

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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

جامعة باجي مختار - عنابة



Faculté des sciences de l'ingénieur

Année 2010

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MAGISTER

*ÉTAT de contrainte déformation des profilés reconstitués soudés
sous sollicitation horizontale*

Option

Mécanique des Structures

Par

BOUAFIA MOUNIRA

RAPPORTEUR : YAZID HADIDANE M.C Université de Annaba

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : HABITA M.FAOUZI Professeur Université de Annaba

EXAMINATEURS : MERZOULD MILOUD MC Université de Annaba

DJOUINI CHAOUKI MC Université de Annaba

Sommaire	i
Remerciements	vi
Abstract	vii
Résumé	viii
ملخص	ix
Liste des figures	x
Liste des tableaux	xviii
Introduction générale	2
Présentation du Travail	3

CHAPITRE I	RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE
-------------------	----------------------------------

1.1. INTRODUCTION	5
1.1.2. Monuments célèbres en acier	5
1.1.3. Définition de l'acier	6
1.1.4. Dix bonnes raisons de construire en acier	6
1.2. CONCEPTS D'EQUILIBRE ELASTIQUE STABLE ET INSTABLE	7
1.2.1. Introduction	7
1.2.2. Etats d'équilibre stable et instable	7
. Définition de stabilité	7
1.3. CRITERES GENERAUX DE LA STABILITE ELASTIQUE	8
1.3.1. Généralités	8
1.3.2. Principe du travail virtuel.	10
. Configuration d'équilibre réel	11
1.3.3. Principe d'énergie potentielle totale stationnaire	11
. Configuration d'équilibre réel	12
1.3.4. Stabilité de l'équilibre	12
1.3.5. Equilibre neutre-chargeement critique	14
1.4. MODES D'INSTABILITE ELASTIQUE	15
1.4.1. Le flambage	15
. Notion générale de flambage	15
1.4.2. Flambement latéral	19
1.4.3. Voilement des plaques	21
1.4.4. Améliorations de la résistance au flambement.	24

CHAPITRE II	PREDIMENSIONNEMENT DE POUTRE PRS
--------------------	---

2.1. DEFINITION DES PRS	29
2.2. LA TECHNIQUE DE FABRICATION	29
2.2.1. Définition de soudage	29
2.2.2. Terminologie des différentes zones des soudures	29
2.2.3. Procédés de soudage	30

a. Le Soudage semi automatique	30
b. Le Soudage automatique	30
2.2.4. Types de soudures.....	30
. Soudure d'angle	30
2.3. DOMAINE D'EMPLOI DES PRS	31
2.3.1. Levage – manutention	31
2.3.2 Bâtiment. Charpente métallique	31
2.3.3. Ponts et ouvrages d'art	32
2.3.5. Matériel de transport	32
2.4. DIFFERENTS TYPES DE PRS EN FABRICATION.....	32
2.4.1. Poutres composées à âme pleine	32
2.4.2. Poutrelles alvéolaires	33
2.4.3. La variante en croix des PRS.....	33
2.4.4. Le PRS en caisson	33
2.5. LES AVANTAGES DE PRS	34
2.6. DEFINITION D'UN PONT BIPOUTRE.....	34
2.7. ROLE DES POUTRES PRINCIPALES DANS UN PONT BIPOUTRE.....	34
2.8. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES.....	34
2.8.1. Présentation des notations	35
. Selon l'Eurocode	35
2.8.2. Classifications des sections.....	35
2.8.3. Conditions sur les sections transversales pour une analyse globale élastique (Eurocode partie 1.1).....	35
2.8.4. Prédéimensionnement des membrures.....	36
2.8.5. Epaisseur de l'âme.....	37
2.9. DETERMINATION DU MODELE	38
. Choix d'une structure représentative.....	38

CHAPITRE III

ETUDE NUMERIQUE DES POUTRES PRS

3.1. INTRODUCTION	41
3.2. DEFINITION DU LOGICIEL ABAQUS	41
3.3. DESCRIPTION DU LOGICIEL	41
3.3.1. Part	41
3.3.2 .Property	42
3.3.3. Assembly	42
3.3.4. Step	42
3.3.5. Interaction	42
3.3 .6. Load	42
3.3.7. Mesh	42
3.3.8. Job	42
3.3.9 .Visualisation	42
3 .4. CHOIX DE LA NATURE DES ELEMENTS	42

3.4.1. Eléments plaques	42
3.4.1.1. Géométrie des éléments plaques	42
3.4.1.2 Théorie des plaques.....	43
3.4.1.2.a. Cinématique	43
3.4.1.2.b . Loi de comportement.....	44
3.4.1.2.c. Prise en compte du cisaillement transversale	45
3.4.2. L'élément de volume.....	45
3.5. MODELISATIONS.....	46
3.5.1. Modèle mécanique.....	46
3.5.2. Modèle aux éléments finis.....	46
3.6. DICRETISATION ET DEFINITION DU MODELE NUMERIQUE.....	46
3.6.1. Maillage de la poutre.....	47
3.6.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux	47
3.6.3. Conditions aux limites	47
3.7. ANALYSE STATIQUE	47
3.7.1. Etat de déformation de la poutre PRS sous charge uniforme.....	48
a. Evolution des déplacements en fonction de la charge uniforme	48
. Déplacements dans la direction (1)	48
. Déplacements U_{11} à l'extrémité de l'âme de la poutre.....	48
. Déplacements U_{11} au milieu de l'âme de la poutre.....	49
. Déplacements U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre.....	49
. Déplacements dans la direction (2)	50
. Déplacements U_{22} à l'extrémité de l'âme de la poutre.....	50
. Déplacements U_{22} au milieu de l'âme de la poutre.....	51
. Déplacements U_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre.....	51
. Déplacements dans la direction (3)	52
. Déplacements U_{33} à l'extrémité de l'âme de la poutre	52
. Déplacements U_{33} au milieu de l'âme de la poutre.....	53
. Déplacements U_{33} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre.....	53
b. Evolution des contraintes en fonction de la charge uniforme	54
. Contraintes dans la direction (1)	54
. Contraintes S_{11} à l'extrémité de l'âme	54
. Contraintes S_{11} au milieu de l'âme de la poutre.....	55
. Contraintes S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre.....	55
. Contraintes dans la direction (2)	56
. Contraintes S_{22} à l'extrémité de l'âme de la poutre.....	56
. Contraintes S_{22} au milieu de l'âme de la poutre.....	57
. Contraintes S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre.....	57
. Contraintes dans la direction (3)	58
c. Evolution des déformations en fonction de la charge uniforme	58
. Déformation dans la direction (1)	58
. Déformation E_{11} à l'extrémité de l'âme	59

. Déformation E_{11} au milieu de l'âme de la poutre.....	59
. Déformation E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre.....	60
. Déformation dans la direction (2)	60
. Déformation E_{22} à l'extrémité de l'âme de la poutre.....	61
. Déformation E_{22} au milieu de l'âme de la poutre.....	61
. Déformation E_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre.....	62
. Déformations dans la direction (3)	62
3.7.2. Etat de déformation de la poutre sous charge uniforme et charge horizontale appliquée à l'extrémité de la poutre	63
a. Evolution des déplacements en fonction de la charge ponctuelle	63
. Déplacements dans la direction (1)	63
. Déplacements U_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge.....	64
. Déplacements U_{11} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge.....	64
. Déplacements U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la variation de la charge	65
. Déplacements dans la direction (2)	65
. Déplacements U_{22} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge..	66
. Déplacements U_{22} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge	67
. Déplacements U_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge	67
. Déplacements dans la direction (3)	68
. Déplacements U_{33} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge	69
. Déplacements U_{33} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge	69
. Déplacements U_{33} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la variation de la charge	70
b. Evolution des contraintes en fonction de la charge ponctuelle	70
. Contrainte dans la direction (1)	70
. Contraintes S_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge	71
. Contraintes S_{11} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge	72
. Contraintes S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la la charge.....	72
. Contraintes dans la direction (2)	73
. Contraintes S_{22} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge.....	74
. Contraintes S_{22} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge	74
. Contraintes S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la la charge	75
. Contraintes dans la direction (3)	75
c. Evolution des déformations en fonction de la charge uniforme	75
. Déformation dans la direction (1)	75
. Déformation E_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge..	76
. Déformation E_{11} au milieu de l'âme de la poutre en fonction de la variation de la charge.....	77
. Déformation E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge	77
. Déformation dans la direction (2)	78
. Déformation E_{22} à l'extrémité de l'âme de la poutre en fonction de la variation de la charge	79
. Déformation E_{22} au milieu de l'âme de la poutre en fonction de la variation de la charge	79

. Déformation E_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge	80
. Déformations dans la direction (3)	80
3.8. POUTRE RENFORCEE PAR DEUX PANNEAUX EN BETON	80
3.8.1- Maillage de la poutre renforcée	80
3.8.2- La connexion des panneaux en béton avec la poutre	80
3.8.3. Etat de déformation de la poutre renforcée	81
a. Evolution des déplacements en fonction de la charge ponctuelle	81
. Déplacements dans la direction (1)	81
. Déplacements U_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	82
. Déplacements U_{11} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge..	82
. Déplacements U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge.	83
. Déplacements dans la direction (2)	83
. Déplacements U_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	84
. Déplacements U_{22} au milieu de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge ...	85
. Déplacements U_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	85
. Déplacements dans la direction (3)	86
. Déplacements U_{33} à l'extrémité de l'âme dans la direction '3' en fonction de la variation de la charge	87
. Déplacements U_{33} au milieu de l'âme dans la direction '3' en fonction de la variation de la charge....	87
. Déplacements U_{33} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la variation de la charge	87
b. Evolution des contraintes en fonction de la charge ponctuelle	88
. Contrainte dans la direction (1)	88
. Contraintes S_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	89
. Contraintes S_{11} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	90
. Contraintes S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	90
. Contraintes dans la direction (2)	91
. Contraintes S_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	92
. Contraintes S_{22} au milieu de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge ...	92
. Contraintes S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	93
. Contraintes dans la direction (3)	93
c. Evolution des déformations en fonction de la charge ponctuelle	93
. Déformation dans la direction (1)	93
. Déformation E_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	94
. Déformation E_{11} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge.....	95
. Déformation E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	95
. Déformation dans la direction (2)	96
. Déformation E_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge ..	96
. Déformation E_{22} au milieu de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	97
. Déformation E_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge	98

.CONCLUSION GENERALE.....	125
. Perspectives	127
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	129

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU clément et le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je exprime toute ma profonde reconnaissance à Monsieur HADJANE YAZID, mon directeur de mémoire, qui m'a gratifié par sa connaissance de son aide scientifique et qui, par son expérience et sa compétence, m'a transmis, pas à pas, sa passion pour la démarche de l'étude. Sans lui, cette mémoire n'aurait sûrement jamais vu le jour.

Je remercie vivement Monsieur le professeur HABITA M. FAOUZI, qui m'a fait l'honneur de présider mon jury de mémoire, et Docteur MERZOUO MLOUO, Docteur DJOUNO CHAOUKI qui ont acceptés d'être les examinateurs, je les remercie pour le temps qu'ils ont passé à évaluer mon travail

Je tiens à remercier du fond du cœur ma famille, mes collègues de travail les ingénieurs, les techniciens et tous les agents de la direction des services techniques de l'APC de Sidi Amar pour son soutien et son encouragements sans faille.

Je adresse de chaleureux remerciements à Monsieur CHERGUO OMAR, le directeur technique de l'APC de Sidi Amar et Monsieur CHARIF ISMAIL mon chef de travail pour ses gentillesse ses compréhensions et son encouragement et pour le temps qui ont été mis a ma disposition pour finaliser mes études.

Mes plus vifs remerciements vont également à mes amis : Nadia , Samira, Sihem, Nadjette , Houda , Leila , Lynda , Farida , Soumai , Mounira , M Cherif , Lahcene , Fethi , Moussa et mes collègues , Nawel , Sameh , Fouzia , Latifa , Nadjette , Hocine , Djamel , El Aïachi et tous ma promotion de magister options : Mécanique des structures , matériaux et avec qui j'ai passé des agréables moments.

ABSTRACT

The earthquake is the greatest danger which threatens the lives of individuals and structures of all kinds, especially older ones.

To prevent and minimize to an acceptable level of danger and the deformations caused by a future earthquake and to maintain our structures for a long time. We made a numerical study of mechanical behavior of a welded beam reconstructed (P.R.S) which it belongs to a double girder bridge. The beam is located on the code calculation ABAQUS.

Initially the beam is subjected to a constant load uniformly distributed along its length , in a second step we combined the uniform load with the Horizontal force variable in intensity witch Represents the seismic force the latter is applied to the end of the beam , this is the case of unreinforced beam then , we take the same case load and is applied to the beam but this time the soul of the latter strengthened by two panels of concrete of both sides , this is the case of a beam strengthened . In the end we support the numerical study with that experimental we take the case of non-reinforced beam and comparing the results obtained.

KEY WORDS: Stability, Buckling, warping, bridges, Welded beam Reconstructed, Reinforcements, FEM, Modeling plates, ABAQUS.

RESUME

Le séisme représente le plus grand danger qui menace la vie des individus et des structures de tous types, en particulier les plus anciens.

Afin de prévenir et de réduire au minimum à un niveau acceptable le danger et les déformations engendrés par un future séisme et pour conserver nos structures pour le plus longtemps possible, on fait une étude numérique du comportement mécanique d'une poutre reconstituée soudée (P.R.S) qui appartient à un pont bipoutre. La poutre est implantée sur le code de calcul ABAQUS.

Dans un premier temps la poutre est soumise à une charge constante, répartie uniformément sur sa longueur, dans un deuxième temps, on combine la charge uniforme avec une charge horizontale de densité variable, représentant la force séismique. Cette dernière est appliquée à l'extrémité de la poutre, c'est le cas de la poutre non renforcée, puis on prend le même cas de chargement et on applique sur la poutre, mais cette fois l'âme de celle-ci est renforcé par deux panneaux en béton de part et d'autre, c'est le cas d'une poutre renforcée.

Enfin, on soutient l'étude numérique avec celle expérimentale. On a pris le cas de poutre non renforcée et on compare les résultats obtenus.

MOTS CLES : Stabilité, Flambement, Voilement, Ponts, Poutre Reconstituée soudée (PRS) Renforcement, MEF, Modélisations des plaques, ABAQUS.

ملخص

الزلازل يمثل الخطر الأكبر الذي يهدد حياة الأفراد والبنىات بجميع أنواعها، و القديمة منها على وجه الخصوص. لمنع وتقليل إلى مستوى مقبول من خطر الزلازل والتشوهات في البنىات الناجمة عنه وللحفاظ عليها لأطول فترة ممكنة. قمنا بإجراء دراسة رقمية للسلوك الميكانيكي لروافد ملحمة حديدية لجسر نو رافدين باستعمال برنامج التحليل الرقمي أباكيس .

في البداية قمنا بإخضاع الرافدة الملحمة الحديدية لقوة ثابتة منتشرة بانتظام على طولها , بعدها قمنا بجمع القوة الثابتة المنتشرة على السطح مع قوة أفقية متغيرة تمثل قوة الزلازل مطبقة على طرف الرافدة تمثل هذه الحالة رافدة غير مدعمة , ثم أخذنا نفس القوى وطبقناها على الرافدة لكن هذه المرة العارضة لهذه الأخيرة مدعمة بالخرسانة من الجانبين للحد من ظاهرة تقوقع العارضة وتمثل هذه الحالة الرافدة وهي مدعمة . في النهاية قمنا بتدعيم الدراسة الرقمية بدراسة مخبرية في حالة الرافدة الغير مدعمة وقمنا بمقارنة النتائج المتحصل عليها .

الكلمات المفتاح : الاستقرار ، الإلتواء ، التقوقع ، المعابر، الروافدة الملحمة الحديدية (ب.ر.س) ، التعزيز ، طريقة العناصر المحدودة (MEF), نمذجة اللوحات , اباكيس .

Figure N° :	Titre	Page
1.1.	<i>Exemple d'instabilité globale par grande chaleur (été 2003)</i>	7
1.2.	<i>Les trois états d'équilibre</i>	8
1.3.	<i>Poutre généralisé</i>	8
1.4.	<i>Poutre console</i>	9
1.5. a.	<i>Flambage par bifurcation</i>	15
1.5.b.	<i>Flambage par point limite</i>	16
1.5.c.	<i>Flambage par point limite avec claquage</i>	16
1.6.a	<i>Flambement</i>	17
1.6.b	<i>Voilement de l'âme</i>	18
1.6.c	<i>Déversement</i>	18
1.6.d	<i>Cloquage</i>	18
1.7.	<i>Le flambement latéral des poutres</i>	19
1.8.	<i>Voilement local : ondulation des zones comprimées</i>	21
1.9.	<i>Le voilement des plaques</i>	22
1.10.	<i>Relation entre K et le rapport a/b</i>	23
1.11.	<i>Coefficient de voilement k_{σ}</i>	24
1.12.	<i>Ajout de plats soudés sur les âmes et sur les semelles de profils métallique U, I</i>	24
1.13.a.	<i>Ajout de plats soudés sur les semelles</i>	25
1.13.b.	<i>Ajout de plats soudés, semelles et âme</i>	25
1.13.c.	<i>Ajout d'un profil sous la semelle inférieure</i>	25
1.14.	<i>Tablier bipoutre mixte à entretoises</i>	26
1.15.	<i>Les différents types de raidisseurs</i>	26
1.16.	<i>Ames ondulées ou en ondes Omega</i>	26
1.17.	<i>Pose des renforcements en chantier</i>	27
1.18.	<i>Aspect final des renfort</i>	27
2.1.	<i>Terminologie employée pour les soudures</i>	30
2.2 a.	<i>Soudage semi. Automatique sous flux solide</i>	30
2.2. b	<i>Moyen de soudage automatique</i>	30
2.3.	<i>Soudures d'angle</i>	31
2.4.	<i>Exemple d'utilisation des PRS dans le levage –manutention</i>	31
2.5.	<i>Exemples d'utilisation des PRS dans les Bâtiments en CM</i>	31
2.6.	<i>Exemples d'utilisation des PRS dans les Ponts</i>	32
2.7.	<i>Exemple d utilisation de PRS dans le Transport</i>	32
2.8	<i>PRS à âme pleine</i>	32

2.9. Poutre alvéolaire hexagonale	33
2.10. Poutre alvéolaire cellulaire	33
2.11. Différents types de PRS en fabrication	33
2.12. PRS a échelle réelle	38
2.13. Structure réelle	38
2.14. Structure à échelle réduite	38
2.15. Section réduite	39
2.16. Schéma statique de la poutre PRS d'un pont bipoutre	39
3.1. Hypothèse en théorie des plaques	43
3.2. Élément volumique	45
3.3 Maillage de la poutre	47
3.4. Isovaleurs des déplacements dans la direction '1' sous la charge uniforme	48
3.4. a. Déplacements U_{11} à l'extrémité de l'âme	48
3.4. b. Déplacements U_{11} au milieu de l'âme	49
3.4. c. Déplacements U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre	49
3.5. Isovaleurs des déplacements dans la direction '2' sous la charge uniforme	50
3.5. a. Déplacement U_{22} à l'extrémité de l'âme	50
3.5. b. Déplacements U_{22} au milieu de l'âme	51
3.5.c. Déplacements U_{22} à mi hauteur de l'ame sur la longueur de la poutre	51
3.6. Isovaleurs des déplacements dans la direction '3' sous la charge uniforme	52
3.6. a. Déplacements U_{33} à l'extremite de l'ame	52
3.6.b. Déplacements U_{33} au milieu de l'âme	53
3.6.c. Déplacement U_{33} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre	53
3.7. Isovaleurs des contraintes dans la direction '1' sous la charge uniforme	54
3.7. a. Variation des contraintes S_{11} à l'extrémité de l'âme	54
3.7.b. Variation des contraintes S_{11} au milieu de l'âme	55
3.7.c. variation de contrainte S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre	55
3.8 Isovaleurs des contraintes dans la direction '2' sous la charge uniforme	56
3.8.a Variation de contrainte S_{22} à l'extrémité de l'âme	56
3.8.b Variation de contrainte S_{22} au milieu de l'âme	57
3.8.c Variation de contrainte S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre	57
3.9 Isovaleurs des contraintes S_{33} dans la direction '3' sous la charge uniforme	58
3.10 Isovaleurs des déformations dans la direction '1' sous la charge uniforme	58
3.10.a Variation de déformation E_{11} a l'extrémité de l'âme	59
3.10.b Variation de déformation E_{11} au milieu de l'âme	59
3.10.c Variation de déformation E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre	60
3.11. Isovaleurs des déformations dans la direction '2' sous la charge uniforme	60

3.11.a	Variation de déformation E_{22} à l'extrémité de l'âme	61
3.11.b	Variation de déformation E_{22} au milieu de l'âme	61
3.11.c	Variation de déformation E_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre	62
3.12	Isovaleurs des déformations dans la direction '3' sous la charge uniforme	62
3.13.1.	Isovaleurs des déplacements dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 1020,89N	63
3.13. 2.	Isovaleurs des déplacements dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 2041,79N	63
3.13.a.	Déplacement U_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge	64
3.13.b.	Déplacement U_{11} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge	64
3.13.c.	Déplacement U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge	65
3.14.1.	Isovaleurs des déplacements dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	65
3.14.2.	Isovaleurs des déplacements dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N	66
3.14.a.	Déplacement U_{22} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge	66
3.14.b.	Déplacement U_{22} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge	67
3.14.c.	Déplacement U_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge	67
3.15.1	Isovaleurs des déplacements dans la direction '3' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	68
3.15.2	Isovaleurs des déplacements dans la direction x sous charge horizontale de densité de 2041,79 N.	68
3.15. a	Déplacement U_{33} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge	69
3.15. b	Déplacement U_{33} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge	69
3.15. c	Déplacement U_{33} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge	70
3.16.1	Isovaleurs des contraintes dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	70
3.16.2.	Isovaleurs des contraintes dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N	71
3.16. a.	Contrainte S_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge	71
3.16.b	Contrainte S_{11} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge	72
3.16.c	Contrainte S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge	72
3.17.1	Isovaleurs des contraintes dans la direction '2' sous charge horizontale	73

de densité de 1020,89 N	
3.17.2 Isovaleurs des contraintes dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N	73
3.17.a Contrainte S_{22} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge	74
3.17.b Contrainte S_{22} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge	74
3.17.c Contrainte S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge	75
3.18.1 Isovaleurs des déformations dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	75
3.18.2 Isovaleurs des déformations dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N	76
3.18.a Déformation E_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge	76
3.18.b Déformation E_{11} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge	77
3.18. c Déformation E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge	77
3.19.1.Isovaleurs des déformations dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	78
3.19.2.Isovaleurs des déformations dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N	78
3.19.a. Déformation E_{22} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge	79
3.19.b. Déformation E_{22} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge	79
3.19. c Déformation E_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge	80
3.20 Connexion de la poutre avec les deux panneaux en béton	80
3.21.1 Isovaleurs des déplacements dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	81
3.21. 2 Isovaleurs des déplacements dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N	81
3.21. a Déplacement U_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	82
3.21. b Déplacement U_{11} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	82
3.21. c Déplacement U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	83
3.22.1 Isovaleurs des déplacements dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	83
3.22.2.Isovaleurs des déplacements dans la direction '2' sous charge horizontale de densité	84

	de 2041,79 N	
3.22.a	Déplacement U_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	84
3.22. b.	Déplacement U_{22} au milieu de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	85
3.22.c.	Déplacement U_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	85
3.23.1.	Isovaleurs des déplacements dans la direction '3' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	86
3.23.2.	Isovaleurs des déplacements dans la direction '3' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N	86
3.23. a.	Déplacement U_{33} à l'extrémité de l'âme dans la direction '3' en fonction de la variation de la charge	87
3.23. b.	Déplacement U_{33} au milieu de l'âme dans la direction '3' en fonction de la variation de la charge	87
3.23. c.	Déplacement U_{33} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	88
3.24.1.	Isovaleurs des contraintes dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	88
3.24.2.	Isovaleurs des contraintes dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N	89
3.24. a.	Contrainte S_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	89
3.24.b.	Contrainte S_{11} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	90
3.24.c.	Contrainte S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge	90
3.25.1.	Isovaleurs des contraintes dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	91
3.25.2.	Isovaleurs des contraintes dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N	91
3.25.a	Contrainte S_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	92
3.25.b	Contraintes S_{22} au milieu de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	92
3.25. c	Contrainte S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge	93

