses. Les méthodes purement expérimentales sont souvent très coûteuses lorsque les poutres sont testées à l'échelle réelle, ce qui nécessite des équipements particuliers. D'autre part ces expérimentations qui peuvent se révéler des indicateurs, fournissent souvent des résultats plus qualitatifs que quantitatifs. Il semble qu'une étude paramétrique est nécessaire mais elle peut multiplier le coût et le temps nécessaire à sa réalisation. Selon la littérature scientifique et technique, l'expérimentation avec toutes ses difficultés et ses complexités à appréhender et à relever et la modélisation avec toute sa rigueur que lui impose toute formulation forment en réalité une dualité difficilement séparable.

En conclusion, l'analyse des résultats prometteurs a permis de mettre en évidence que les poutres de sections creuses rectangulaires minces présentent un comportement un peu différent par rapport aux poutres avec des épaisseurs plus au moins épaisses des membrures allant de 4 à 5 mm. Au-delà de ce mode de comportement et de fonctionnement analysé finement pour l'ensemble des trois corps d'épreuves, l'influence de la variation de l'angle entre la diagonale et la membrure a été évaluée. Compte tenu de la minceur de la section des membrures, un renforcement par un profilé en U du nœud au point d'application de la charge s'avère nécessaire mais qui malheureusement n'a pas pu empêcher la plastification de la membrure en ce point.

L'analyse des résultats a également montré que la géométrie de la poutre influe sur le comportement structurel et plus précisément sur la flèche centrale.

Les deux approches ont apporté des réponses et des interrogations sur l'utilisation des sections rectangulaires creuses minces. Elles ont également montré que l'inconvénient majeur se situe au nœud où la charge est appliquée.

Les résultats obtenus clarifient d'avantage la nature du comportement de l'ensemble des diagonales dans les différentes poutres.

Le modèle de charnière plastique s'est avéré le modèle le plus approprié pour ce type de poutre.

La membrure inférieure s'est comportée d'une façon stable vis-à-vis du déversement latéral. Un déplacement latéral d'environ 2 mm est enregistré.

Les deux approches expérimentale et numérique convergent avec un pourcentage d'erreur d'environ 5% pour les diagonales tendues et de 12% pour celles comprimées.

A la lumière des constats observés et en examinant notamment la flèche et les lois de comportement des différentes poutres, il a été possible d'optimiser et d'établir de façon relative en fonction du chargement, la géométrie de la poutre la plus appropriée du point de vue résistance et coût.

Comme perspectives qui pourraient apporter des réponses aux différentes interrogations soulevées dans ce travail expérimental éclairer pour optimiser l'utilisation des sections creuses à parois minces, il est souhaitable intéressant d'envelopper complètement le nœud sous chargement et de répartir la charge aux nœuds.

# Bibliographie

- [1] Eastwood W., Wood A. A., “Welded joints in tubular structures involving rectangular hollow sections,” Proc., Joints in Structures, Sheffield, England, 1970.
- [2] Eastwood W., Wood A. A., “Recent research on joints in tubular structures,” Proc., Canadian Structural Engineering Conference, Toronto, Canada, 1970b.
- [3] Wardenier J., Stark J.W.B, “The static strength of welded lattice girder joints in structural hollow sections. Parts 1-10. CIDECT Final Report 5Q/78/4. Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 1978.
- [4] Strength of Welded T-Joint Truss Connections between Equal Width Cold-Formed RHS. Research Report No R831, 2003.
- [5] Packer J.A., Wardenier J., Kurobane Y., Dutta D., Yeomans N., Hendersen J.E., , “ Design Guide for Rectangular Hollow Sections (RHS) Joints under predominantly static loading, Ed. by CIDECT, Verlag TÜV Rheinland, Cologne, 1992.
- [6] Czechowski A., Gasparski T., Zycinski J. and Brodka J.: Investigation into the static behaviour and strength of lattice girders made of RHS. IIW Doc. XV-562-84, March 1984.
- [7] Philiastides A., “Fully overlapped rolled hollow section welded joints in trusses” PhD thesis, department of civil engineering, The University of Nottingham, United Kingdom, 1988.
- [8] Packer J.A. and Henderson J.E.” Hollow Structural Section Connections and Trusses” - A Design Guide. Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, Canada, ISBN 0-88811-086-3. 1997.
- [9] Coutie M. G., Davies G., Philiastides A. and Yeomans N. : Testing of full scale lattice girders fabricated with RHS members. pp. 38-105. Structural assessment - The use of full and large scale testing. Butterworths, April, 1987.
- [10] Mang F., Bucak O. and Striebel A. : The load carrying behaviour of unstiffened K-joints of large sized thinwalled rectangular hollow sections of steel grade st 42 and st 52. IIW-Doc. No. XV-417-78, Karlsruhe, May 1978
- [11] Haleem A. S.: Determination of ultimate joint strength for statically loaded S. H. S welded lattice girder joints with RHS chords. Corby, March 1978.

- [12] Wardenier J. and De Koning C. H. M. : Investigation into the static strength of welded lattice girder joints in structural hollow sections. CIDECT report No. 76-12-50, June 1967.
- [13] Marniche M.: The behaviour of 100% RHS overlap K-joints. M. Phil thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, July 1989.
- [14] Cidect Monograph N°6: The strength and behaviour of statically loaded welded connections in structural hollow sections, Sections 1-10. Prepared and printed by the British Steel Corporation, Tubes Division Technical Centre, Corby, England. 1986
- [15] Eurocode3, "Design of Steel Structures" - Annex K: Hollow Section Lattice Girder Connections, ENV 1993-1-1, CEN, 1992.
- [16] Saidani M., "The effect of the flexibility of the joints on the behavior of RHS trusses." PhD thesis, department of civil engineering, The University of Nottingham, United Kingdom, 1991.
- [17] Rondal J., Wurker K.G., Dutta D., Wardenier J., Yeomans N. , : Structural Stability of Hollow Sections., Ed. by CIDECT, Verlag TÜV Rheinland, Cologne. 1992
- [18] Packer J.A., "Theoretical Behaviour and Analysis of Welded Steel Joints with RHS Chords, CIDECT, Final Report 5U-78/19.
- [19] Abaqus,. (Version 6.10), User's manual. Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc., Pawtucket, Rhode Island, USA. 2010
- [20] Zhao X.L., Wardenier J., Packer J.A., Van der Vegte G.J. "Current static design guidance for hollow-section joints" Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings, Volume 163, Issue 6, 1 Dec 2010(361–373)
- [21] Radu D., Galatanu F.T., "Optimization solutions for truss beams elements welded joints" UDK: 624.072.22 DOI:10.14415/konferencija GFS 2016.009
- [22] WARDENIER. J & STARK. J. W. B: The static strength of welded lattice girder joints in structural hollow sections. Parts 1-10. CIDECT Final Report 5Q/78/4. Delft University of Technology, Delft, Netherlands 1978.
- [23] BRITISH STEEL CORPORATION: Tests on isolated joints. CIDECT Report CE 73/96/D. Tubes Division, Corby, England 1977b
- [24] DE KONING C. H. M & WARDENIER. J: Tests on welded joints in complete girders made of square hollow sections (CIDECT Programme 5Qg). TNOIBBC Report N°. BI-79-19/0063-3471, Stevin Report No. 6-79-4, CIDECT Report No. 5-Q/79. 1979
- [25] MANG. F, BUCAK. O, HAMMEL. T 1978: Investigation into the behaviour

of high tensile steel joints of rectangular hollow sections. Versuchsanstalt für Stahl,  
Holz und Steine. University of Karlsruhe, West Germany. IIW Document XV-416-78.