3.26.1 Isovaleurs des déformations dans la direction ' 1 ' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	93
3.26.2 Isovaleurs des déformations dans la direction ' 1 ' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N	94
3.26.a Déformations E_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction ' 1 ' en fonction de la variation de la charge	94
3.26. b Déformation E_{11} au milieu de l'âme dans la direction ' 1 ' en fonction de la variation de la charge	95
3.26. c Déformation E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction ' 1 ' en fonction de la variation de la charge	95
3.27.1 Isovaleurs des déformations dans la direction ' 2 ' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N	96
3.27.2.Isovaleurs des déformations dans la direction ' 2 ' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N	96
3.27.a. Déformations E_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction ' 2 ' en fonction de la variation de la charge	97
3.27.b. Déformation E_{22} au milieu de l'âme dans la direction ' 1 ' en fonction de la variation de la charge	97
3.27.c. Déformation E_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction ' 1 ' en fonction de la variation de la charge	98
3.28.a. Comparaison des déplacements U_{11} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 1020,89 N	99
3.28.b. Comparaison des déplacements U_{11} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N	99
3.29.a. Comparaison des déplacements U_{11} au milieu de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 1020,89 N	100
3.29.b. Comparaison des déplacements U_{11} au milieu de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N	100
3.30.a . Comparaison des déplacements U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 1020,89 N	101
3.30.b. Comparaison des déplacements U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N	101
3.31.a. Comparaison des contraintes S_{11} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 1020,89 N	102
3.31.b. Comparaison des contraintes S_{11} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N	102
3.30.b Comparaison des contraintes S_{11} au milieu de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée	103

<i>sous charge de 1020,89 N</i>	
3.30.b. Comparaison des contraintes S_{11} au milieu de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N	103
3.31.a. Comparaison des contraintes S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 1020,89 N	104
3.31.b. Comparaison des contraintes S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N	104
3.32. Comparaison des déplacements maximaux à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' de la poutre renforcée et non renforcée	105
3.33 Comparaison des déplacements maximaux au milieu de l'âme dans la direction '2' de la poutre renforcée et non renforcée	105
3.34 Comparaison des déplacements maximaux au milieu de l'âme dans la direction '3' de la poutre renforcée	106
3.35 Comparaison des contraintes maximales au milieu de l'âme dans la direction '1' de la poutre renforcée et non renforcée	106
3.36 Comparaison des contraintes maximales à l'extrémité de l'âme, dans la direction '1' de la poutre renforcée et non renforcée	107
3.37 Comparaison des déformations maximales au milieu de l'âme dans la direction '1' de la poutre renforcée et non renforcée	107
3.38 Comparaison des déformations maximales à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' de la poutre renforcée et non renforcée	108
3.39 Courbe charge – déplacement du point le plus sollicité dans la direction '1' de la poutre renforcée et non renforcée	108
3.40 Courbe charge – déplacement du point le plus sollicité dans la direction '2' de la poutre renforcée et non renforcée	109
4.1. La dalle d'essai	113
4.2 La poutre PRS	114
4.3 Appui du coté droite	114
4.4 Appui du coté gauche	114
4.5. Système d'application de la charge uniforme	115
4.6. Système d'application de la charge horizontale	116
4.7. Détaille d'application de la charge horizontale	116
4.8. Compérateurs des déplacements	117
4.9. Différentes étapes de placer les jauges de déformations	117
4.10. Compérateurs des déplacements positionnés à l'extrémité de l'âme	118
4.11. Compérateur de déplacement placé au dessous de la semelle inférieur	118
4.12. Jauges des déformations positionnées à l'extrémité de l'âme	119

4.13. Jauge de déformation positionnée au milieu de l'âme proche à la semelle inférieure	119
4.14. Différents étapes d'application de la charge horizontale à l'extrémité de l'âme	120
4.15.a. Comparaison des déplacements U_{11} d'une poutre non renforcée à l'extrémité de l'âme sous charge de 1020,89 N	121
4.15.b. Comparaison des déplacements U_{11} à l'extrémité de l'âme d'une poutre non renforcée sous charge de 2041,79 N	121
4.16.a. Comparaison des déformations E_{22} à l'extrémité de l'âme d'une poutre non renforcée sous charge de 1020,89 N	122
4.16.b. Comparaison des déformations E_{22} à l'extrémité de l'âme d'une poutre non renforcée sous charge de 2041,79 N	122
4.17. Courbe charges – déplacements du point le plus sollicitée dans la direction 'l' à l'extrémité de l'âme cas de la poutre non renforcée	116

Tableaux	Titres	Pages
-----------------	---------------	--------------

CHAPITRE II- PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES P.R.S

Tab.2.1	Rapports largeur – épaisseur maximaux pour parois comprimées semelle en console	36
Tab.2.2	Rapports largeur – épaisseur maximaux pour parois comprimées âme	37

CHAPITRE III- ETUDE NUMERIQUE DES POUTRES P.R.S

Tab.3.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	47
----------------	--	----



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

A la différence d'autres risques naturels, on ne peut agir sur l'aléa sismique: alors que l'on peut lutter contre une crue ou un incendie, on est totalement impuissant face à un séisme, du moins dans l'état actuel des connaissances scientifiques. La seule manière efficace de se protéger des séismes est donc la prévention. A l'heure actuelle, cette prévention est axée sur :

- évaluer le risque sismique et construire en conséquence selon des normes qu'il faut faire appliquer.
- développer la recherche en matière de construction parasismique en élaborant de nouvelles techniques de génie civil pour lutter contre les effets mécaniques des séismes.

Le séisme et ses éventuels phénomènes annexes peuvent engendrer la destruction, la détérioration ou l'endommagement des habitations, des usines, des ouvrages (ponts, routes, voies ferrées, etc.),

Il sera également nécessaire de développer des méthodes et techniques de Réfection permettant d'adapter les structures existantes pour la restauration de notre héritage architecturale. Ces méthodes visent les stratégies suivantes :

- augmenter la résistance de certains éléments de structure,
- augmenter la déformabilité (ductilité) de certains éléments ou sections,
- réduire de façon significative la fréquence propre,
- augmenter la rigidité globale de la structure,
- augmenter l'amortissement dans certains éléments.

Parmi les méthodes et techniques de protection des structures. L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée, tant dans les bâtiments que dans les ponts. Bien que de nature franchement différente, ces deux matériaux sont complémentaires:

- Le béton résiste en compression et l'acier en traction.
- Les éléments métalliques sont relativement élancés et sujets au voilement, le béton peut empêcher le voilement.
- Le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et une isolation thermique aux températures élevées.
- L'acier permet de rendre la structure ductile.

L'utilisation de la complémentarité des matériaux béton acier s'est beaucoup développée ces dernières années dans le domaine des ouvrages d'art. La mixité permet aux ingénieurs de concevoir et de réaliser des ouvrages combinant des portées mais aussi des hauteurs plus en plus importantes avec un temps d'exécution de plus en plus court.

Notre étude basée sur des essais et des simulations numériques apportent une justification sérieuse à la Compréhension de l'interaction entre l'acier et le béton d'une poutre métallique mixte qui présente une raideur et une résistance plus élevée que celle non mixte.

-Présentation du travail :

L'étude se déroule en quatre (04) phases :

❖ **Première phase** : commence par une introduction des principales notions nécessaires pour comprendre la problématique abordée lors de cette étude, suivie du chapitre 1 qui consiste en une recherche bibliographique pour déterminer les phénomènes d'instabilités élastiques. Dans ce dernier, une définition du voilement des plaques minces, en général et le voilement des âmes des poutres reconstituées soudées en particulier ont été présentés, ainsi quelques solutions pour éviter le phénomène de flambement et de voilement pour assurer la stabilité des ouvrages métalliques.

❖ **Deuxième phase** : Dans ce chapitre, le prédimensionnement de la poutre reconstituée soudée et la détermination du modèle numérique et expérimentale pour étudier leur comportement, avant et après renforcement par deux panneaux en béton au niveau de l'âme.

❖ **Troisième phase** : Le chapitre 3 présente le modèle P.R.S implanté dans le code de calcul numérique ABAQUS version 6.5.1, pour étudier son comportement mécanique, quand elle est soumise à une charge horizontale ponctuelle variable en intensité équivalente, à la charge séismique et une charge verticale permanente constante uniformément répartie sur sa longueur. Une analyse a été faite par le même programme du comportement de la poutre PRS, renforcée au niveau de l'âme par deux panneaux en béton.

Ce chapitre rassemble les résultats numériques obtenus avec et sans renforcement d'une poutre PRS pour un calcul statique .il permet de mettre en lumière le véritable rôle de renforcement avec les panneaux en béton et son influence sur les comportements mécaniques de P.R.S.

❖ **Quatrième phase** : Le chapitre 4 présente la partie expérimentale de ce mémoire ou on a fait un essai expérimental sur une dalle d'essais pour un modèle réduit d'une poutre P.R.S, sans renforcement soumise, à un chargement vertical constant et un effort horizontal variable, afin d'étudier leurs comportements mécaniques.

Ensuite la comparaison et l'interprétation des résultats numériques avec celles expérimentaux .Enfin, les principaux résultats de cette recherche et leurs impacts dans la construction ainsi que les perspectives sont présentés dans une conclusion générale.



CHAPITRE : I
RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre I

Recherche Bibliographique

1-1-INTRODUCTION :

L'acier peut être partout présent dans un édifice et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre. Il représente un choix déterminant dès la conception, structurel notamment, qui exige rigueur et précision mais qui donne maîtrise du projet, liberté de création et choix de solutions adaptées.

C'est un matériau dont la préparation et la mise en forme se fait en grande partie en atelier et dont les éléments arrivent sur le chantier prêts à être montés et associés à d'autres matériaux. La logique de la construction avec l'acier est une logique d'assemblage [1].

L'acier ne se trouve pas tel quel dans la nature. Il est fabriqué à partir de minerai de fer qui est placé dans un haut fourneau avec du coke (charbon cuit) qui sert de combustible et qui provoque la fusion du minerai. À la sortie du haut fourneau, le fer est récupéré sous la forme d'un liquide : la fonte. Elle est introduite dans un convertisseur à oxygène dans lequel se trouve un lit de ferrailles recyclées. L'ensemble est transformé en acier [2].

L'apparition de l'acier en construction est concomitante au développement de l'industrie de l'acier. On a donc observé une explosion de l'emploi de l'acier à partir du 19ème siècle au cours duquel les hauts fourneaux fournissent en quantité importante un produit de relativement bonne qualité.

1-1-2-Monuments célèbres en acier

- 1884 : Le viaduc de Garabit
- 1889 : la tour Eiffel
- 1889 : La Galerie des Machines à Paris
- 1890 : environ : La reconstruction de Chicago après l'incendie. Mise en œuvre des méthodes de protection contre le feu des structures aciers des bâtiments.
- 1929 – 1932 : Maison de verre de Pierre Chareau. [3]
- 1958 : L'Atomium Bruxelles en Belgique [2]
- 1976 : Le centre Beaubourg [3]
- 1989 : La pyramide du Louvre : Installé sur un domaine de plus de 40 hectares en plein Cœur de Paris.
- Le viaduc de Millau : le plus haut pont suspendu à haubans du monde ; Reliant Clermont-Ferrand à Béziers. [2].
- 1991 : L'aéroport de Stansted par Foster. [3]

1-1-3-Définition de l'acier

L'acier, c'est du fer additionné de carbone, depuis un taux proche de 0%, correspondant à des traces infimes, jusqu'à 2%. Le dosage en carbone influe sur les caractéristiques du métal. [4]

L'acier peut contenir aussi d'autres éléments en faible quantité qui sont soit des impuretés (soufre, phosphore), soit des introductions volontaires (silicium, nickel, chrome, cuivre, manganèse ...). [4]

1.1.4 -Dix bonnes raisons de construire en acier

- Performances mécaniques

L'acier présente des caractéristiques mécaniques hors du commun, notamment un compromis exceptionnel résistance / quantité de matière. Cela permet des grandes portées, des structures fines, élancées, s'inscrivant harmonieusement dans leur environnement tout en offrant toutes les garanties de sécurité et de fiabilité.

- Matériau recyclé

L'acier est l'un des matériaux les plus recyclés au monde. On le récupère facilement grâce à ses propriétés magnétiques. De retour à l'aciérie, il peut suivre à nouveau un cycle de fabrication standard et se régénère intégralement : il retrouve des propriétés identiques à celles d'un acier de première génération.

- Durabilité

Galvanisé, peint, auto-patinable ou inoxydable, l'acier est un matériau durable qui conserve ses propriétés pendant des décennies et des décennies.

- Liberté créative

L'acier, grâce à ses propriétés uniques (d'élasticité, de ductilité...) offre des possibilités constructives infinies, permet des formes originales, aériennes, défiant les lois de la pesanteur.

- Mise en œuvre aisée

L'acier est facile et rapide à mettre en œuvre. On préfabrique des éléments en atelier et seul l'assemblage se fait sur site, apportant aux ouvriers une plus grande sécurité et un meilleur confort dans leur travail.

- Pas de nuisances de chantiers

Matériau typique de la filière sèche, l'acier permet de construire rapidement et quasiment sans nuisances de chantier (bruit, déchets, encombrement...).

- Confort et économie d'énergie

L'acier, associé à d'autres matériaux, offre des solutions particulièrement intéressantes dans l'habitat : isolation thermique et acoustique, notamment. Par ailleurs, la finesse des structures donne la possibilité de grandes verrières, donc d'économie de lumière et de chauffage.

- Variété d'aspects

L'acier offre une multitude d'aspects de surface (couleurs, textures, brillance). Il propose également une large gamme de dimensions (de la tôle forte pour les ponts à la tôle fine pour l'habillage des façades) et de nuances (inoxydables, patinables, etc.).

- Constructions modulables

Les constructions en acier sont évolutives, s'adaptant aux changements de besoins des occupants ou de finalité du bâtiment. [4]

1-2-CONCEPTS D'EQUILIBRE ELASTIQUE STABLE ET INSTABLE

1.2.1- Introduction

Les théories sur la stabilité ont été élaborées afin de déterminer les conditions par lesquelles une structure, en équilibre, cesse d'être stable. L'instabilité est essentiellement une propriété des structures de géométrie extrême, comme par exemple les éléments comprimés d'élanement important, les plaques minces plates ou encore les coques minces cylindriques. Normalement, on considère des systèmes avec un paramètre variable N qui représente classiquement la charge extérieure, mais qui peut aussi être la température (flambement thermique) ou d'autres phénomènes. Pour chaque valeur de N , il n'existe qu'une configuration hors flambement.

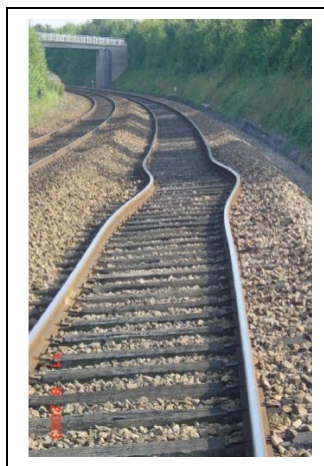


Fig.1.1 Exemple d'instabilité globale par grande chaleur (été 2003)

Dans les problèmes classiques de flambement, le système est stable si N est assez petit et devient instable quand N est grand. La valeur de N pour laquelle le système cesse d'être stable est appelée : valeur critique N_{cr} .

1-2-2- Etats d'équilibre stable et instable

-Définition de stabilité : Un système est dit en équilibre stable si, lorsqu' il quitte sa position d'équilibre, certaines forces entrent en jeu pour le ramener à sa position d'équilibre originale (**Fig.1.2.a**). Par contre, pour un système en équilibre instable, ces mêmes forces contribuent à l'éloigner davantage de sa position d'équilibre (**Fig.1.2.b**). Il existe également une situation intermédiaire (le système n'est ni stable ni instable) dans laquelle toutes les positions du système sont des positions d'équilibre ; le système est alors dit en équilibre neutre (**Fig.1.2.c**) [5]

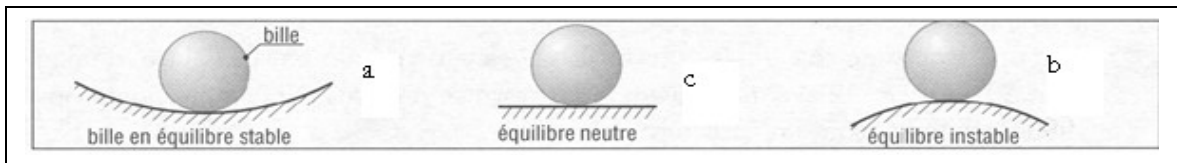


Fig.1.2 Les trois états d'équilibre

1.3- CRITERES GENERAUX DE LA STABILITE ELASTIQUE

1.3.1- Généralités : On considère que tous les changements de la configuration d'un système à partir d'une configuration initiale comme un déplacement. Une configuration est déterminée au moyen d'un nombre fini de variables réelles indépendantes, appelées coordonnées généralisées, notées ici $q_1, q_2 \dots q_n$ ou plus généralement q_i . Une poutre à travée unique peut, bien sûr, avoir un ensemble infini de coordonnées généralisées, comme par exemple les coefficients q_i de la série de Fourier représentant la flèche :

$$y = \sum_i q_i \sin \frac{i\pi X}{L}$$

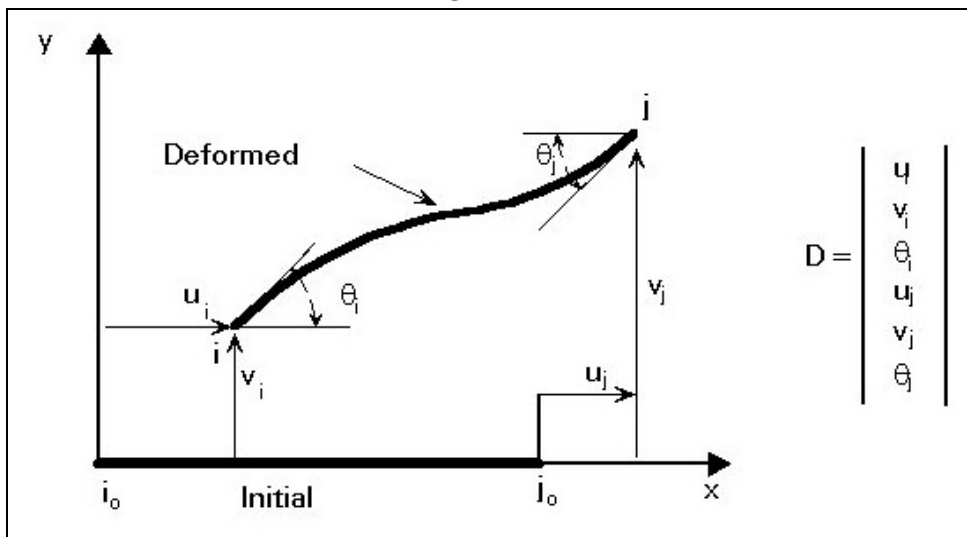


Fig.1.3 Poutre généralisé

Cette série peut cependant être approchée par un nombre fini de termes avec un nombre fini de coordonnées généralisées représentant les degrés de liberté du système. Si l'on considère la poutre de la figure (**Fig.1.3**), les coordonnées généralisées peuvent être les degrés de liberté des nœuds **i** et **j** aux extrémités de la poutre : deux translations **u** et **v** et une rotation **θ** par nœud (dans le plan). On suppose ici que l'ensemble de l'allure de la

déformée élastique de la poutre peut être défini en utilisant, par exemple, des fonctions d'interpolation. Le vecteur déplacement de la poutre peut être noté : $D = (u_i, v_i, q_i, u_j, v_j, q_j)$.

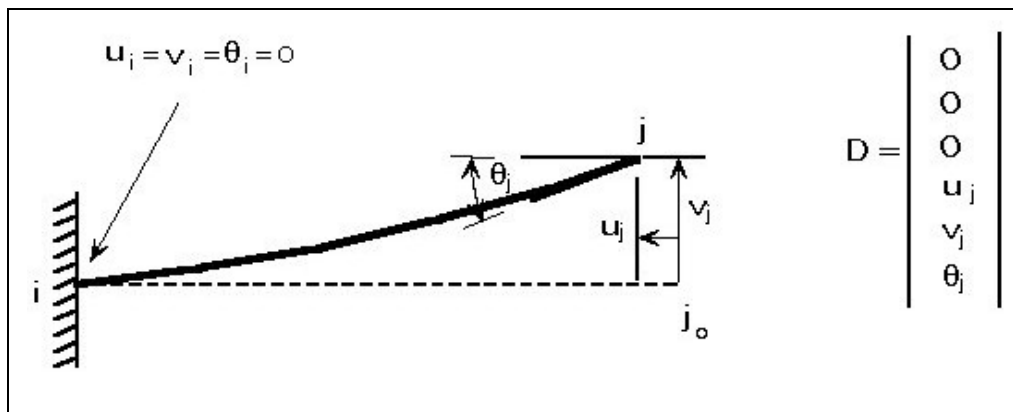


Fig1.4 Poutre console

Aux appuis, les conditions aux limites imposent des restrictions aux variables généralisées. Sur la figure (**Fig.1.4**), par exemple, les conditions aux limites sont telles que le vecteur déplacement est nul à l'extrémité encastrée de la poutre console, d'où les restrictions imposées : $u_i = v_i = q_i = 0$.

Une structure est généralement soumise à des forces intérieures et extérieures ; les forces intérieures sont généralement des forces de traction (de décohesion), c'est-à-dire des forces dues aux contraintes, sur les faces d'un cube infiniment petit de matériau. Les forces extérieures agissent sur le volume (par exemple la gravitation), et/ou sur la surface (forces ou couples de contacts) de l'élément de la structure. Lors d'un changement dans la configuration du système, la loi de conservation de l'énergie peut s'exprimer de la manière suivante :

$$W_{ext} + Q = \Delta T + \Delta U \tag{1}$$

Où : W_{ext} : représente le travail créé dû aux forces extérieures au système

Q : représente la quantité de chaleur transmise au système

ΔT : représente l'augmentation de l'énergie cinétique

ΔU : représente l'augmentation de l'énergie interne

U : est souvent appelée énergie de déformation.

D'autre part, la loi de l'énergie cinétique est donnée par :

$$W = W_{ext} + W_{int} = \Delta T \tag{2}$$

Où : W_{int} : représente le travail des forces intérieures,

W : représente le travail créé par toutes les forces appliquées au système.

Les équations (1) et (2) donnent :

$$W_{int} = Q - \Delta U \tag{3}$$

Comme on ne prend en compte ici que des processus adiabatiques, $Q = 0$ et l'équation (3) donne :

$$W_{int} = - \Delta U \tag{4}$$

N.B. : ΔU n'existe que pour des systèmes déformables ; pour un système rigide on a :

$$\Delta U = 0 \quad \text{donc } W_{\text{int}} = 0 \quad (5)$$

Comme on ne prend en compte ici que les aspects statiques, on suppose qu'il n'y a pas de variation de l'énergie cinétique pendant le déplacement (vitesse très faible) :

$$\Delta T = 0 \quad (6)$$

et les équations (1), (2) et (5) donnent :

$$W_{\text{ext}} = \Delta U \quad (7)$$

$$W_{\text{ext}} + W_{\text{int}} = 0 \quad (8)$$

1.3.2 - Principe du travail virtuel

L'étude des problèmes de stabilité fait généralement appel au principe du travail virtuel. Le problème est d'abord de trouver la configuration d'équilibre réel du système, si elle existe, puis ensuite de vérifier si cette configuration est stable.

Un système donné peut prendre un nombre quelconque de configurations déformées compte tenu des limites fixées par les conditions aux limites, mais seule l'une d'elle est la vraie, correspondant à l'équilibre entre les charges réellement appliquées et les réactions correspondantes. Supposons que le système soit dans une configuration caractérisée par les coordonnées généralisées q_1, q_2, \dots, q_n et pour laquelle on recherche l'équilibre. Supposons que le système soit soumis à des déplacements petits, arbitraires à partir de cette configuration, on ne demandera à ces déplacements que de satisfaire les conditions aux limites, la structure étant soumise à son chargement réel. Les petits déplacements considérés ici ne sont pas nécessairement réels ; ils sont imaginaires et ne servent qu'à des fins de comparaison, c'est pour cela qu'on les appelle déplacements virtuels ; ces déplacements virtuels sont indépendants du chargement et sont notés ici δq_i . Par conséquent, tous les travaux ou calculs énergétiques mis en œuvre sur ce système donneront lieu à des travaux ou énergie virtuels.

Pour un système rigide, les équations (5) et (8) donnent :

$$\delta W_{\text{ext}} = 0 \quad (9)$$

Où : δW_{ext} représente le travail virtuel des forces extérieures dans les déplacements virtuels ; on peut exprimer le Principe du Travail Virtuel de la manière suivante : « Un système rigide est dans sa configuration d'équilibre si le travail virtuel de toutes les forces extérieures agissant sur lui est nul dans tout déplacement virtuel qui satisfasse les conditions aux limites ».

Pour un système déformable, l'équation (7) donne :

$$\delta W_{\text{ext}} = \delta U \quad (10)$$

Où δU : représente la variation de l'énergie de déformation dans le déplacement virtuel, le Principe du Travail Virtuel peut être exprimé ainsi : « Un système déformable est dans sa configuration d'équilibre si le travail virtuel de toutes les forces extérieures est égal à la variation d'énergie de déformation, dans tout déplacement virtuel satisfaisant les conditions aux limites ».

C'est là la forme du principe que l'on rencontre le plus souvent en analyse des structures ; cette condition est équivalente à la condition suivante, en utilisant l'équation (8) :

$$\delta W = \delta W_{\text{int}} + \delta W_{\text{ext}} = 0 \quad (11)$$

- Configuration d'équilibre réel

Pour un système ayant un nombre fini de coordonnées généralisées ($q_1, q_2 \dots q_n$), le travail virtuel δW correspondant à un déplacement virtuel à partir d'une configuration ($q_1, q_2 \dots q_n$) vers une configuration voisine ($q_1 + \delta q_1, \dots, q_n + \delta q_n$) peut être représenté par une forme linéaire des variations des coordonnées, soit :

$$\delta W = Q_1 \delta q_1 + Q_2 \delta q_2 + \dots = \sum_i Q_i \delta q_i \quad \text{Pour } i = 1, 2, \dots, n \quad (12)$$

Où Q_1, Q_2, \dots, Q_n : représentent des fonctions des coordonnées généralisées q_i et des forces intérieures (pour les systèmes déformables) et extérieures.

Par analogie avec le travail d'une force, les fonctions Q_1, Q_2, \dots, Q_n sont appelées composantes des forces généralisées. Les termes Q_i n'ont pas nécessairement la dimension d'une force et n'ont souvent pas tous la même dimension ; leur dimension est déterminée par le fait que $Q_i \delta q_i$ a la dimension d'un travail. Les équations (11) et (12) donnent :

Comme les δq_i sont arbitraires, indépendants des variations de q_i , l'équation (12) implique que :

$$Q_i = 0 \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (14)$$

La résolution de ces n équations simultanées d'équilibre donne les valeurs des q correspondant à la configuration d'équilibre réel.

1.3.3- Principe d'énergie potentielle totale stationnaire

Les forces intérieures et extérieures sont toutes conservatives (système parfaitement conservatif). Les forces intérieures dérivent d'une fonction scalaire unique des coordonnées généralisées $U(q_1, q_2, \dots, q_n)$ dont la valeur U représente l'énergie de déformation exprimée par l'équation (4). De la même manière, les forces extérieures dérivent d'une fonction $\Omega(q_1, q_2, \dots, q_n)$ dont la valeur Ω représente l'énergie potentielle de ces forces. On peut donc dire que toutes les forces dérivent d'une seule fonction scalaire $V(q_1, q_2, \dots, q_n)$, appelée fonction potentiel total, dont la valeur est donnée par l'énergie potentielle totale du système. Cette énergie potentielle totale peut être exprimée par :

$$V = U + \Omega \quad (15)$$

La valeur totale de l'énergie potentielle est généralement indéterminée. Seules des différences d'énergie potentielle peuvent être déterminées.

Parce qu'on suppose le système parfaitement conservatif, on a :

$$\delta W = - \delta V \quad (16)$$

Où δV représente la variation de l'énergie potentielle totale dans le déplacement virtuel et (11) et (16) donnent :

$$\delta V = 0 \quad (17)$$

L'équation (17) est une traduction analytique du Principe de l'énergie potentielle totale stationnaire qui dit que : « De toutes les configurations géométriques possibles d'un système, celle qui correspond à l'équilibre entre les charges appliquées et les réactions correspondantes est celle pour laquelle l'énergie potentielle totale est stationnaire ».

- Configuration d'équilibre réel : Comme $V = V(q_1, q_2, \dots, q_n)$, δV peut être exprimé par :

$$\delta V = \frac{\delta V}{\delta q_1} \delta q_1 + \frac{\delta V}{\delta q_2} \delta q_2 + \dots = \sum_i \frac{\delta V}{\delta q_i} \delta q_i \quad (18)$$

Ici, les valeurs de δq_i sont arbitraires et indépendantes, de telle sorte que, si $\delta V = 0$, on a :

$$\frac{\partial V}{\partial q_i} = 0 \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (19)$$

Le principe fournit alors n équations d'équilibre exprimées en termes de charges appliquées et de coordonnées généralisées, à partir desquelles on peut déterminer les valeurs des q_i , définissant la configuration d'équilibre. Il faut noter que les équations (12), (16), (18) et (19), ajoutées au fait que les valeurs de δq_i sont arbitraires et indépendantes donnent :

$$\frac{\delta V}{\delta q_i} = -Q_i = 0 \quad i=1, 2, \dots, n \quad (20)$$

Pour des systèmes parfaitement conservatifs, le principe du travail virtuel devient le principe de l'énergie potentielle totale stationnaire. Le principe est exact et très puissant et peut être utilisé pour développer des méthodes approchées de résolution des problèmes de stabilité en conception générale de structures.

1.3. 4- Stabilité de l'équilibre : il est bien évident que les faibles déplacements dont il est question doivent être compatibles avec les conditions aux limites, de telle sorte qu'ils correspondent à de petites variations des coordonnées généralisées du système ; la discussion relative à la stabilité de l'équilibre peut alors se baser sur les déplacements virtuels.

Le Principe du Travail Virtuel montre que l'énergie potentielle est stationnaire à l'équilibre ; l'équilibre est stable pour un minimum relatif ; la condition de stabilité peut donc être écrite sous la forme : « L'existence d'un minimum relatif de l'énergie potentielle totale, en configuration d'équilibre constitue à la fois une condition nécessaire et suffisante de stabilité de cette configuration ».

Si on note ΔV l'augmentation de l'énergie potentielle totale due à un déplacement virtuel à partir de la configuration d'équilibre, on a :

$$\begin{aligned} V > 0 & : \text{équilibre stable} \\ \Delta V = 0 & : \text{équilibre neutre} \\ \Delta V < 0 & : \text{équilibre instable} \end{aligned} \quad (21)$$

On peut voir que, parce que l'énergie potentielle est stationnaire à l'équilibre ($\delta V = 0$), discuter de la stabilité revient à discuter des termes d'ordre supérieur qui apparaissent dans l'augmentation de l'énergie potentielle totale ΔV .

On suppose que la fonction $V(q_1, q_2, \dots, q_n)$ et ses dérivées partielles par rapport aux q_i jusqu'au troisième ordre sont des fonctions continues des q_i ; ensuite, en faisant un développement en série de Taylor au voisinage de la configuration d'équilibre initial, l'augmentation ΔV de V correspondant aux variations virtuelles δq_i de q_i , s'écrit :

$$\Delta V = \sum_i \frac{\partial V}{\partial q_i} \delta q_i + \frac{1}{2} \sum_i \sum_j \frac{\partial^2 V}{\partial q_i \partial q_j} \delta q_i \delta q_j + o(\delta^2) \quad i, j = 1, 2, \dots, n \quad (22)$$

Ou :

$$\Delta V = \partial V + \frac{1}{2} \partial^2 V + o(\partial^3) \quad (23)$$

Avec : $\partial^2 V = \sum_i \sum_j \frac{\partial^2 V}{\partial q_i \partial q_j} \partial q_i \partial q_j$ $o(\delta^3)$: représente un infiniment petit d'ordre trois.

Le principe du travail virtuel signifie qu'une condition nécessaire d'équilibre est que δV soit nul quels que soient δq_i , soit :

$$\partial V = 0 \quad \text{Ou : } \partial V / \partial q_i = 0 \quad \text{avec } i = 1, 2, \dots, n \quad (24)$$

Le signe de ΔV est donc gouverné par le signe de $\delta^2 V$, soit, si l'on prend en compte l'équation (21), la condition de

$$\text{stabilité devient : } \delta^2 V > 0 \quad (26)$$

Si $\delta^2 V = \sum_i \sum_j a_{ij} \delta q_i \delta q_j$ (27)

Alors :

$$\delta^2 V = \sum_i \sum_j a_{ij} \delta q_i \delta q_j \quad i, j = 1, 2, \dots, n \quad (28)$$

Si l'on introduit la matrice $[a]$ des coefficients a_{ij} , l'équation (28) peut s'écrire :

$$\delta^2 V = \{\delta q\}^t [a] \{\delta q\} \quad (29)$$

La condition de stabilité (équation (26)) impose que $[a]$ soit une matrice définie positive, c'est-à-dire que les mineurs principaux de $[a]$ doivent être positifs.

Les coefficients a_{ij} sont des fonctions des charges appliquées et des caractéristiques du système, de telle sorte que le fait pour la matrice $[a]$ d'être définie positive impose une condition à vérifier pour les charges afin que la configuration soit stable.

1.3.5- Equilibre neutre - chargement critique

L'existence d'un minimum relatif de l'énergie potentielle totale pour une configuration stable et si on considère l'équilibre neutre comme une limite de la stabilité, la condition de l'équilibre neutre peut être exprimée de la manière suivante :

$$\delta^2 V = 0 = \text{minimum} \quad (30)$$

Si on considère l'équation (29) dans le cas d'une configuration non triviale $\{\delta\mathbf{q}\} \neq \mathbf{0}$, l'état d'équilibre neutre est obtenu quand la matrice $[\mathbf{a}]$ est singulière.

Les coefficients \mathbf{a}_{ij} de $[\mathbf{a}]$ sont des fonctions des caractéristiques géométriques et mécaniques du système et aussi des charges appliquées.

Il s'avère donc très important d'un point de vue pratique de pouvoir déterminer les valeurs critiques des charges conduisant à l'équilibre neutre d'un système subissant un changement d'état de stabilité de sa configuration d'équilibre.

Si l'on introduit un coefficient multiplicateur de charge commun α , pour toutes les composantes du chargement et si l'on définit un système de chargement de référence \mathbf{S}_1 (correspondant à $\alpha = 1$), les charges, à chaque instant d'une histoire du chargement proportionnelle (linéaire) sont égales à :

$$\mathbf{S} = \alpha \mathbf{S}_1 \quad (31)$$

Seul le facteur multiplicateur de charge est inconnu et la condition d'équilibre neutre nécessite la résolution d'un problème aux valeurs propres :

$$\text{Dét } [\mathbf{a}] (\alpha) = 0 \quad (32)$$

La résolution de l'équation (32) conduit à un ensemble de solutions α , appelées α_{cr} , dont le nombre est égal au nombre de coordonnées généralisées du système. Les vecteurs propres représentent la configuration déformée associée à chaque solution α . La plupart de ces solutions mathématiques ne correspondent pas au comportement réel de la structure ; généralement, l'ingénieur ne s'intéresse qu'aux valeurs du chargement au-delà desquelles le système, stable en l'absence de charges, devient instable. Ces charges s'obtiennent normalement pour la plus petite valeur positive α°_{cr} de α_{cr} , et, de ce fait, les charges critiques sont déterminées par : [6]

$$\mathbf{S}_{cr} = \alpha^{\circ}_{cr} \mathbf{S}_1 \quad (33)$$

1.4- MODES D'INSTABILITE ELASTIQUE

1.4.1- Le flambage

- Notion générale de flambage

Le flambage est un phénomène d'instabilité [7] Son apparition peut être observée en particulier sur des éléments élancés de faible raideur de flexion. Au-delà d'un certain niveau de chargement, la structure subit un important changement de configuration (qui peut se manifester par l'apparition soudaine d'ondulations, par exemple). On distingue deux types de flambage : le flambage par bifurcation et le flambage par point limite [8][9][10] .

Pour décrire le comportement de ces deux types de flambage, on considère une Structure dont le paramètre μ est caractéristique du chargement et dont le paramètre δ est Caractéristique du déplacement.

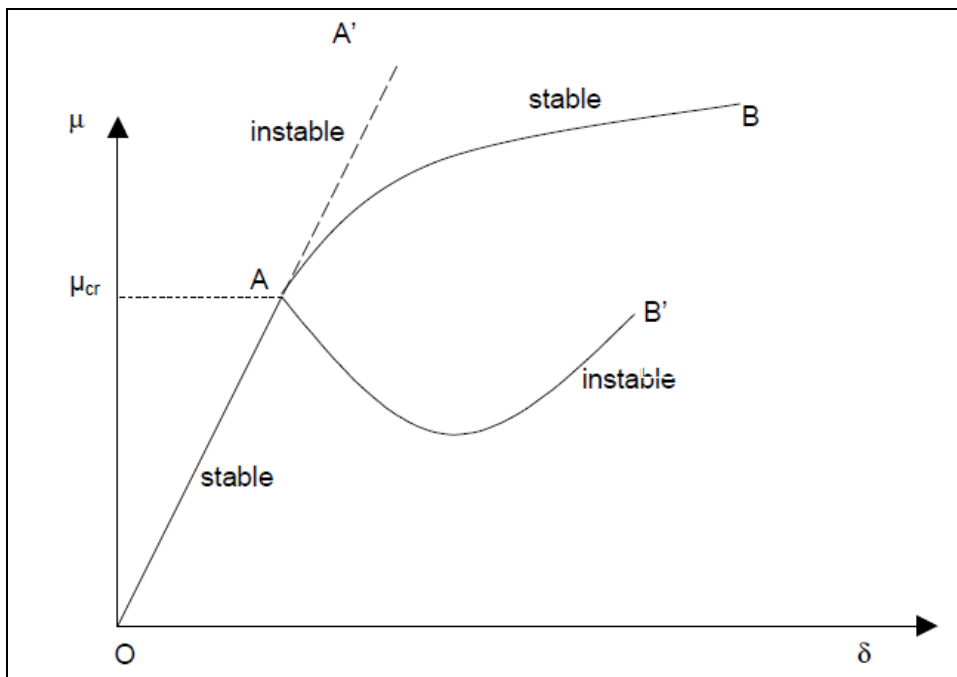


Fig.1.5.a Flambage par bifurcation

Entre le point **O** et le point **A**, la structure admet une seule famille de courbe (μ, δ), il peut, par exemple s'agir de l'élasticité linéaire classique ou de l'élastoplasticité, on a le résultat classique d'existence et d'unicité de la solution. Par contre, au-delà du point **A**, plusieurs familles de courbes sont solution du problème d'équilibre. Cette perte d'unicité s'accompagne d'une instabilité de la branche initiale (dite fondamentale). La branche secondaire peut être stable (**courbe AB**) ou instable (**courbe AB'**). La charge au-delà de laquelle il y a bifurcation s'appelle la charge critique μ_{cr} .

Le flambage par bifurcation se caractérise par le fait que le mode (ou direction de flambement), qui initie la branche secondaire, n'engendre pas de travail supplémentaire dans le chargement appliqué : le mode de flambement lui étant orthogonal.

Un exemple de flambement par bifurcation avec instabilité de la branche secondaire se trouve dans le cas d'une coque cylindrique circulaire sous compression axiale [11]. Des exemples de flambement par bifurcation avec stabilité de la branche secondaire se trouvent dans des poutres élastiques en compression axiale, des anneaux circulaires en compression radiale et des plaques rectangulaires en compression longitudinale.

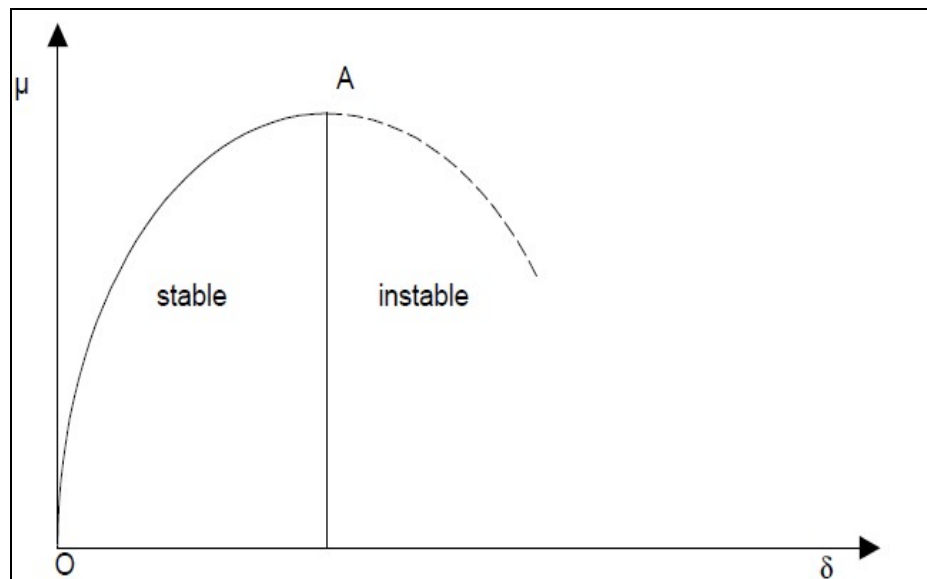


Fig.1.5.b Flambage par point limite

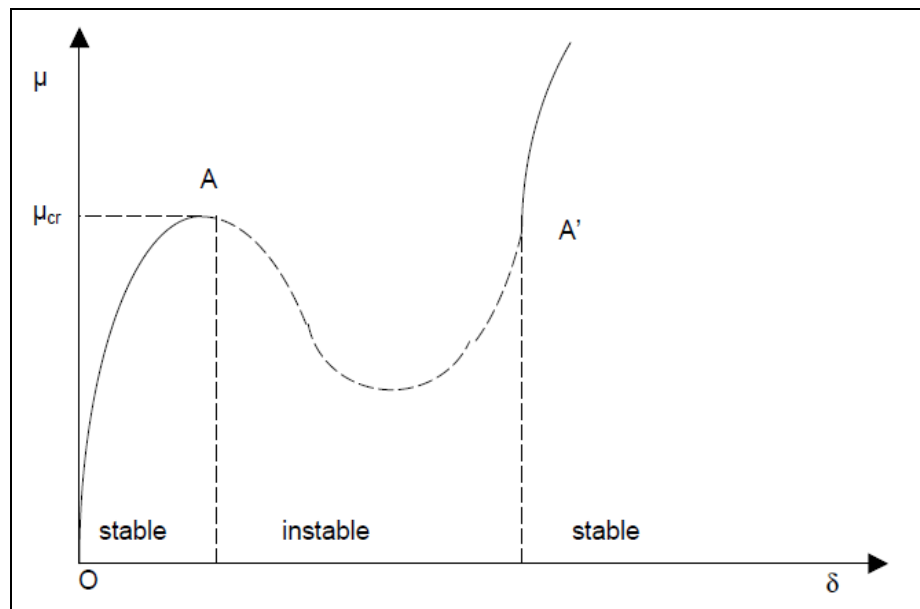


Fig.1.5.c Flambage par point limite avec claquage

Sur les figures (*Fig.1.5.b*) et (*Fig.1.5.c*), qui illustrent le flambage par point limite, la structure n'admet qu'une seule famille (μ, δ) de solution des équations d'équilibre. Au point A , il y a perte de stabilité de la solution avec perte totale de rigidité dans le cas de la figure (*Fig.1.5.b*) et avec un phénomène de claquage dans le cas de la figure (*Fig.1.5.c*) (la solution redevient stable après une discontinuité de déplacement ; cas d'une calotte sphérique sous pression externe). Le point A est alors appelé point limite. Le problème revient donc dans tous les cas à chercher la charge à partir de laquelle la branche Fondamentale d'équilibre devient instable ou de stabilité incertaine. Cela mobilise généralement les grands déplacements. On peut enfin avoir le cas de la ruine par écoulement plastique qui s'apparente au point limite (*Fig.1.5.b*) [12].

D'autres modes de flambement présentent un grand intérêt pratique pour les constructions en acier, comme par exemple Voir (*Fig.1.6.1*), (*Fig.1.6.2*), (*Fig.1.6.3*) :

- Le flambement latéral des poutres
- le voilement des plaques
- le flambement des coques.

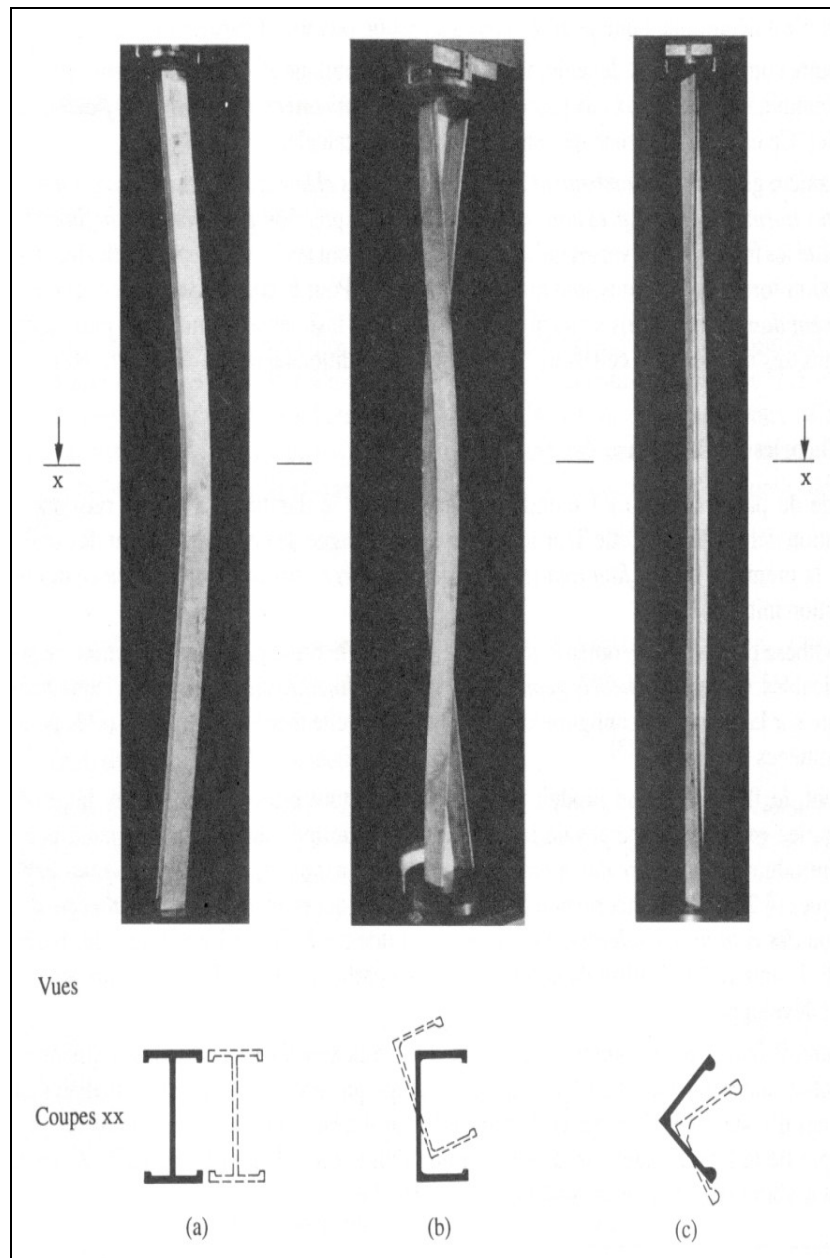


Fig.1.6.a Flambement

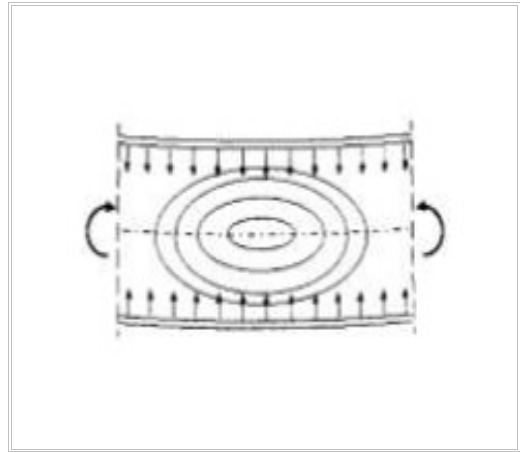


Fig.1.6.b Voilement de l'âme

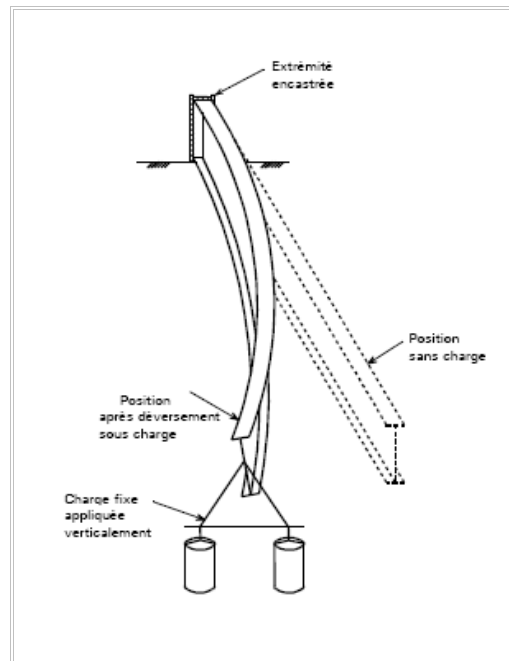


Fig.1.6.c Déversement



Fig.1.6.d Cloquage

1.4.2- Flambement latéral

Lorsqu'on fléchit une poutre selon son axe de plus forte résistance, elle ne se déplace normalement que dans ce plan. Cependant, si la poutre n'a pas une rigidité latérale suffisante ou des soutiens latéraux pour assurer sa rigidité, elle peut flamber hors du plan de chargement, comme on le voit sur la figure (**Fig.1.7**)

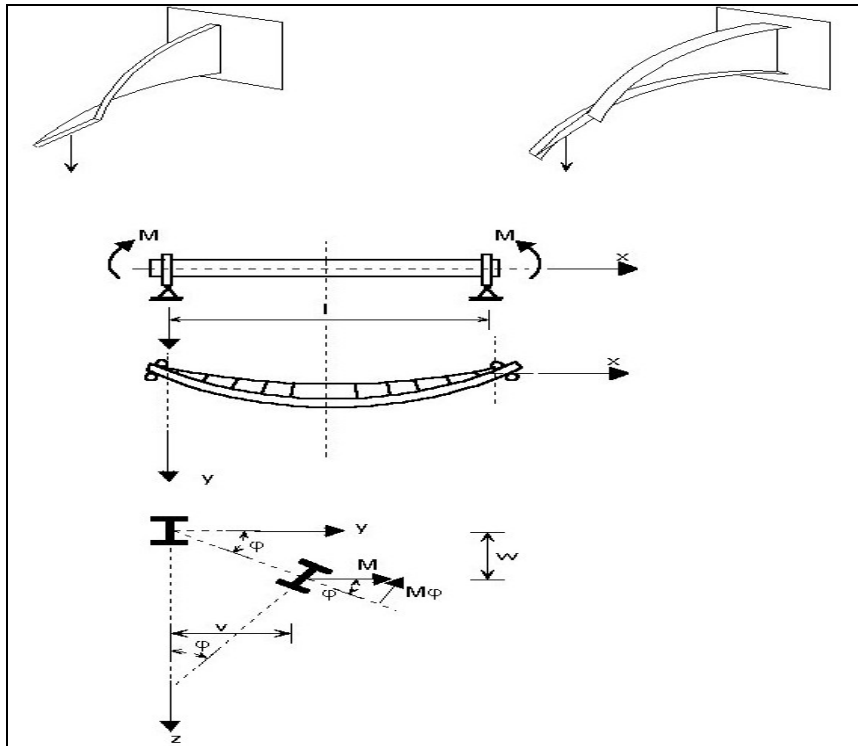


Fig. 1.7 Le flambement latéral des poutres

Pour une poutre droite élastique, il n'y a pas de déplacement hors du plan jusqu'à ce que le moment appliqué atteigne une valeur critique, à ce moment-là la poutre flambe par déplacement latéral et torsion (**Fig.1.7**) ; le flambement latéral comporte donc de la flexion latérale et de la torsion. Dans le cas le plus simple d'une poutre simplement appuyée doublement symétrique, chargée dans son plan de plus grande rigidité par des moments identiques (**Fig.1.7**), les équations différentielles de l'équilibre donnent :

- flexion selon l'axe de faible rigidité (ou de faible inertie) :

$$\frac{d^2 v}{dx^2} = - \frac{M \psi}{E I_z} \quad (34)$$

- torsion :

$$G I_t \frac{d\psi}{dx} - E I_w \frac{d^3 \psi}{dx^3} = M \frac{dv}{dx} \quad (35)$$

Où :

- $E I_z$ représente la rigidité de flexion selon l'axe de faible rigidité
- $M \psi$ désigne le moment de flexion latéral dû à la torsion, ψ , de la poutre
- $G I_t$ désigne la rigidité de Saint-Venant en torsion

$E I_w$ représente la rigidité de gauchissement

$M \frac{dv}{dx}$ est la torsion due au déplacement latéral v .

Lorsque ces deux équations sont vérifiées en tout point de la poutre, la position due à la déformation de flexion et de torsion constitue une position d'équilibre que l'on peut déterminer en différenciant l'équation (35) et en la reportant dans l'équation (34) ; on obtient alors l'équation différentielle du flambement latéral, sous la forme :

$$E I_w \frac{d^4 \psi}{dx^4} - G I_t \frac{d^2 \psi}{dx^2} = \frac{M^2 \psi}{E I_z} \quad (36a)$$

Ou :

$$C_w \frac{d^4 \psi}{dx^4} - C \frac{d^2 \psi}{dx^2} = \frac{M^2 \psi}{E I_z} \quad (36b)$$

Cette expression a été établie pour la première fois par Prandtl, en 1899. La solution générale de cette équation est :

$$\psi = A_1 \sinh k_1 x + B_1 \cosh k_1 x + A_2 \sin k_2 x + B_2 \cos k_2 x \quad (37)$$

Ou :

$$k_1^2 = \frac{C}{2 C_w} + \sqrt{\left(\frac{C}{2 C_w}\right)^2 + \frac{M^2}{E I_z C}} \quad (38)$$

$$k_2^2 = -\frac{C}{2 C_w} + \sqrt{\left(\frac{C}{2 C_w}\right)^2 + \frac{M^2}{E I_z C}} \quad (39)$$

Dans laquelle A_1 , A_2 , B_1 et B_2 désignent des constantes d'intégration qui doivent satisfaire les conditions aux limites :

$$y = 0 \text{ pour } x = 0 \quad (40a)$$

Et

$$\psi = 0 \text{ pour } x = \ell \quad (40b)$$

$$\frac{d^2 \psi}{dx^2} = 0 \text{ pour } x = 0 \quad (41a)$$

Et

$$\frac{d^2 \psi}{dx^2} = 0 \text{ pour } x = \ell \quad (41b)$$

Les équations (40) et (41) montrent que, dans le cas d'une poutre dite simplement appuyée, les appuis doivent empêcher à la fois le déplacement latéral et la rotation, mais la section est libre de se gauchir aux extrémités. Les quatre conditions aux limites donnent :

$$A_1 = B_1 = B_2 = 0 \quad (42)$$

Et $A_2 \sin k_2 \ell = 0$ (43)

Ce qui exige soit : $A_2 = 0$ (dans ce cas il n'y a pas de torsion) ou : $k_2 \ell = 0$, c'est-à-dire :

$$k_2 \ell = n \pi$$
 (44)

Où : n désigne un entier quelconque.

Si on reporte l'équation (44) dans l'équation (39) et après réarrangement, la plus petite valeur de $k_2 \ell$ donne le moment critique pour la poutre :

$$M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{E I_z C}}{\ell} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 C_w}{\ell^2 C}} \quad (45)$$

1.4.3- Voilement des plaques

Le voilement d'une plaque rectangulaire apparaît lorsque cette plaque est soumise à une compression uniforme sur deux cotés opposés parallèlement à son plan moyen, la plaque se déforme transversalement. Le phénomène de voilement se manifeste par des ondulations.

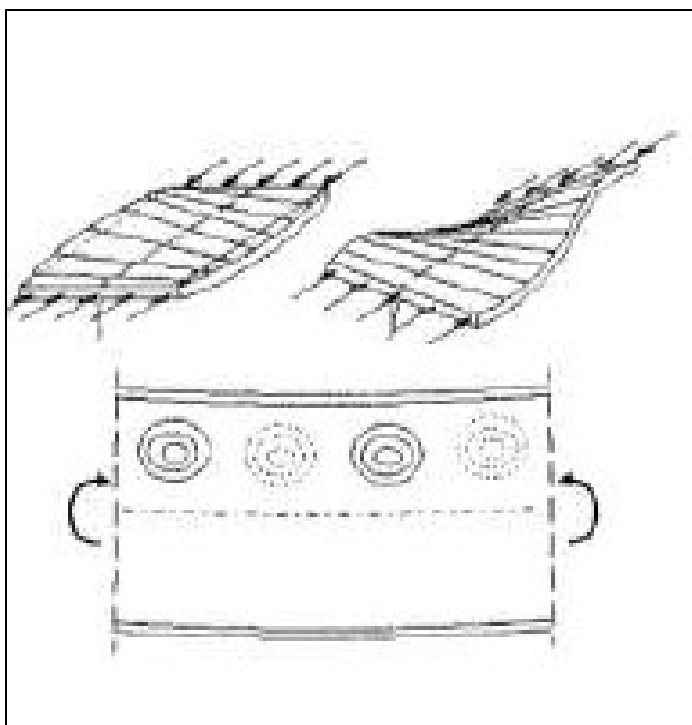


Fig.1.8. Voilement local : ondulation des zones comprimées

On prend l'exemple le plus simple de ce phénomène est celui d'une plaque rectangulaire à quatre côtés, simplement appuyée (les déplacements hors du plan sont empêchés, mais les rotations sont libres), chargée en compression comme le montre la figure (**Fig.1.9**).

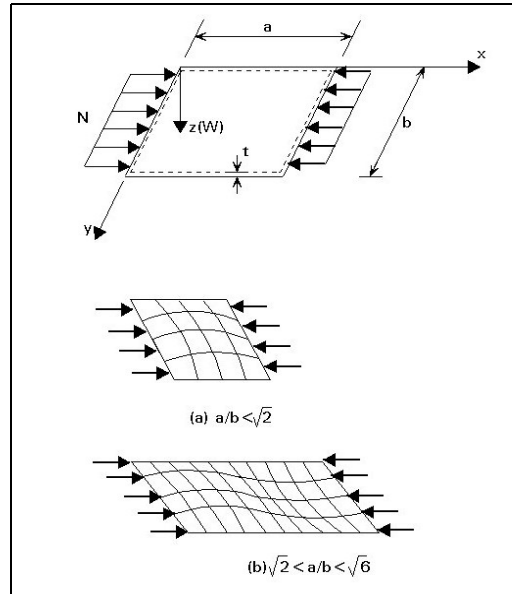


Fig.1.9 Le voilement des plaques

Comme pour les éléments en compression, la plaque reste plane jusqu'à ce que la charge appliquée atteigne une valeur critique, au-delà de laquelle elle flambe avec déplacements latéraux. L'équation différentielle du flambement d'une plaque, établie par Bryan en 1891, donne, pour le cas représenté figure (**Fig.1.9**)

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{N}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (46)$$

Où D représente la rigidité en flexion de la plaque :

$$D = \frac{E t^3}{12 (1 - \nu^2)} \quad (47)$$

La solution générale de cette équation est :

$$w = A \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (48)$$

Qui satisfait les conditions aux limites :

$$w = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad \text{pour} \quad x = 0 \quad (49a)$$

Et :

$$w = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad \text{pour} \quad x = a \quad (49b)$$

$$w = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \quad \text{pour} \quad y = 0 \quad (50a)$$

Et :

$$w = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \quad \text{pour} \quad y = b \quad (50b)$$

Si on reporte l'équation (48) dans l'équation (46), on obtient :

$$N = \frac{\pi^2 a^2 D}{m^2} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 \quad (51)$$

Où **m** et **n** désignent le nombre de demi-ondes respectivement dans les directions **x** et **y**. La plus petite valeur de **N** et donc la charge critique **N_{cr}**, sera obtenue en prenant **n = 1**. Ceci montre que la plaque flambe d'une manière telle qu'il peut y avoir plusieurs demi-ondes dans la direction de la compression, mais une seule dans la direction perpendiculaire. Donc, l'expression de la charge critique devient :

$$N_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{b^2} \quad (52)$$

Ou

$$k = \left(\frac{b m}{a} + \frac{a}{b m} \right)^2$$

Si la plaque flambe en une demi-onde, alors **m = 1** et **k** prend sa valeur minimale (égale à 4) quand **a = b**, c'est-à-dire pour une plaque carrée.

De la même manière, si la plaque flambe en deux demi-onde, alors **m = 2** et **k** atteint sa valeur minimale (aussi égale à 4) pour **a = 2 b**.

Si l'on suppose de la même manière que **m = 3, 4...** On obtient une série de courbes représentées sur la figure (**Fig.1.10**). Il est intéressant de noter que, pour les valeurs $\sqrt{2}$, $\sqrt{6}$... du rapport **a/b**, il y a coïncidence de deux modes de flambement.

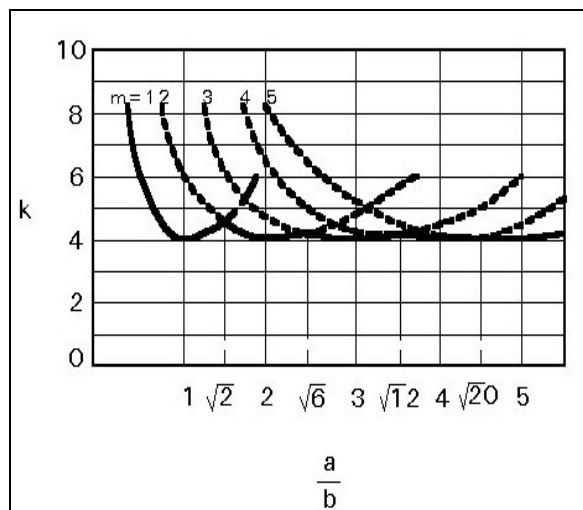


Fig.1.10 Relation entre **K** et le rapport **a/b**

Une plaque élastique initialement plate flambe pour une contrainte critique :

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \left[\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \right] \left(\frac{1}{\lambda'} \right)^2 \quad \text{Avec :} \quad \lambda' = b/t$$

Où : k_{σ} désigne le coefficient de voilement.

ν est le coefficient de Poisson. [6]

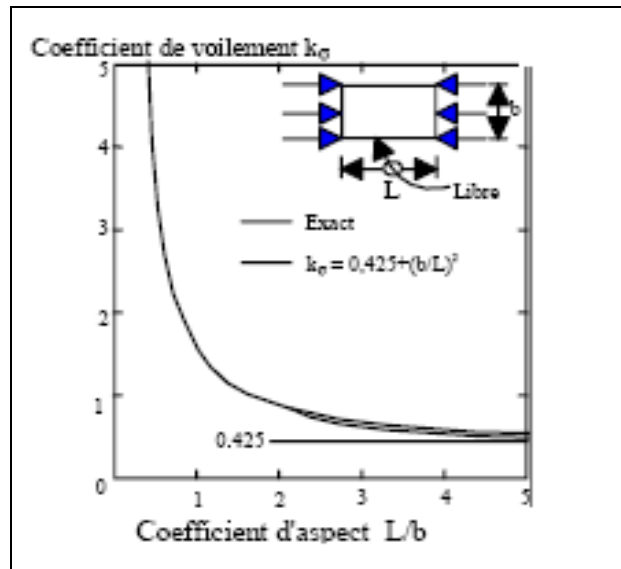


Fig.1.11 Coefficient de voilement k_{σ}

1.4.4- Améliorations de la résistance au flambement

La résistance au flambement d'un élément ou d'un composant de section, peut être améliorée de plusieurs façons.

- Les manières les plus efficaces d'améliorer la résistance au flambement consistent à accroître les dimensions de la section droite ou d'utiliser un contreventement et des maintiens de manière à modifier le mode de flambement.
- Consolidation de profils métalliques existants par adjonction de plats ou de profils soudés

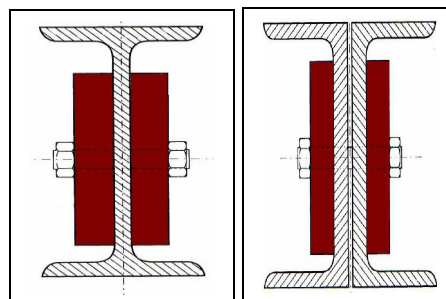


Fig. 1.12 Ajout de plats soudés sur les âmes de profils métallique U, I

En général, les faiblesses de rigidité des poutres sont compensées en ajoutant des plats sur les semelles qui permettent d'accroître au maximum l'inertie de la nouvelle section ainsi constituée. Les faiblesses au cisaillement sont elles réparées en ajoutant des renforts sur des âmes dans les zones d'effort tranchants importants comme les appuis. Ces ajouts de composants métalliques doivent tenir compte des compatibilités métallurgiques entre les matériaux en particulier si on souhaite faire appel au soudage. [4]

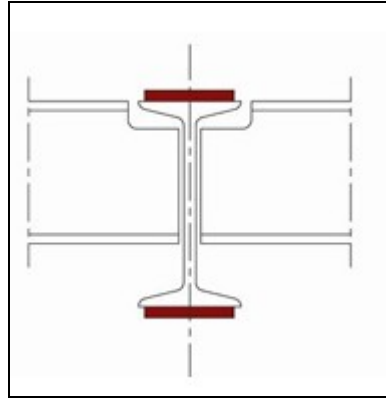


Fig.1.13.a Ajout de plats soudés sur les semelles

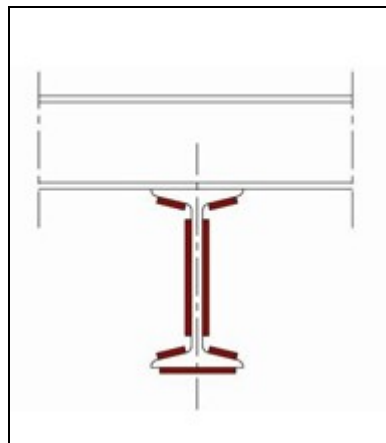


Fig.1.13.b Ajout de plats soudés, semelles et âme

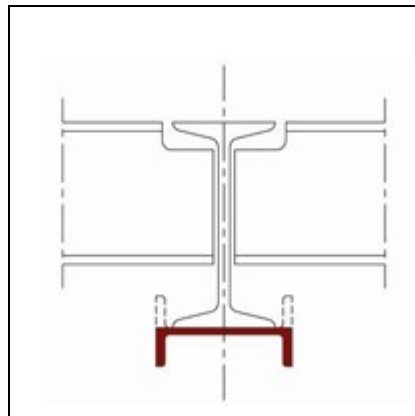


Fig.1.13.c Ajout d'un profil sous la semelle inférieure

- Une autre manière d'améliorer la résistance au flambement d'un élément est de lui fournir des maintiens de meilleure qualité ou supplémentaires, afin de modifier le mode de flambement. La charge critique élastique d'un poteau en compression axiale bi articulé, par exemple, est augmentée si on ajoute un appui simple à mi-hauteur, de telle sorte que le poteau flambe dans un mode en deux demi-ondes sinusoïdales.
- De la même manière une poutre simplement appuyée, soumise à de la flexion par rapport à son axe le plus fort, est renforcée vis-à-vis du déversement en empêchant les rotations de flexion et/ou de torsion à ses supports d'extrémités, ou, plus simplement, en mettant un obstacle à tout déplacement latéral de la semelle en compression au moyen d'un entretoisement adéquat.

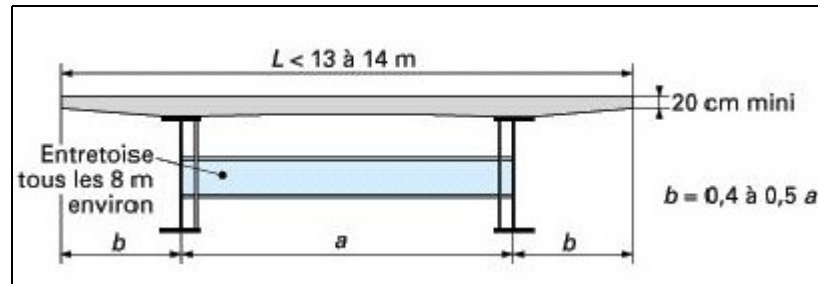


Fig. 1.14 Tablier bipoutre mixte à entretoises

- La résistance ultime d'une plaque mince comprimée peut être améliorée de façon appréciable en fixant des raidisseurs longitudinaux et éventuellement transversaux ; à condition qu'ils soient assez rigides, la plaque flambera entre les raidisseurs, pour une contrainte critique élastique plus élevée.

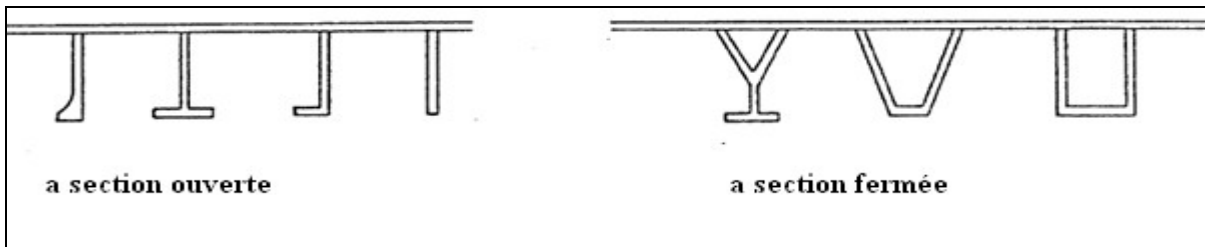


Fig.1.15 Les différents types de raidisseurs

- On peut aussi assurer la stabilité d'une âme, en le conférant une configuration telle que sa raideur est accrue. On donne simplement à l'âme une forme, obtenue par cintrage ou emboutissage, d'ondulations ou d'ondes trapézoïdales alternées. [13]

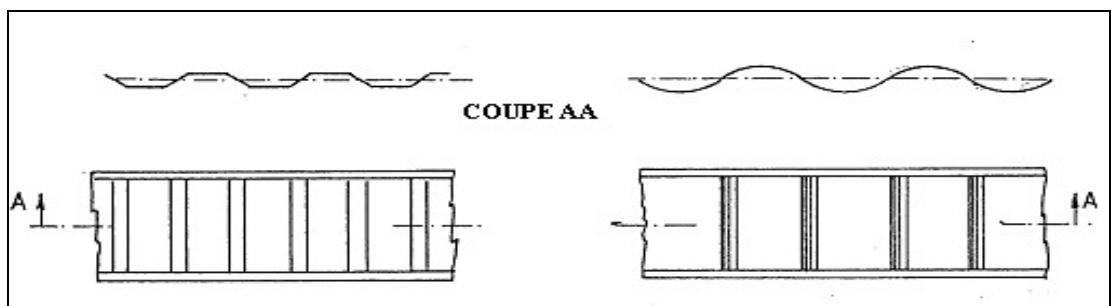


Fig.1.16 Ames ondulées ou en ondes Omega

- Renforcement de poutres a âme pleine au moyen de barres de précontrainte : Lorsque des poutres sont soumises à des sollicitations, il se crée des efforts de tension et de compression, principalement reprises par les ailes, et des contraintes de cisaillement dans l'âme. Les contraintes normales principales de cisaillement sont orientées à 45 degrés dans l'âme de la poutre au niveau de l'axe neutre. Les poutres à âme pleine des ponts sont également, la plupart du temps, pourvues de raidisseurs. Ces pièces d'acier perpendiculaires à l'âme servent à empêcher le voilement de cette dernière. Ils servent aussi au développement du «champ de tension», une force de tension qui se développe suivant la diagonale dans les panneaux de raidisseurs une fois le voilement de l'âme amorcé, un panneau étant la zone comprise entre deux raidisseurs.


Le principe du renfort par précontrainte consiste donc en quelque sorte à venir soulager les contraintes de cisaillement et les contraintes de tension associées au champ de tension agissant de façon diagonale dans les panneaux de raidisseur de manière à ce que les poutres puissent reprendre plus d'efforts en cisaillement. Les barres de précontrainte se trouvent alors à reprendre une partie de ces efforts. Lorsque plusieurs barres sont utilisées en série sur la poutre, il est possible de faire cheminer les efforts de cisaillement jusqu'aux appuis, soulageant ainsi la poutre sur des longueurs qui peuvent aller sur plusieurs mètres. [14]



Fig. 1.17 Pose des renforcements en chantier



Fig. 1.18 Aspect final des renforts



CHAPITRE : II
PREDIMENSIONNEMENT
DES POUTRES P.R.S

Chapitre II

Prédimensionnement Des Poutres P.R.S

2.1- DEFINITION DES PRS :

Les poutres reconstituées soudées (PRS) sont des profils de forme classique (I ou H) réalisés par soudage l'âme aux ailes. C'est une poutre hybride. Spécifique au P.R.S. les membrures de la poutre sont appelées semelles. Souvent de grandes hauteurs, elles permettent de créer des produits sur mesure, en une nuance unique d'acier ou par combinaison [4].

Les P.R.S. va jouer sur les différents composants qui le constituent. C'est-à-dire la hauteur, l'âme, les ailes du profilé et la nuance de l'acier utilisé pour chacun des composant:

- la hauteur, elle peut être constante ou variable
- l'âme, elle peut être simple ou double, centrée ou pas, droite ou pas
- les ailes, elles sont identiques ou différentes par leur largeur ou leur épaisseur

Les P.R.S sont utilisés pour les traverses et poteaux de portique de bâtiments industriels lourds (type sidérurgie), les poutres principales de planchers recevant des équipements lourds, les poutres principales d'ouvrage d'art [15].

2.2- LA TECHNIQUE DE FABRICATION

La technique de fabrication est simple, elle consiste à relier par soudage l'âme aux ailes. L'âme peut avoir des formes particulières de courbures suivant son emploi.

2.2.1-Définition de soudage

Le soudage est un moyen d'assemblage permanent. Il a pour objet d'assurer la continuité de la matière à assembler. Dans le cas des métaux, cette continuité est réalisée à l'échelle de l'édifice atomique.

2.2.2 -Terminologie des différentes zones des soudures

Les termes utilisés pour caractériser un cordon de soudure sont les suivants voir (**Fig.2.1**) :

- Le métal de base : est le matériau constitutif des éléments à souder
- Le métal d'apport : est la matière dont est constituée l'électrode utilisée dans le processus de soudage.
- La racine : désigne l'endroit de l'assemblage jusqu'où le métal d'apport a pénétré
- La face : représente la surface extérieure de la soudure
- Le pied : correspond à la ligne de séparation, sur la face de la soudure, entre le métal de base et le métal d'apport
- la zone affectée thermiquement (ou ZAT) : est la partie du matériau de base qui n'est pas rentrée en fusion avec le métal d'apport mais qui, par contre, a subi un échauffement et un refroidissement très rapides au passage de l'arc de soudage.

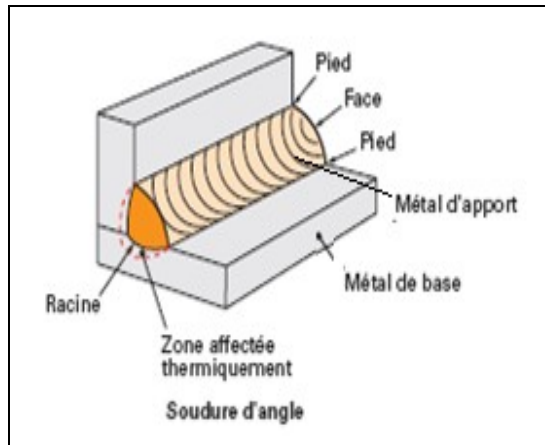


Fig.2.1 Terminologie employée pour les soudures

2.2.3- Procédés de soudage

a- le soudage semi-automatique : avancement automatique de l'électrode avec une torche tenue à la main.

b- le soudage automatique : (la tête de soudage est montée, soit sur un chariot dont l'avancement est automatique, soit sur un robot de soudage). Il s'applique surtout aux soudures continues d'une certaine longueur.



Fig.2.2.a Soudage semi-automatique
sous flux solide



Fig.2.2.b Moyen de soudage automatique

2.2.4-Type de soudure

-Soudures d'angle : une soudure d'angle est une soudure dont la section transversale est approximativement triangulaire et qui est déposée à la surface des plats assemblés. Aucune préparation des bords n'est requise [25].

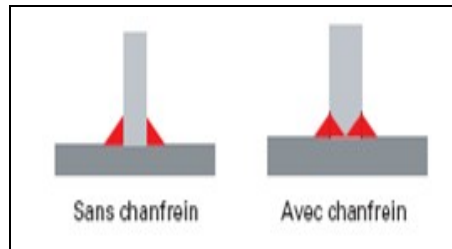


Fig.2.3 Soudures d'angle

2.3- DOMAINE D'EMPLOI DES PRS

Les Profils Reconstitués Soudés trouvent leurs utilisations dans de nombreuses applications liées à la construction métallique.

2.3.1- Levage – manutention : on utilise ces profilés pour réaliser :

Ponts roulants

Poutres roulantes

Portiques roulants → Poutres caissons

Grues



Fig.2.4 Exemple d'utilisation des PRS dans le levage –manutention

2.3.2 Bâtiment - charpente métallique : on utilise ces profilés pour réaliser : Ossatures métalliques pour la construction d'immeubles, bâtiments industriels, commerciaux et agricoles



Fig.2.5 Exemples d'utilisation des PRS dans les Bâtiments en CM

2.3.3-Ponts et ouvrages d'art : on utilise ces profilés pour réaliser :

- Supports de téléphériques
- Ponts et éléments de ponts : Poutres principales - Entretoises - Traverses



Fig.2.6 Exemples d'utilisation des PRS dans les Ponts

2.3.4- Matériel de transport : on utilise ces profilés pour réaliser :

- Châssis en construction ferroviaire
- Châssis de remorques routières → Longerons de remorques routières [17]



Fig.2.7 Exemples d'utilisations de PRS dans le Transport

2.4 -DIFFERENTS TYPES DE PRS EN FABRICATION

2.4.1- Poutres composées a âme pleine :

Constituent de fer plats ou de tôle soudée de manière à obtenir une section en double té (**Fig. 2.8**), (**Fig.2.11.a**). Utilisent essentiellement pour les grandes portées et les charpente lourdes (industrie).



Fig.2.8 PRS à âme pleine

2.4.2-Poutrelles alvéolaires :

Ces éléments se caractérisent par les ouvertures ménagées dans l'âme de la poutre. Une poutrelle classique laminée à chaud est découpée dans l'âme sur sa longueur selon une ligne polygonale ou circulaire. Les deux parties obtenues sont enfin assemblées par soudage dent à dent ou à l'aide de plats intercalaires.

En structure principale les poutrelles auront de grandes alvéoles et des entraxes réduits. Pour les structures secondaires, elles auront de petites alvéoles et des entraxes importants [4].



Fig.2.9 Poutre alvéolaire hexagonale



Fig.2.10 Poutre alvéolaire cellulaire

2.4.3- La variante en croix des PRS : (Voir Fig. 2.11.b)

Est surtout utilisée pour les poteaux de bâtiment industriel lourd de grande hauteur (type structure support de chaudière à charbon dans les centrales thermiques).

Elle permet de développer des résistances au flambement équivalentes dans les deux plans de flexion du composant. En outre, les assemblages des poutres articulées ou encastrées sur le poteau sont plus faciles à réaliser qu'avec une section de poteau en caisson. La fabrication du PRS en croix doit être réalisée avec beaucoup de précaution en suivant une procédure judicieuse et rigoureuse afin de maintenir les déformations dues aux soudures dans les limites du cahier de charges du maître d'ouvrage.

2.4.4-Le PRS en caisson Voir (Fig. 2.11.c)

S'impose lorsque la poutre est de grande portée ou que les sollicitations en torsion sont importantes. Il sera donc utilisé pour les ponts métalliques de grandes portées (jusqu'à 200 m) et pour les poutres de roulement de ponts roulants très lourds à usage intensif (charge levée supérieure de l'ordre de (400 t) [18].

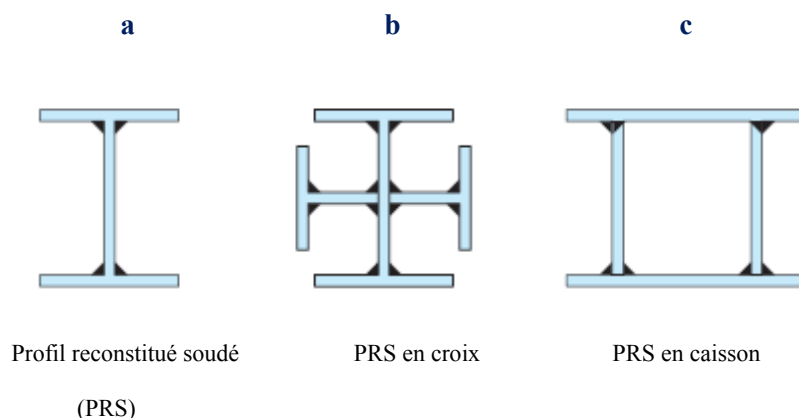


Fig.2.11 Différents types de PRS en fabrication

2.5-LES AVANTAGES DE PRS :

- Leur fabrication réalisée " sur mesure " permet d'offrir des profilés de plus grandes dimensions.

- Ces PRS peuvent être à âme pleine ou ajourée pour une recherche de gain de poids [3]. Ce gain de poids et l'optimisation des sections des profilés permettent de réduire de manière substantielle le coût de réalisation des structures.

- les PRS d'une plus grande souplesse pour atteindre ses objectifs en répartissant la matière de manière efficace [18].

La poutre à étudier est une poutre principale d'un pont bipoutre mixte acier/béton symétrique à une seule travée. Avant dimensionner les poutres PRS. On définit d'abord le pont bipoutre.

2.6-DEFINITION D'UN PONT BIPOUTRE :

Constitué de deux poutres en acier supportant une dalle béton, ce pont utilise de façon optimale chacun des matériaux. La dalle en béton ne résiste bien qu'en compression (idéal pour la partie supérieure du tablier), tandis que les poutres en acier résistent à la fois en compression et en traction (idéal pour une bonne résistance à la flexion longitudinale, en partie inférieure du tablier).

Pour ces ouvrages bipoutres, la rigidité est donnée par la géométrie transversale du tablier (principalement sa hauteur), qui croît en fonction de la portée de l'ouvrage.

Le bipoutre convient aussi bien aux ponts-rails qu'aux ponts-routes [4].

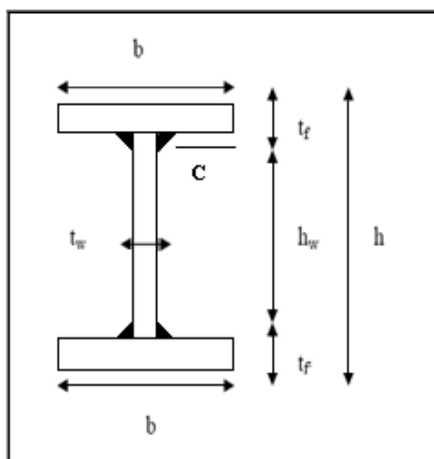
2.7 -ROLE DES POUTRES PRINCIPALES DANS UN PONT BIPOUTRE :

Les poutres métalliques ont pour rôle de soutenir la dalle en béton et de transmettre tous les Efforts ou charges appliqués au pont aux appuis. Couplées à la dalle en béton, elles constituent également chacune une section mixte qui reprend les efforts de flexion (flexion générale ou flexion longitudinale). Elles sont ainsi soumises à un moment fléchissant M et à un effort tranchant V [19].

2.8-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES

Le prédimensionnement des poutres PRS, on se réfère aux principes et aux règles d'application de l'Eurocode 3 partie 1-1, La poutre doit vérifier la résistance au voilement [20].

2.8.1- Présentations des notations



h : hauteur de la poutre

hw : hauteur de l'âme

tw : épaisseur de l'âme

b : largeur de la membrure supérieure et inférieure

tf : épaisseur de la membrure supérieure et inférieure

- Selon l'Eurocode : Dans la partie 1-1 la résistance d'une âme non raidie aux charges transversales transmise à travers une semelle est gouvernée par l'un des modes suivants :

- Ecrasement de l'âme, à proximité immédiate de la semelle, accompagné d'une déformation plastique de la semelle.
- Enfoncement local de l'âme sous forme de voilement localisé et écrasement de l'âme à proximité immédiate de la semelle accompagné d'une déformation plastique de celle-ci.
- Voilement de l'âme sur la plus grande partie de sa hauteur.

On distingue deux modes d'application des charges transversales :

Charges appliquées sur une semelle et reprise par cisaillement dans l'âme.

Charge appliquées sur une semelle et transmise, à travers l'âme, directement à l'autre semelle.

Lorsque les charges sont appliquées à travers une semelle et reprise par cisaillement dans l'âme, la résistance de l'âme à ces charges est prise égale à la plus petite des valeurs suivantes :

- ✓ La résistance de l'écrasement.
- ✓ La résistance à l'enfoncement local.

Lorsque les charges sont appliquées sur une semelle et transmise à travers l'âme directement à l'autre semelle, la résistance de l'âme à ces charges est prise égale à la plus petite des valeurs suivantes :

- La résistance à l'écrasement.
- La résistance au voilement

2.8.2 -Classifications des sections :

Ce paramètre permet de calculer la résistance des sections transversales en fonction de leur capacité à atteindre pleinement la plastification sur toute la hauteur de la section (rotule plastique). Selon la capacité de rotation de la section et le voilement local éventuel, on définit la classe à laquelle appartient la section (classe 1 à 4) :

- Classe1 : quand la section est capable de développer le moment de résistance plastique avec une capacité de rotation suffisante pour permettre la formation d'une rotule plastique.
- Classe 2 : lorsque la section est également capable de développer le moment résistant plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- Classe 3 et 4 : lorsqu'en raison de voilement local intervenant dans une zone comprimée de la poutre métallique (âme ou semelle), les fibres en acier les plus sollicitées ne peuvent dépasser la limite d'élasticité de calcul (classe 3), ou une valeur inférieure (classe 4).

Les deux premières classes (1 et 2) permettent de prendre en compte une redistribution complète des contraintes (plastification complète).

2.8.3-Conditions sur les sections transversales pour une analyse globale élastique (Eurocode partie1-1) :

Lorsque l'on utilise une analyse globale élastique, le rôle de la classification des sections transversales est d'identifier à quel niveau la résistance d'une section transversale est limitée par sa résistance au voilement local.

2.8.4-Prédimensionnements des membrures

D'après le (**Tab. 2.1**) qui représente le rapport largeur –épaisseur maximaux pour parois comprimée Semelle en console, on considère que la semelle est de classe 1 :

D'après L'Eurocode 3 partie1-1 :

$$C / t_f \leq 9 \varepsilon \quad 2.1$$

D'après le livre conception et disposition constructive :

$$400 \leq b \leq 1300 \text{ mm} \quad 2.2$$

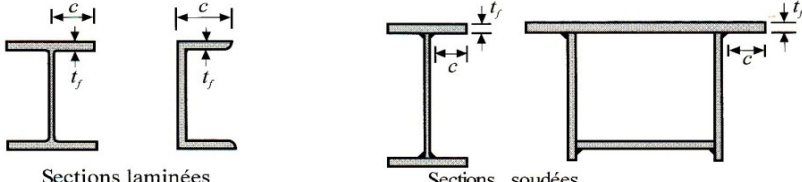
Où b : est la largeur de la semelle.

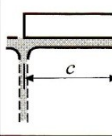
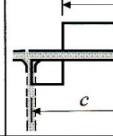
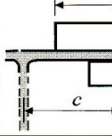
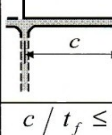
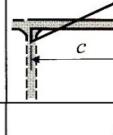
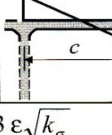
On prend b = 800 mm.

D'après (2.1) $t_f \geq 44 \text{ mm}$.

On prend $t_f = 50 \text{ mm}$ [20].

(c) Parois de semelles en console :



Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée		
			bord comprimé	bord tendu	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
1	laminées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c / t_f \leq 9 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
2	laminées	$c / t_f \leq 11 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
	soudées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha}$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)					
3	laminées	$c / t_f \leq 15 \varepsilon$	$c / t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c / t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ Pour k_σ voir tableau 5.3.3		
	soudées	$c / t_f \leq 14 \varepsilon$			
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355
		ε	1	0,92	0,81

Tab.2.1 Rapports largeur –épaisseur maximaux pour parois comprimée Semelle en console

➤ Épaisseur de l'âme :

L'épaisseur de l'âme doit être déterminée en tenant compte de trois conditions dont on ne retiendra que la plus limitante :

- les phénomènes de voilements
- les difficultés d'usinage d'une âme trop mince
- l'esthétique [19].

D'après le (**Tab 2.2**) qui représente les rapports largeur –épaisseur maximaux pour parois comprimées âme.

Pour notre cas on considère que :

L'âme est de classe 3, âme fléchie donc :

D'après le livre conception et disposition constructive :

$$d / t_w \leq 124 \varepsilon \quad 2.3$$

- L'épaisseur minimale de l'âme :

$$t_w \geq 0.005h_w \quad 2.4$$

$$t_w = 25 \text{ mm} \Rightarrow h_w \leq 2000 \text{ mm.}$$

On prend $h_w = 2000 \text{ mm.}$

D'où on opte pour les dimensions suivantes de la poutre :

(a) **Âmes :** (parois internes perpendiculaires à l'axe de flexion)

Classe	Âme fléchie	Âme comprimée	Âme en flexion composée	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	$d/t_w \leq 72 \varepsilon$	$d/t_w \leq 33 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 396 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 36 \varepsilon / \alpha$	
2	$d/t_w \leq 83 \varepsilon$	$d/t_w \leq 38 \varepsilon$	Quand $\alpha > 0,5$: $d/t_w \leq 456 \varepsilon / (13 \alpha - 1)$ Quand $\alpha < 0,5$: $d/t_w \leq 41,5 \varepsilon / \alpha$	
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	$d/t_w \leq 124 \varepsilon$	$d/t_w \leq 42 \varepsilon$	Quand $\psi > -1$: $d/t_w \leq 42 \varepsilon / (0,67 + 0,33 \psi)$ Quand $\psi \leq -1$: $d/t_w \leq 62 \varepsilon (1 - \psi) \sqrt{-\psi}$	
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Tab.2.2 Rapports largeur –épaisseur maximaux pour parois comprimées âme

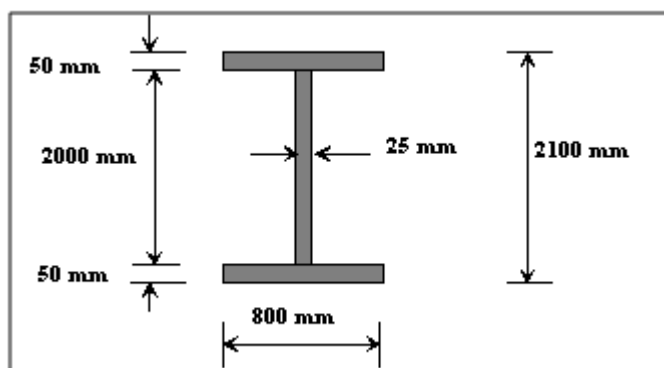


Fig.2.12 PRS a échelle réelle.

2.9 - DETERMINATION DU MODELE

- Choix d'une structure représentative:

Dans le but de poursuivre l'étude numérique par une étude expérimentale afin de mieux comprendre et de voir réellement le comportement mécanique de la poutre reconstituée soudée, ceci exige d'avoir une similitude entre le modèle, les conditions expérimentales et le prototype et ses conditions d'opération. Une structure de laboratoire à échelle réduite, représentative doit être déterminée. Le choix du facteur d'échelle est prédominant sur la réponse de la structure. Ce facteur doit être suffisamment faible pour permettre à la structure testée le plus proche possible du fonctionnement d'un ouvrage réel. Le facteur d'échelle retenue fut de 1/5 [20]. A cette échelle le pont que nous avons choisit aura les dimensions suivantes :

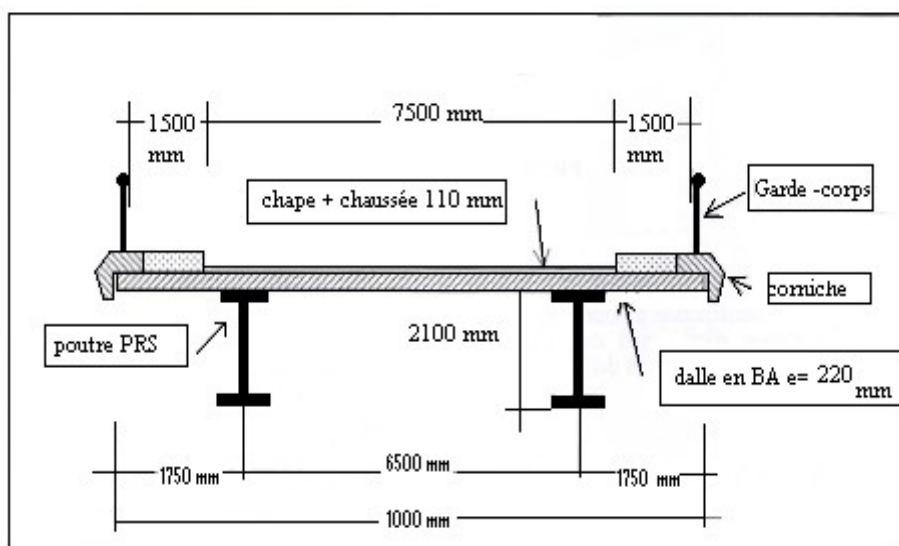


Fig. 2.13 Structure réelle

En appliquant le facteur d'échelle sur la structure réel on obtient les dimensions :

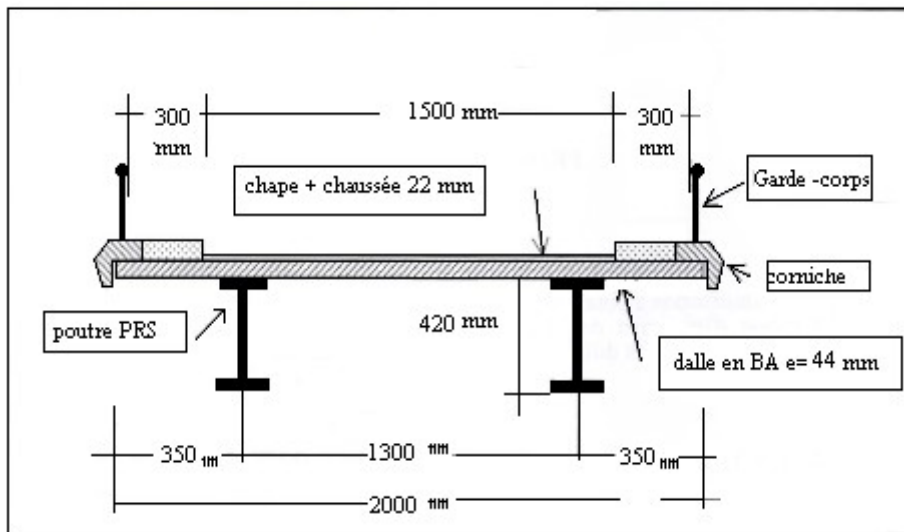


Fig. 2.14 Structure à échelle réduite

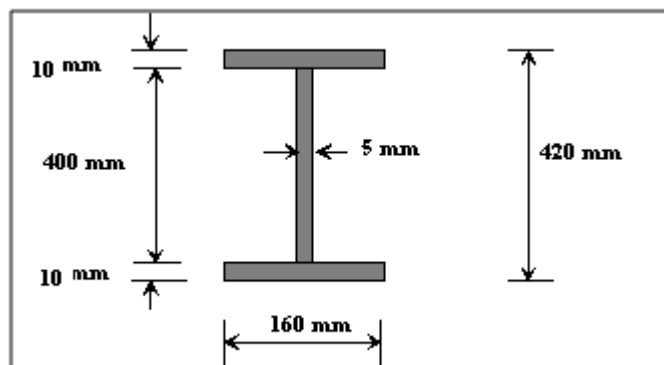


Fig. 2.15 Section réduite

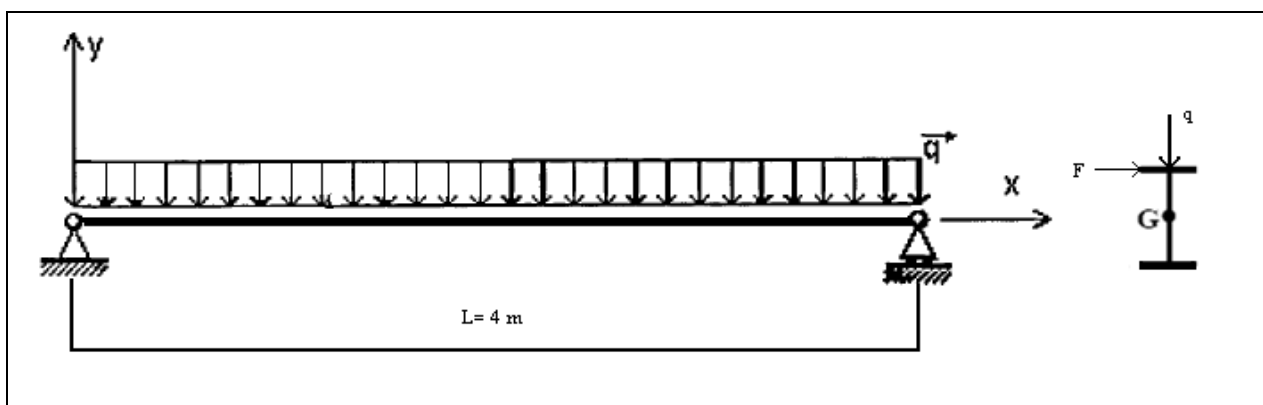


Fig. 2.16 Schéma statique de la poutre PFS d'un pont bipoutre

CHAPITRE : III
ETUDE NUMERIQUE DES POUTRES
PRS

Chapitre III

Etude Numérique Des Poutres P.R.S

3.1- INTRODUCTION :

Ce chapitre présent l'étude numérique utilisant le logiciel "ABAQUS" qui a pour but d'étudier le comportement mécanique d'une poutre reconstituée soudée PRS lorsqu'elle est soumise à une charge permanente constante uniformément répartie sur sa longueur et à une charge ponctuelle variable en intensité équivalente a la force sismique appliquée à l'extrémité de la poutre.

3.2- DEFINITION DU LOGICIEL ABAQUS :

ABAQUS est un code de calcul par la méthode des éléments finis créé en 1978 [21] par Dr. David Hibitt, Dr. Bengt Karlsson et Dr. Paul Sorensen [4].

Il se compose de trois produits :

- ABAQUS/Standard : est un solveur généraliste qui recourt à un schéma traditionnel d'intégration implicite [4]. Généralement, c'est la méthode de Newton qui est utilisée pour résoudre les problèmes non linéaires [22].
- ABAQUS/Explicit : emploie un schéma d'intégration explicite pour résoudre des problèmes dynamiques ou quasi-statiques
- ABAQUS/CAE : constitue une interface intégrée de visualisation et de modélisation pour lesdits solveurs. Chacun de ces produits est complété par des modules additionnels et/ou optionnels , spécifiques à certaines applications.

Les produits ABAQUS, ABAQUS/CAE notamment, sont écrits intégralement avec les Langages C++, Fortran pour les parties calcul et Python pour les scripts et les paramétrisations. La gestion de l'interface graphique est assurée par fox-toolkit .

ABAQUS est très largement utilisé dans les domaines physiques (Mécanique, thermique, électrique, problèmes couplés), les industries automobiles et aéronautiques. En raison du large spectre de ses capacités d'analyse et de sa bonne ergonomie, il est également très populaire dans les milieux universitaires, pour la recherche et l'éducation [4]

3.3 - DESCRIPTION DU LOGICIEL : Le logiciel est divisé en neuf modules indépendants les uns des autres :

3.3.1- Part :

Dans cette première étape, l'utilisateur dessine toutes les pièces du problème.

3.3.2 -Property :

Ce module est important dans la modélisation numérique du phénomène physique. Il faut créer le matériau, c'est-à-dire, élaborer toutes ses propriétés mécaniques, thermiques ou acoustiques.

3.3.3 - Assembly :

Il est crucial pour déterminer le contact entre deux pièces de définir les surfaces de contact, sa direction et la distance.

3.3.4 - Step :

L'utilisateur définit tous les critères de calcul utilisés par Abaqus dans le module Job.

3.3.5 - Interaction :

Il définit les interactions entre chaque pièce et introduit les premières hypothèses portant sur les contacts, les contraintes et les connections éventuelles.

3.3.6 - Load :

Regroupe l'ensemble des forces auxquelles le système est soumis et regroupe tous les mouvements possibles que l'on rencontre, le nombre de degrés de liberté pour chaque pièce.

3.3.7- Mesh :

L'utilisation de ce module est classique.

3.3.8- Job :

Le module '**Job**' reprend les caractéristiques de calcul dans le module 'Step'. Nous pouvons lancer plusieurs calculs différents.

3.3.9 -Visualisation :

Visualisation des résultats. [23]

3.4 - CHOIX DE LA NATURE DES ELEMENTS :

Des éléments plaques et des éléments volumiques ont été choisis pour modéliser la structure qui consiste à étudier une poutre PRS sans et avec renforcement par deux panneaux en béton.

3.4.1-Éléments plaques :

Sont définies comme des structures dont la géométrie particulière est caractérisée par l'existence d'un plan moyen. L'épaisseur « e » est faible devant les deux autres dimensions qui sont la longueur et la largeur.

3.4.1.1- Géométrie des éléments plaques :

Pour les éléments de plaque on définit une surface de référence, ou surface moyenne, plane (plan x y par exemple) et une épaisseur **h** (x,y). Cette épaisseur doit être petite par rapport aux autres dimensions (extensions, rayons de courbure) de la structure à modéliser. La (**Fig.3.1**) ci-dessous illustre notre propos.

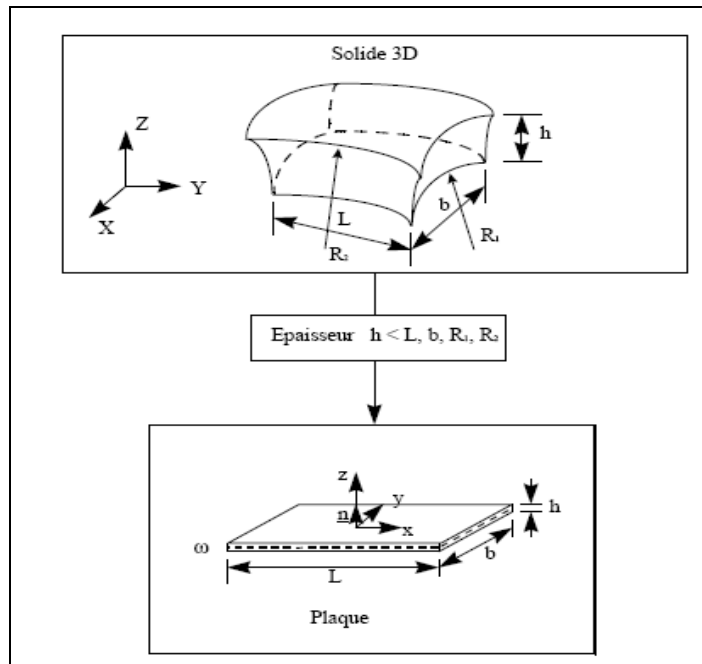


Fig.3.1. Hypothèse en théorie des plaques

On attache à la surface moyenne ω un repère orthonormé local $Oxyz$ associé au plan tangent de la structure différent du repère global $OXYZ$. La position des points de la plaque est donnée par les coordonnées cartésiennes (x,y) de la surface moyenne et l'élévation z par rapport à cette surface.

3.4.1.2 Théorie des plaques

Ces éléments reposent sur la théorie des plaques en petits déplacements et petites déformations selon Laquelle:

3.4.1.2.a- Cinématique

Les sections droites qui sont les sections perpendiculaires à la surface moyenne restent droites ; les points matériels situés sur une normale à la surface moyenne non déformée restent sur une droite dans la configuration déformée. Il résulte de cette approche que **les champs de déplacement varient linéairement dans l'épaisseur de la plaque**. Si l'on désigne par u,v,w les déplacements d'un point $q(x,y,z)$ suivant x, y et z , on a ainsi la cinématique de Hencky-Mindlin

$$\begin{pmatrix} u_x(x,y,z) \\ u_y(x,y,z) \\ u_z(x,y,z) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u(x,y) \\ v(x,y) \\ w(x,y) \end{pmatrix} + z \begin{pmatrix} \theta_y(x,y) \\ -\theta_x(x,y) \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} u(x,y) \\ v(x,y) \\ w(x,y) \end{pmatrix} + z \begin{pmatrix} \beta_x(x,y) \\ \beta_y(x,y) \\ 0 \end{pmatrix}$$

où u,v,w sont les déplacements de la surface moyenne et θ_x et θ_y les rotations de cette surface par rapport aux deux axes x et y respectivement. On préfère introduire les deux rotations:

$$\beta_x(x,y) = \theta_y(x,y), \beta_y(x,y) = -\theta_x(x,y)$$

Les déformations tridimensionnelles en tout point, avec la cinématique introduite précédemment, sont ainsi données par :

$$\begin{aligned}\varepsilon_{xx} &= e_{xx} + z\kappa_{xx} \\ \varepsilon_{yy} &= e_{yy} + z\kappa_{yy} \\ 2\varepsilon_{xy} = \gamma_{xy} &= 2e_{xy} + 2z\kappa_{xy} \\ 2\varepsilon_{xz} &= \gamma_x \\ 2\varepsilon_{yz} &= \gamma_y\end{aligned}$$

où e_{xx} , e_{yy} et e_{xy} sont les déformations membranaires de la surface moyenne, γ_x et γ_y les Déformations associées aux cisaillements transverses, et κ_{xx} , κ_{yy} , κ_{xy} les déformations de flexion de la surface moyenne, qui s'écrivent :

$$\begin{aligned}e_{xx} &= \frac{\partial u}{\partial x} \\ e_{yy} &= \frac{\partial v}{\partial y} \\ 2e_{xy} &= \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \\ \kappa_{xx} &= \frac{\partial \beta_x}{\partial x} \\ \kappa_{yy} &= \frac{\partial \beta_y}{\partial y} \\ 2\kappa_{xy} &= \frac{\partial \beta_x}{\partial y} + \frac{\partial \beta_y}{\partial x} \\ \gamma_x &= \beta_x + \frac{\partial w}{\partial x} \\ \gamma_y &= \beta_y + \frac{\partial w}{\partial y}\end{aligned}$$

3.4.1.2.b - Loi de comportement

Le comportement des plaques est un comportement 3D en "contraintes planes". **La contrainte Transversale σ_{zz} est nulle** car considérée comme négligeable par rapport aux autres composantes du tenseur des contraintes (hypothèse des contraintes planes). La loi de comportement la plus générale s'écrit alors ainsi :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{yz} \end{pmatrix} = C(\varepsilon, \alpha) \begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_x \\ \gamma_y \end{pmatrix} = C\mathbf{e} + zC\mathbf{\kappa} + C\boldsymbol{\gamma} \text{ avec } \mathbf{e} = \begin{pmatrix} e_{xx} \\ e_{yy} \\ 2e_{xy} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \mathbf{\kappa} = \begin{pmatrix} \kappa_{xx} \\ \kappa_{yy} \\ 2\kappa_{xy} \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ et } \boldsymbol{\gamma} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \gamma_x \\ \gamma_y \end{pmatrix}.$$

Où : $C(\varepsilon, \alpha)$ est la matrice de rigidité tangente locale combinant contraintes planes et distorsion Transverse et α représente l'ensemble des variables internes lorsque le comportement est non linéaire.

Pour des comportements où les distorsions sont découplées des déformations de membrane et de Flexion, on, $C(\varepsilon, \alpha)$ se met sous la forme :

$$C = \begin{bmatrix} H & 0 \\ 0 & H_v \end{bmatrix}$$

Où : $H(\varepsilon, \alpha)$ est une matrice 3x3 et $H_v(\varepsilon, \alpha)$ une matrice 2x2. On restera dans le cadre de cette Hypothèse. Pour un comportement élastique linéaire homogène isotrope, on a ainsi :

$$C = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{pmatrix} 1 & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{k(1-\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{k(1-\nu)}{2} \end{pmatrix}$$

Où k : est facteur de correction de transverse [24].

3.4.1.2.c- Prise en compte du cisaillement transversal

La prise en compte du cisaillement transverse dépend de facteurs de correction déterminés a priori par des équivalences énergétiques avec des modèles 3D, de façon à ce que la rigidité en cisaillement transverse du modèle de plaque soit la plus proche possible de celle définie par la théorie de l'élasticité tridimensionnelle. [25]

3.4.2- L'élément de volume

Dans cet élément, aucune hypothèse simplificatrice n'est posée sur les déformations et les contraintes. Par contre, Il est nécessaire, pour calculer l'énergie élastique, de faire des hypothèses sur l'évolution du champ de déplacement à l'intérieur de l'élément. Chaque nœud comporte 3 inconnues : les trois composantes u, v, w du vecteur Déplacement.

Dans un élément à 8 nœuds, on suppose que les composantes du Vecteur déplacement varient linéairement le long des arêtes. [26]

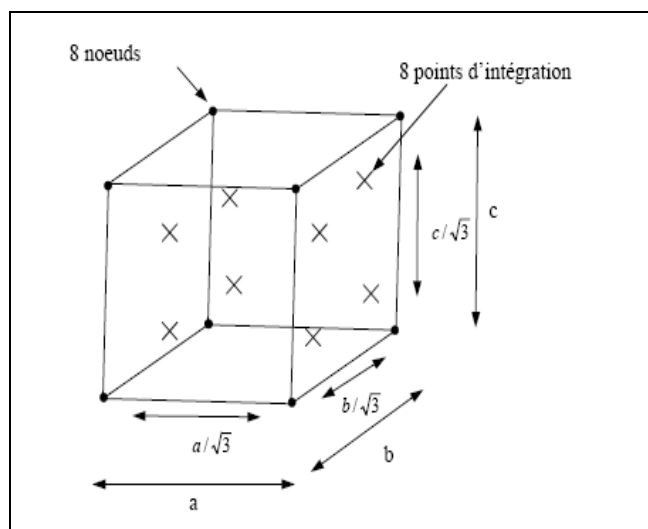


Fig.3.2. Élément volumique

3.5- MODELISATIONS

L'étape de modélisation permet de passer du problème réel, c'est à dire la structure dans son environnement de fonctionnement ou d'utilisation, à un modèle virtuel adapté à l'outil de simulation utilisé.

Dans le cas d'un logiciel aux éléments finis, ce modèle virtuel est numérique (il s'agit d'un fichier informatique). Pour le définir, il est judicieux de procéder en deux phases, la construction du modèle mécanique puis celle du modèle aux éléments finis.

3.5.1- Modèle mécanique

Ce modèle regroupe l'ensemble des informations propres à une description mécanique, géométrique et technologique du problème étudié.

Il comporte tout d'abord **une caractérisation du problème**, à savoir s'il s'agit de statique, de dynamique, de flambage, d'une étude non linéaire, etc., et si le comportement de la structure est assimilable à celui d'une poutre, d'une plaque, d'un problème plan, volumique, etc.

Il comporte ensuite **une description de la géométrie** de la structure. Cette géométrie se doit bien sûr d'être adaptée au type de comportement (géométrie filaire pour un comportement poutre, surfacique pour un comportement plaque ou coque, etc.).

L'environnement de la structure est aussi représenté sous la forme de conditions aux limites en efforts, déplacements, vitesses, températures, etc.

Ce modèle contient finalement **une caractérisation des matériaux** de la structure en termes de module d'Young, coefficient de Poisson, masse volumique ou de toute autre grandeur nécessaire aux lois de comportement à mettre en œuvre.

3.5.2 - Modèle aux éléments finis

Le modèle mécanique réalisé doit maintenant être adapté non seulement à la méthode de calcul (les éléments finis) mais aussi au logiciel proprement dit. Il devient alors un modèle aux éléments finis. Celui-ci consiste en une description du problème telle qu'elle a été faite pour le modèle mécanique. Cela se réalise indifféremment dans le langage propre du logiciel ou à l'aide d'une interface graphique.

Le modèle aux éléments finis comporte ensuite la description d'un certain nombre de paramètres propres à la méthode et aux algorithmes de traitement mis en œuvre. Il y a tout d'abord ce qui concerne la définition du maillage, c'est-à-dire les types d'éléments finis utilisés (poutre, triangles à trois nœuds, hexaèdres à six nœuds, etc.), leurs tailles et leur répartition sur la structure. [27]

3.6- DISCRETISATION ET DEFINITION DU MODELE NUMERIQUE:

La poutre modélisée est une poutre PRS de longueur 4000 mm. Elle est supportée par deux appuis et sollicitée par un chargement vertical uniformément réparti ayant pour valeur **1.98 N/mm** et une charge horizontale à intensité variable 1020,89 N, 2041,79 N qui représente l'effet sismique équivalent.

3.6.1- Maillage de la poutre:

Nous présentons le maillage en 3D de la poutre PRS qui est considérée composée de 03 trois plaques qui sont: les deux semelles et l'âme, chaque plaque est définie par son feuillet moyen. Elles sont reliées entre elles par des liaisons rigides entre leur nœud commun, ce qui représente convenablement les assemblages par soudure des plaques réelles [28]. Le maillage des trois plaques est constitué des éléments quadrilatéraux. Notre poutre est discrétisée en 1280 nœuds pour 320 éléments.

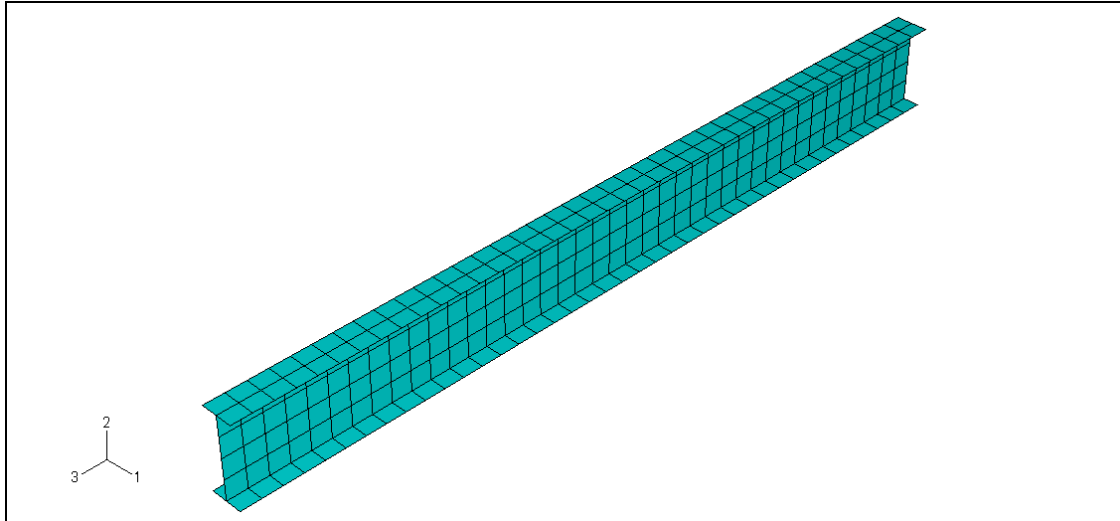


Fig.3.3 Maillage de la poutre

3.6.2- Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux constituant la poutre et les panneaux en béton sont modélisés par une loi de comportement élastique linéaire et isotrope. Les caractéristiques mécaniques introduites dans le calcul sont présentées dans le tableau (*Tab.3.1*) suivant:

ACIER (S 335)	$E_s=2.1.10^5$ MPa	$\mu=0.3$	$\gamma=78.5$ kN/m ³
BETON	$E_c=36600$ MPa	$\mu=0.2$	$\gamma=24$ kN/m ³

Tab.3.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

3.6.3- Conditions aux limites :

Les conditions aux limites de notre poutre se traduisent par un blocage des déplacements au niveau de l'appui ou on applique la charge horizontale donc $U_x = U_y = U_z = 0$. Par contre les rotations sont libres. Et un blocage des déplacements U_x, U_y au niveau de l'autre appui et les rotations sont libres.

3.7- ANALYSE STATIQUE

Le but de cette analyse est d'étudier le comportement de l'âme (contrainte, déplacement, déformation) dans toutes les directions. Nous avons étudiés l'état de contrainte- déformation de la poutre PRS lors qu'elle est seule puis leur état de contrainte - déformation lorsqu'elle est renforcée.

3.7.1- État de déformation de la poutre P.R.S sous charge uniforme

Les résultats de la simulation de la poutre sous la charge uniforme y compris leur poids propre sont présentés respectivement dans les directions '1', '2' et '3'.

a-Évolution des déplacements en fonction de la charge uniforme

- Déplacements dans la direction (1) :

Les résultats obtenus sont montrés sur la figure (**Fig. 3.4**).

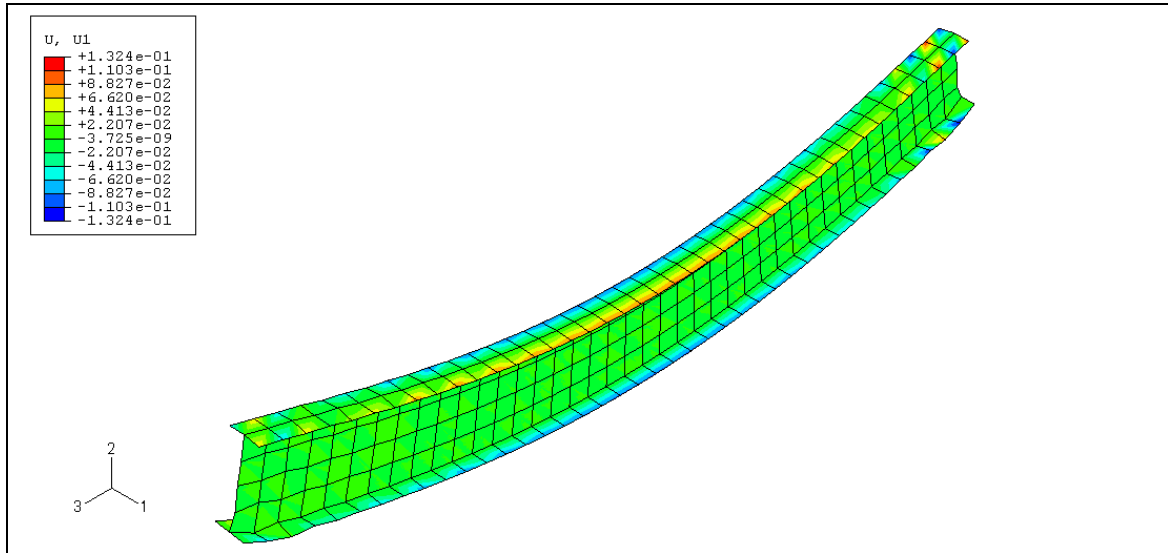


Fig.3.4 Isovaleurs des déplacements dans la direction '1' sous la charge uniforme

-Déplacements U_{11} à l'extrémité de l'âme de la poutre :

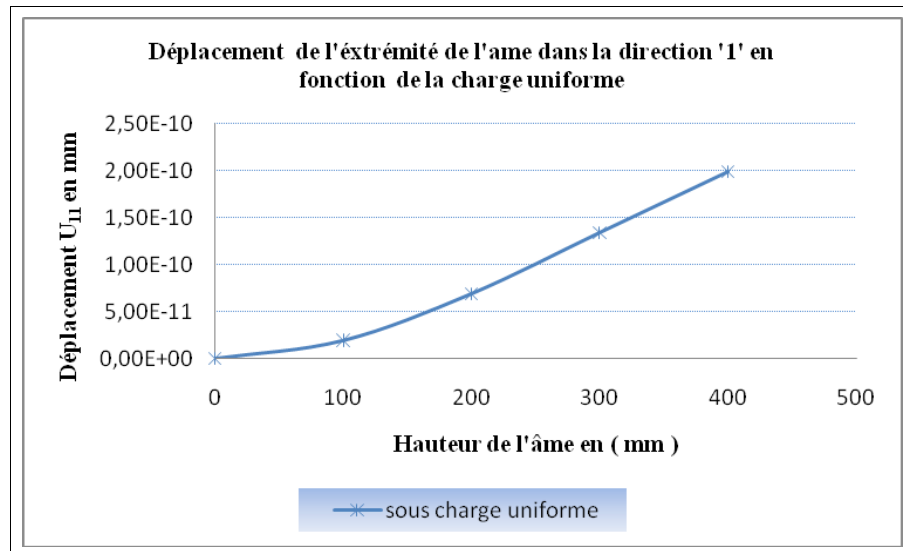


Fig.3.4.a Déplacements U_{11} à l'extrémité de l'âme

La figure (**Fig.3.4.a**) montre une augmentation successive des déplacements à l'extrémité de l'âme malgré que les valeurs de ceux-ci sont très faibles, la valeur maximale est de magnitude de $1,99e-10$ mm au niveau de 400 mm.

- Déplacements U_{11} au milieu de l'âme de la poutre :

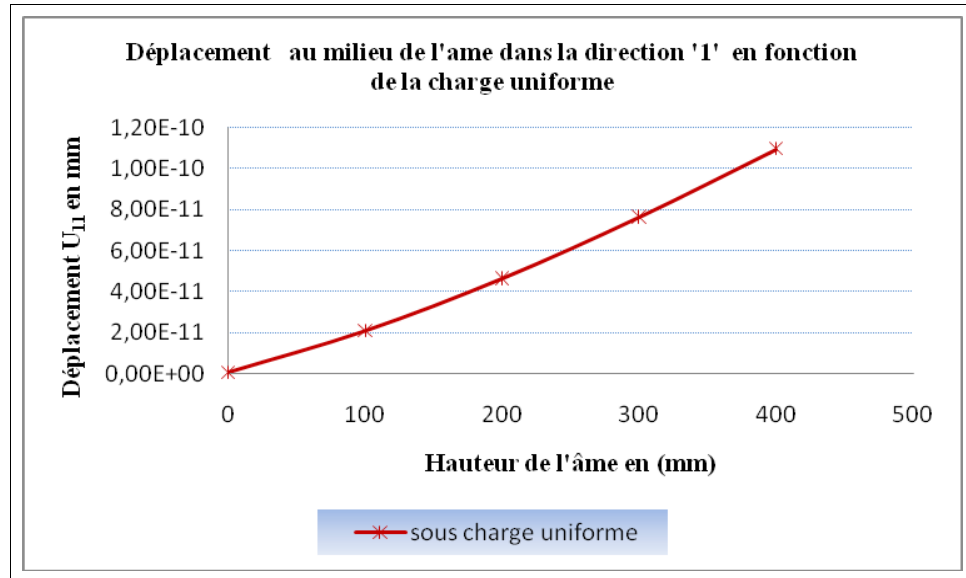


Fig.3.4.b Déplacements U_{11} au milieu de l'âme

Au milieu de l'âme, les déplacements sont très faibles et moins des déplacements engendrés à l'extrémité de la poutre, malgré l'augmentation progressive de ceux-ci. La valeur maximale égale à $1,10 \text{ e-}10 \text{ mm}$.

- Déplacements U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre :

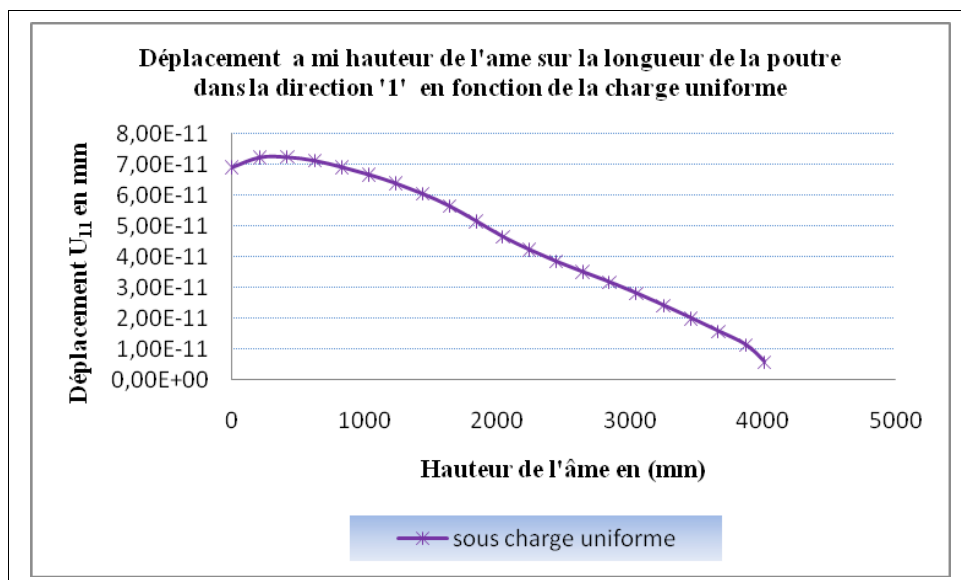


Fig.3.4.c Déplacements U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre

Dans la direction '1' A mi hauteur de l'âme, les déplacements décroissent successivement . Ces déplacements semblent être moins importants, la valeur maximale égale à $7,23\text{e-}11 \text{ mm}$ obtenue au point proche de l'appui gauche à 400mm .

- Déplacements dans la direction (2) :

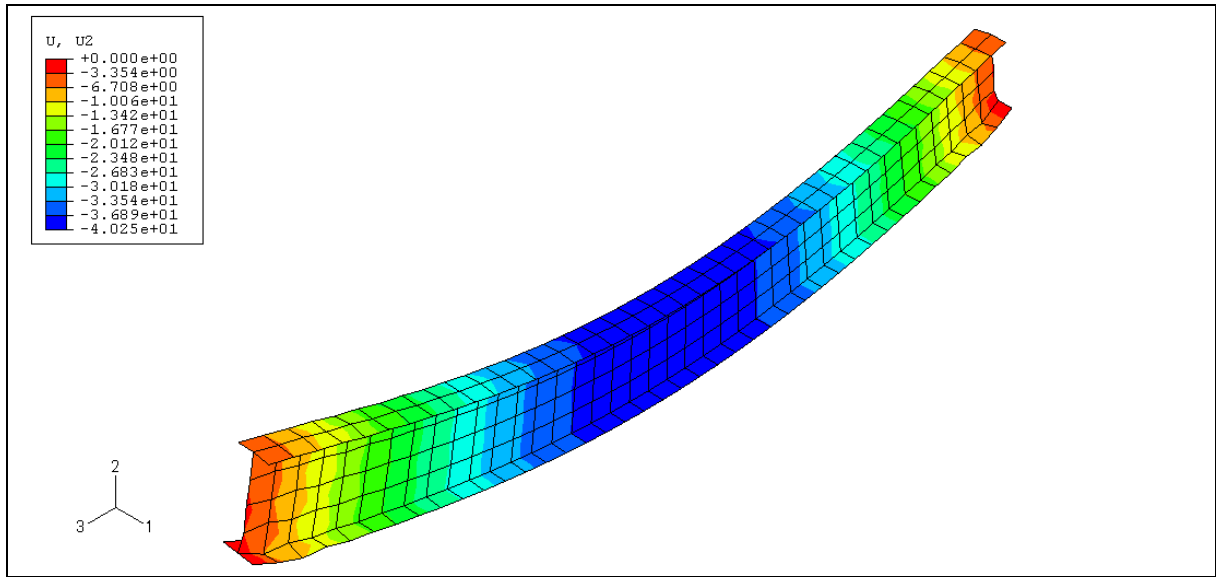


Fig.3.5 Isovaleurs des déplacements dans la direction '2' sous la charge uniforme

- Déplacements U_{22} à l'extrémité de l'âme de la poutre :

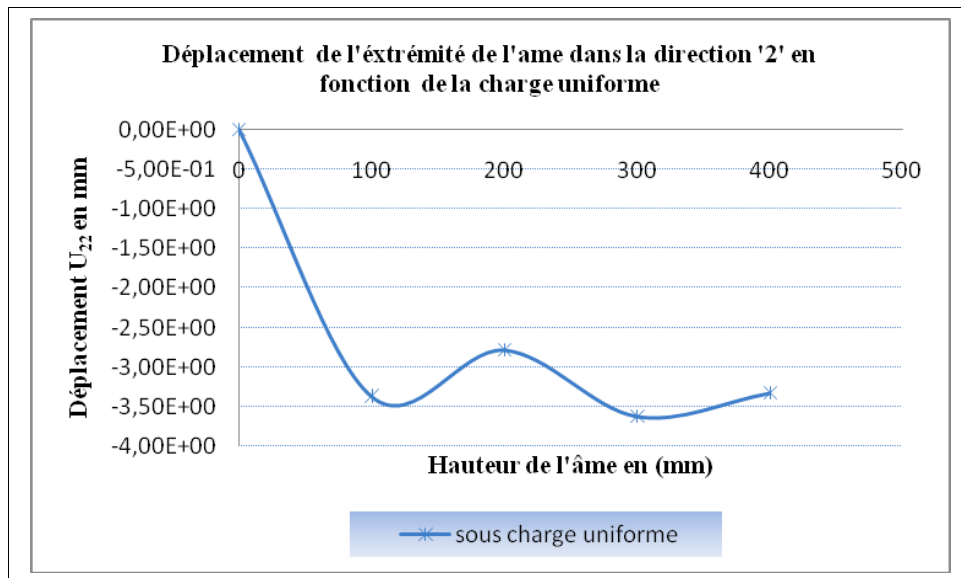


Fig.3.5.a Déplacements U_{22} à l'extrémité de l'âme

La figure (**Fig.3.5.a**) montre que les déplacements dans la direction '2' à l'extrémité de l'âme sont plus importants que ceux engendrés dans le sens '1', la valeur maximale est d'une magnitude de **-3,62 mm** au point de 300 mm.

- Déplacements U_{22} au milieu de l'âme de la poutre :

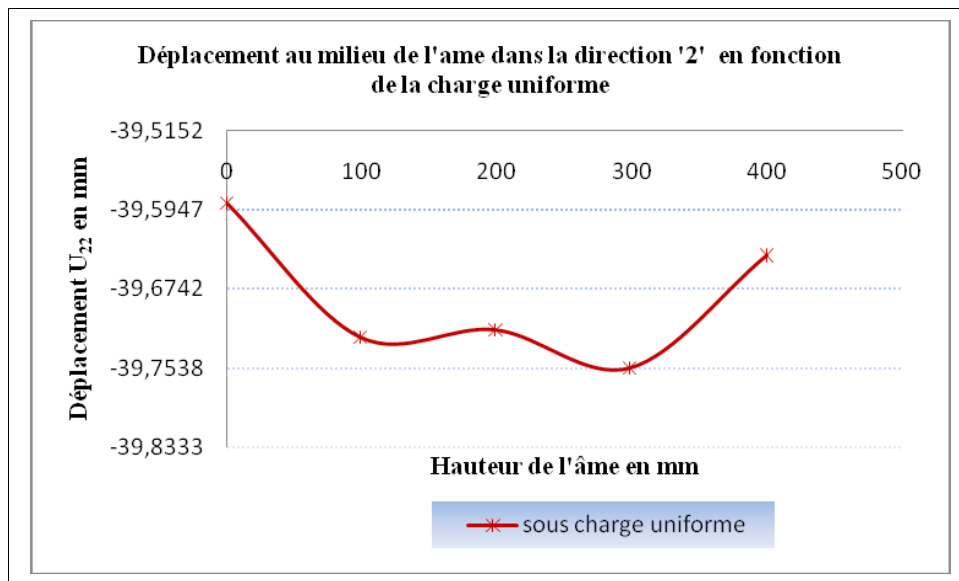


Fig.3.5.b Déplacements U_{22} au milieu de l'âme

Dans la direction '2' au milieu de l'âme, le poids propre plus la charge uniforme influent de façon remarquable sur les valeurs des déplacements qui sont proches en magnitude et ceci est bien représenté sur la figure ci-dessus, la valeur maximal est de **-39,75 mm**. Cette courbe montre aussi l'apparition d'un léger cloquage.

- Déplacements U_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre :

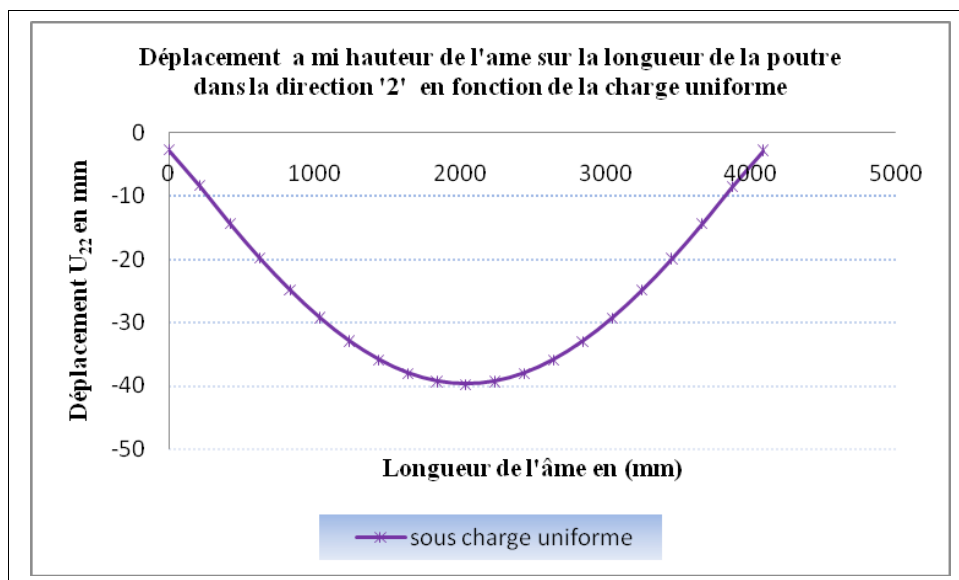


Fig.3.5.c Déplacements U_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre

La figure (**Fig.3.5.c**) montre que la valeur maximale de déplacement, positionnée au milieu de la poutre est due à l'influence de la charge uniforme sur celle-ci. La magnitude de déplacement maximale est de **-39,72 mm**.

- Déplacements dans la direction (3):

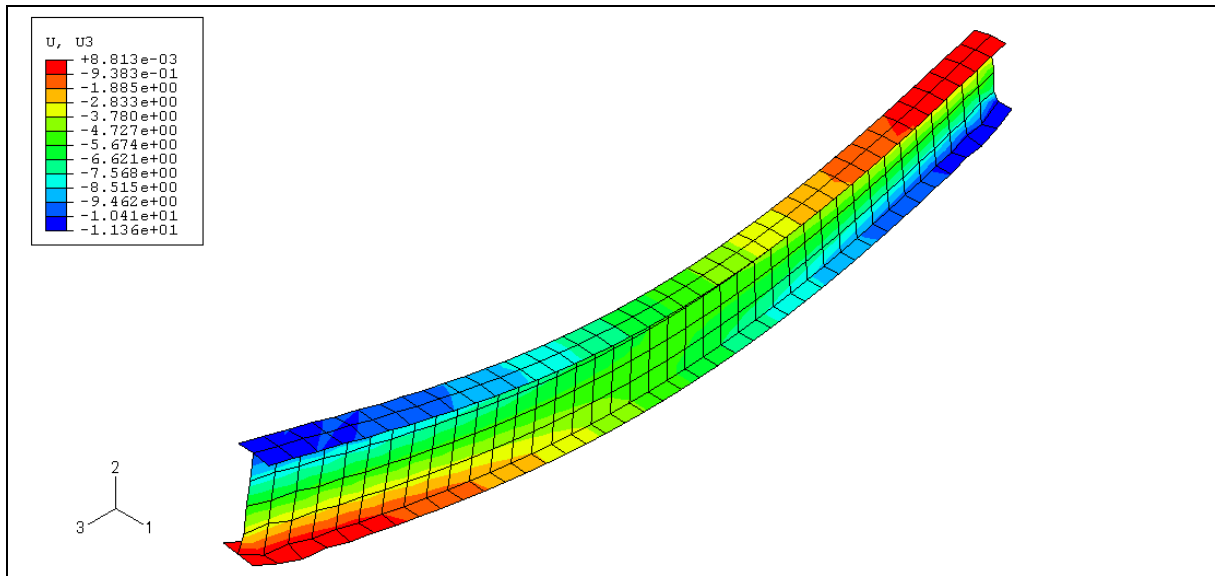


Fig.3.6 Isovaleurs des déplacements dans la direction '3' sous la charge uniforme

- Déplacements U_{33} à l'extrémité de l'âme de la poutre :

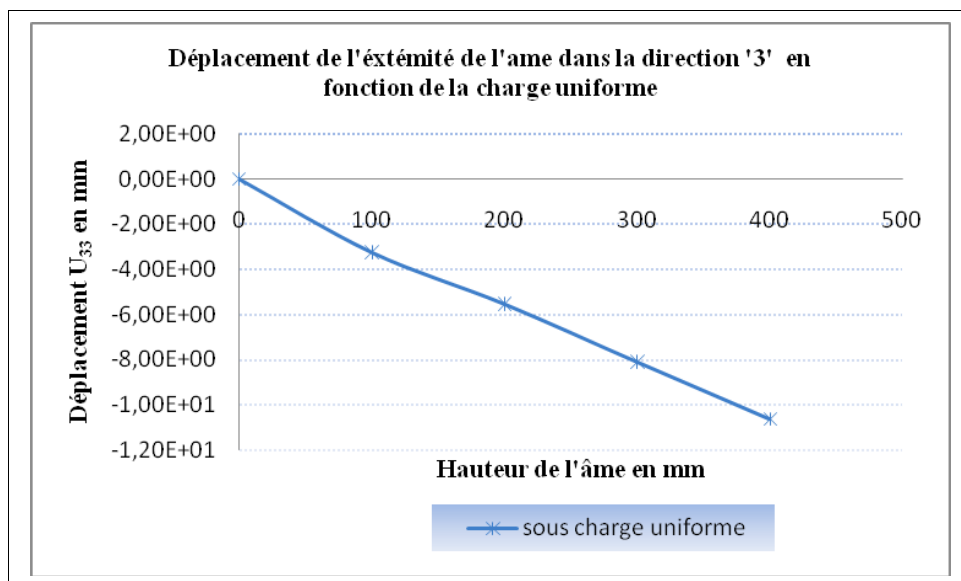


Fig.3.6.a Déplacements U_{33} à l'extrémité de l'âme

A l'extrémité de l'âme dans la direction '3', les déplacements sont plus importants que ceux engendrés dans les directions '1' et '2'. La valeur maximale enregistrée au point proche de la semelle supérieure d'une magnitude égale à **-10,61 mm**.

- Déplacements U_{33} au milieu de l'âme de la poutre :

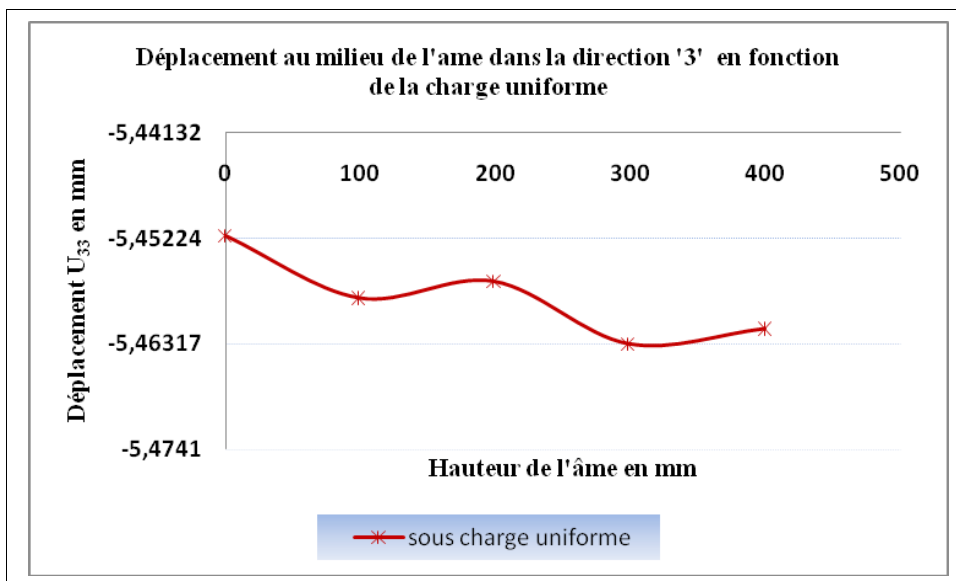


Fig.3.6.b Déplacements U_{33} au milieu de l'âme

Au milieu de l'âme dans la direction '3' les valeurs des déplacements sont presque identiques . La valeur maximale obtenue est proche de la semelle supérieur elle est de magnitude de **-5,46 mm**.

- Déplacements U_{33} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre

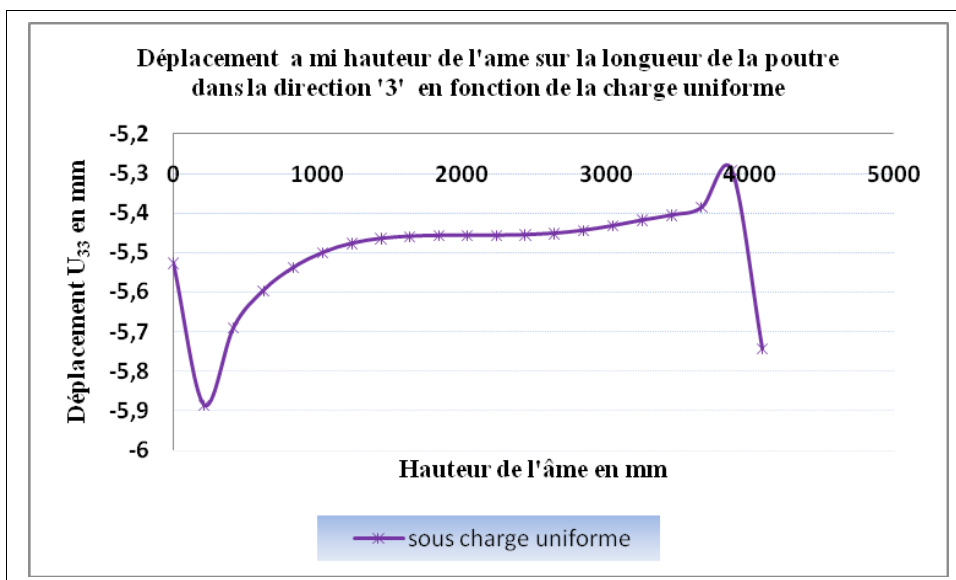


Fig.3.6.c Déplacements U_{33} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre

La figure (**Fig.3.6.c**) montre que les déplacements sont variables et moins importants, relativement aux déplacements résultant dans la direction '2' mais assez importants que ceux engendrés dans la direction '1'. La valeur maximale se trouve à 200 mm, elle est égale **-5,88 mm**.

b-Evolution des contraintes en fonction de la charge uniforme :

- Contraintes dans la direction (1) :

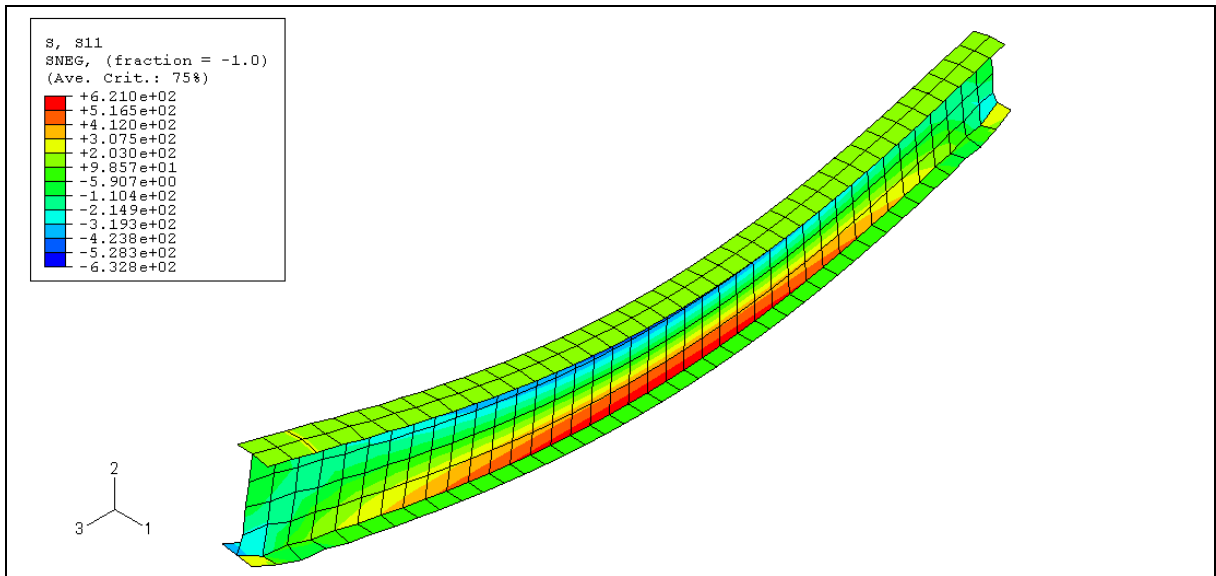


Fig.3.7 Isovaleurs des contraintes dans la direction '1' sous la charge uniforme

- Contraintes S_{11} à l'extrémité de l'âme de la poutre

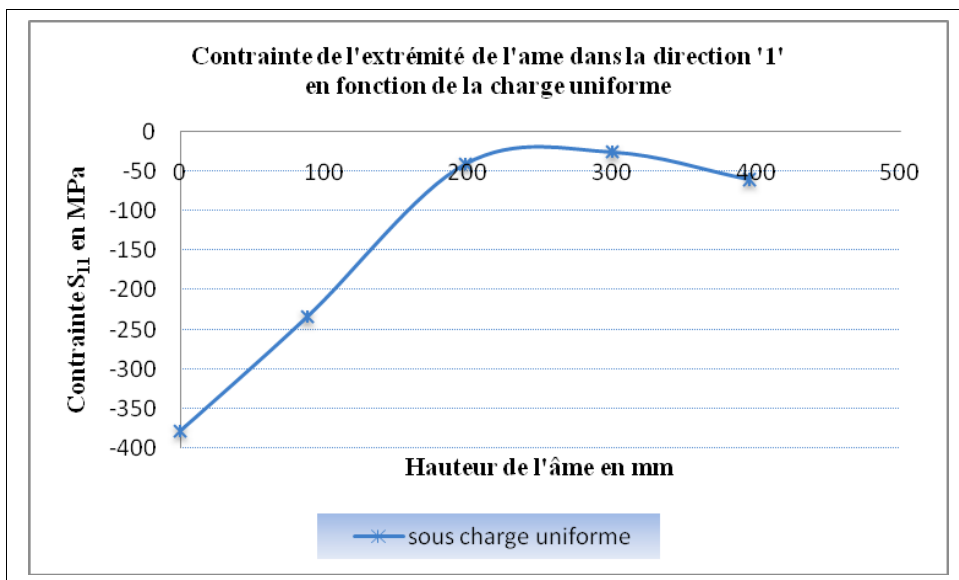


Fig.3.7.a. Variation des contraintes S_{11} à l'extrémité de l'âme

La figure (**Fig.3.7.a**) montre que la contraintes à l'extrémité de l'âme au niveau de l'appui est maximale et dépassée la limite d'élasticité de l'acier utilisé .De valeur de **-378,55 MPa** a été observée. On constate aussi que les contraintes sont variables et diminuant progressivement, ensuite elles retournent à la croissance de nouveau.

- Contraintes S_{11} au milieu de l'âme

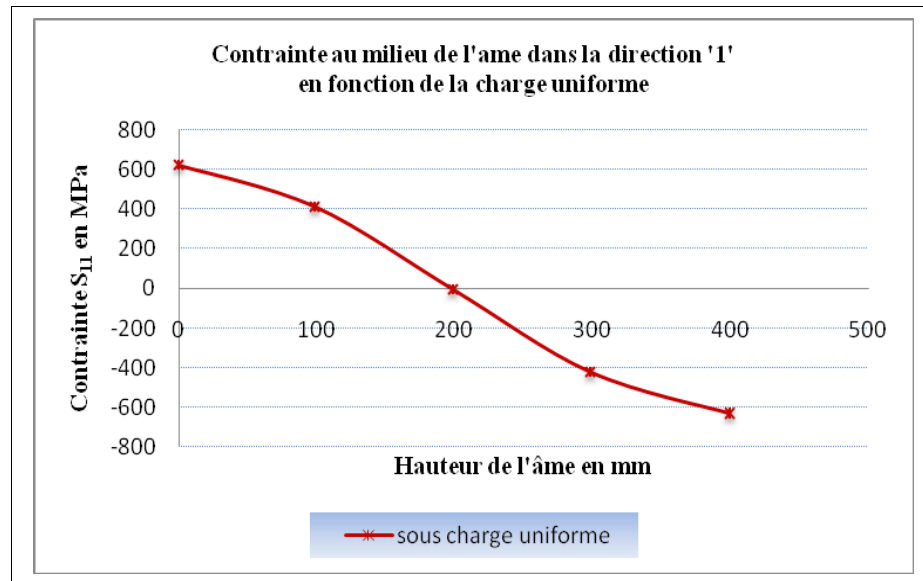


Fig.3.7.b Variation des contraintes S_{11} au milieu de l'âme

Dans la direction '1' au milieu de l'âme, la courbe montre que les contraintes sont symétriques, les valeurs maximales enregistrées aux extrémités de l'âme dans les points adjacents de la semelle supérieure et inférieure de magnitude égale à **-632,76 MPa**. Ces valeurs dépassent la limite élastique de l'acier utilisé.

- Contraintes S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre

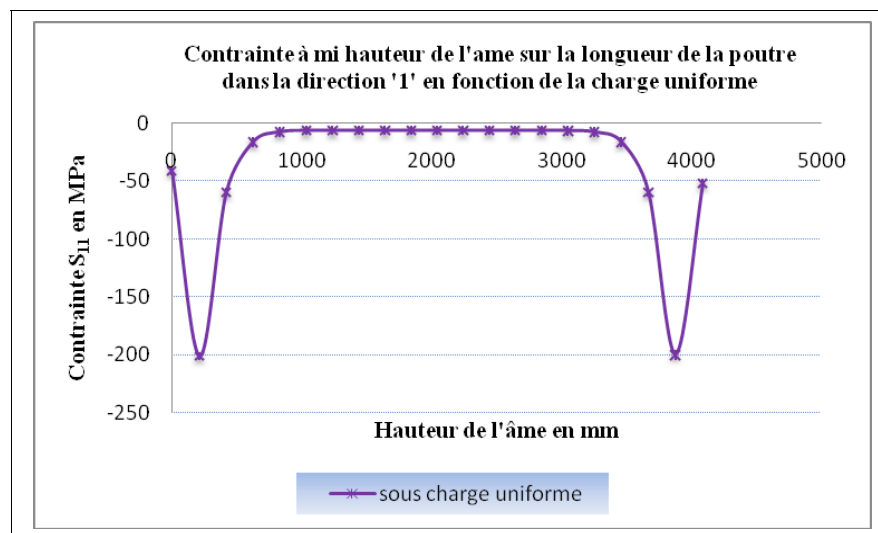


Fig.3.7.c Variation des contraintes S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre

La courbe montre que dans la direction '1', les contraintes maximales à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre sont notées aux points qui sont proches, des points opposés aux appuis d'une magnitude de **-199,11 MPa**. Au milieu de la poutre les valeurs sont très proches et presque identiques et très faibles .

- Contraintes dans la direction (2) :

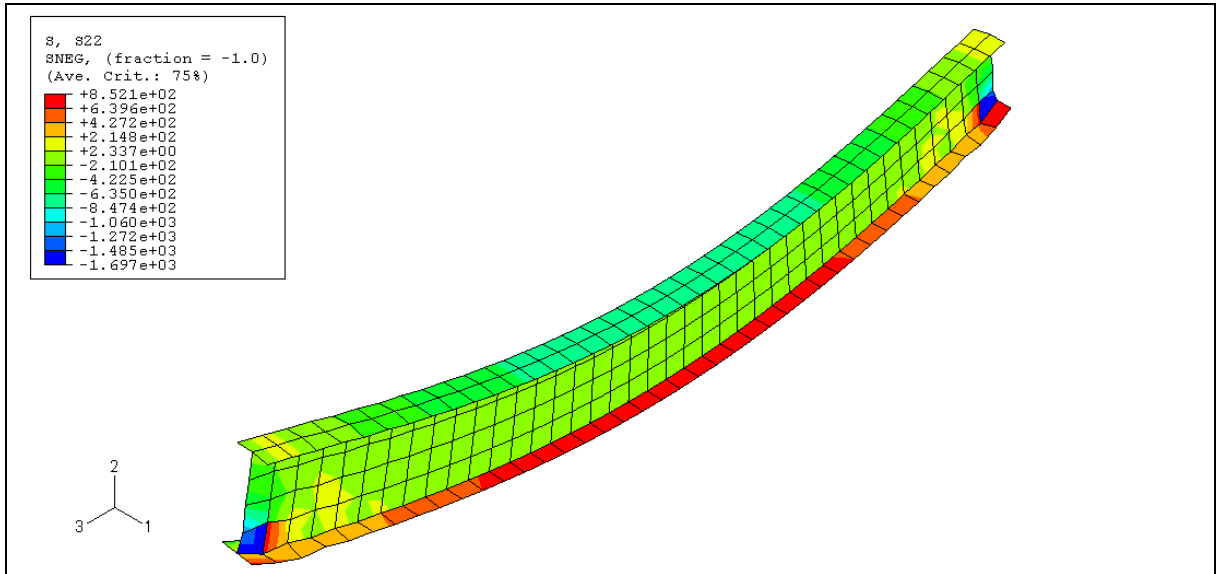


Fig.3.8 Isovaleurs des contraintes dans la direction '2' sous la charge uniforme

-Contraintes S_{22} à l'extrémité de l'âme de la poutre

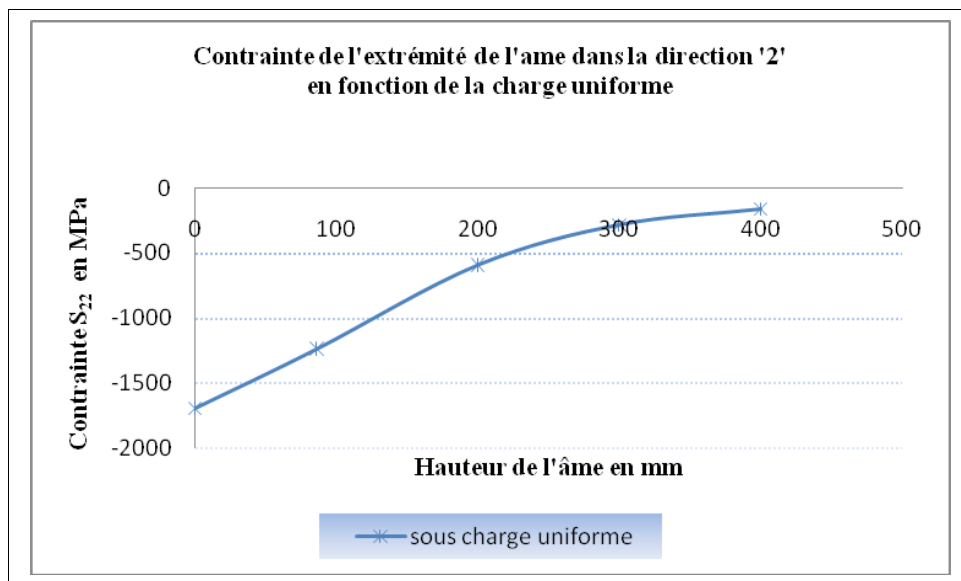


Fig.3.8.a Variation des contraintes S_{22} à l'extrémité de l'âme

La figure (*Fig.3.8.a*) montre que les contraintes à l'extrémité de l'âme, dans la direction '2' sont très élevées au niveau de l'appui gauche, d'une magnitude de **-1696,57 MPa**, elle est dépassée de loin la limite d'élasticité de l'acier utilisé. Puis elles se décroissent successivement.

-Contraintes S_{22} au milieu de l'âme de la poutre

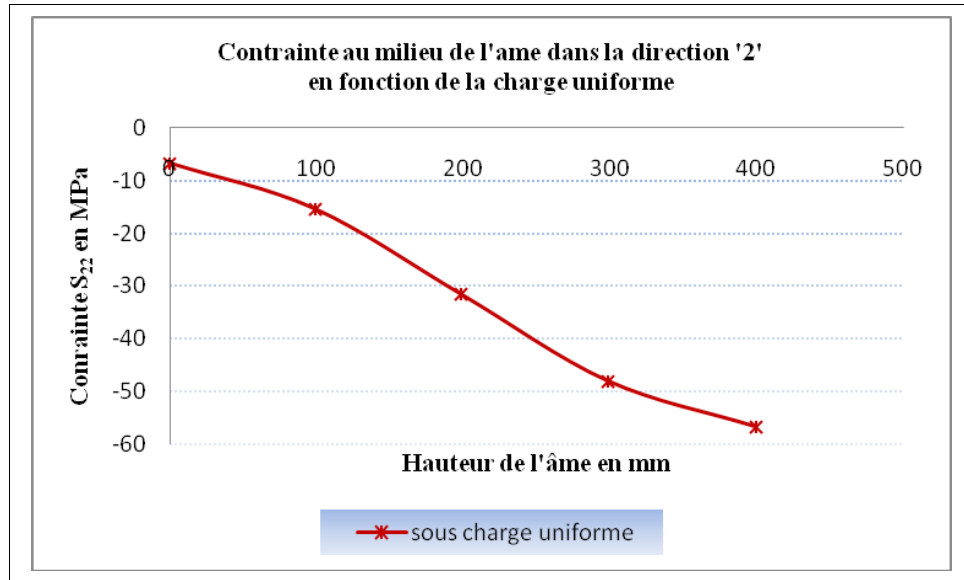


Fig.3.8.b Variation des contraintes S_{22} au milieu de l'âme

Dans la direction '2', au milieu de l'âme les contraintes partagent symétriquement, la concentration de la contrainte maximale au niveau du point le plus proche de la semelle supérieure. Elle est moins importante que celle engendrée dans la direction '1'.

-Contraintes S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre :

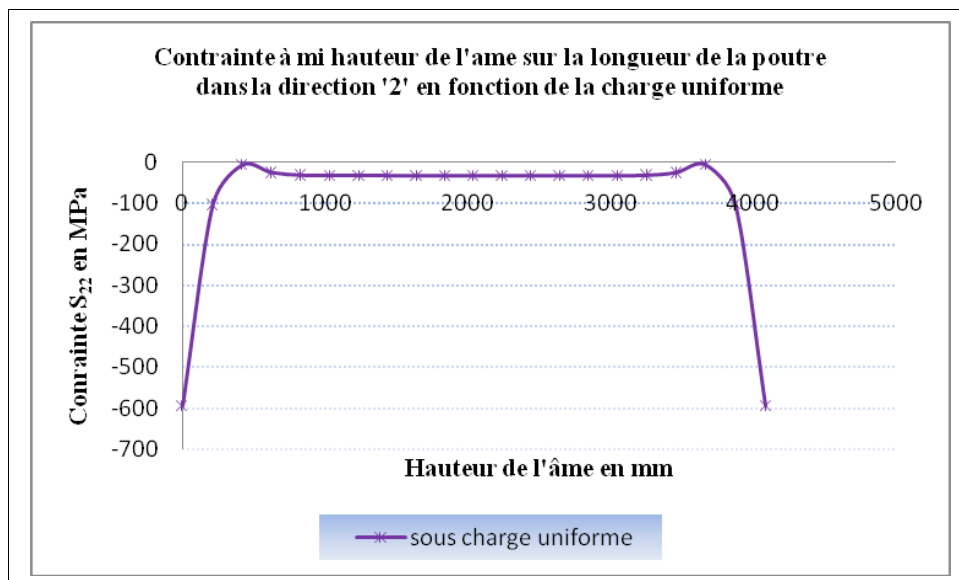


Fig.3.8.c Variation des contraintes S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre

La figure (**Fig.3.8.c**) montre que les contraintes maximales à mi hauteur de l'âme, sur la longueur de la poutre concentrent aux points opposés des appuis sous l'effet de la charge uniforme. Elles dépassent la limite d'élasticité de l'acier utilisé. Au milieu de la poutre, les valeurs des contraintes sont très faibles que celles

-Déformations E_{11} à l'extrémité de l'âme de la poutre :

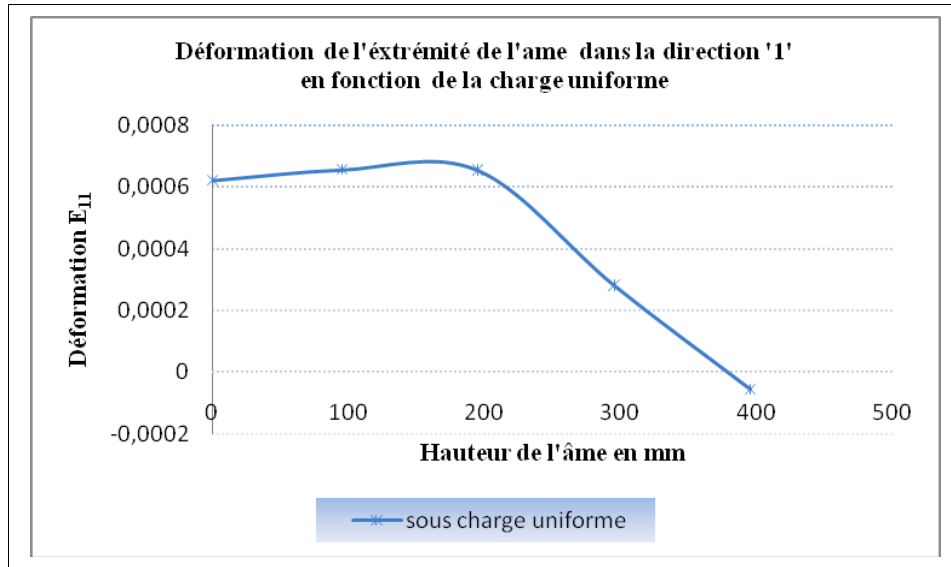


Fig.3.10.a Variation des déformations E_{11} à l'extrémité de l'âme

Dans la direction '1' à l'extrémité de l'âme , le déformation est maximal enregistré au point proche de l'appui. Cette déformation est de magnitude de $6,56 \cdot 10^{-4}$. La distribution des déformations sont variables, ils croissants puis décroissants progressivement.

- Déformations E_{11} au milieu de l'âme de la poutre

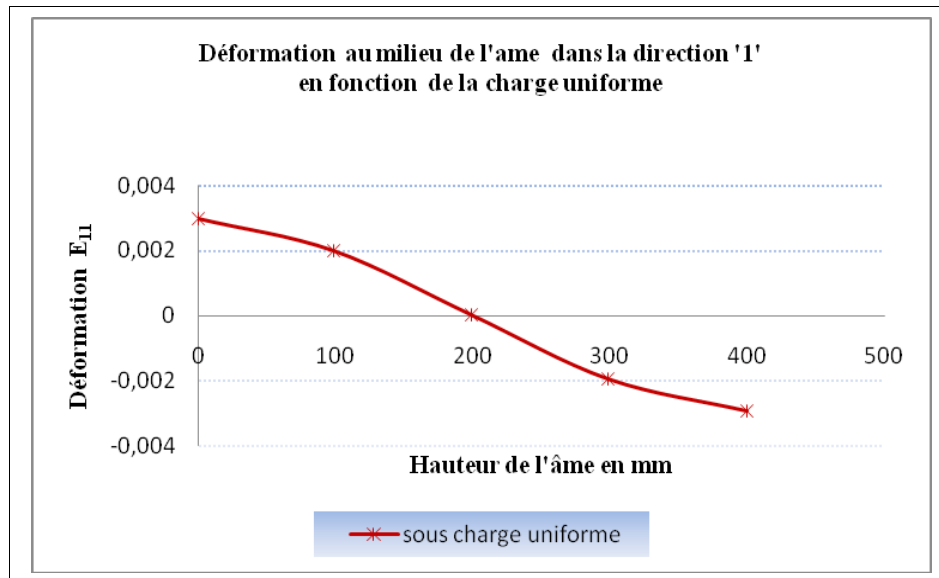


Fig.3.10.b Variation des déformations E_{11} au milieu de l'âme

Au milieu de l'âme, dans la direction '1', les déformations maximales concentrent aux points les plus proches de la semelle supérieure et inférieure. Elles sont distribuées symétriquement, comme le montre la courbe ci-dessus. La déformation maximale est de magnitude $2,93 \cdot 10^{-3}$.

-Déformations E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre

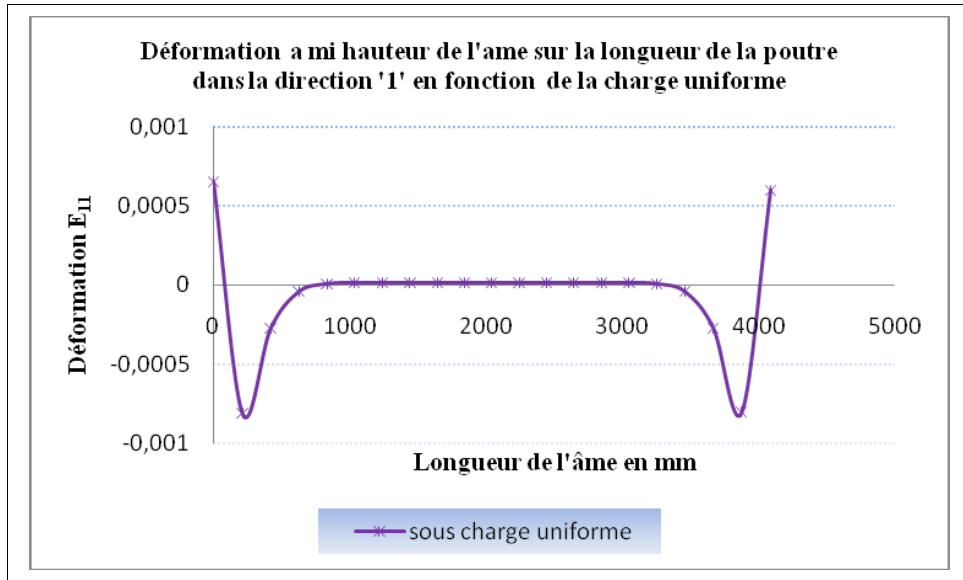


Fig.3.10.c Variation des déformations E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre

La variation des déformations, sur la longueur de la poutre dans la direction '1' montre que les déformations maximales concentrent aux niveaux des points opposés aux appuis des magnitudes $-8,10 \text{ e-}4$, $-8,03 \text{ e-}4$.

- Déformations dans la direction (2) :

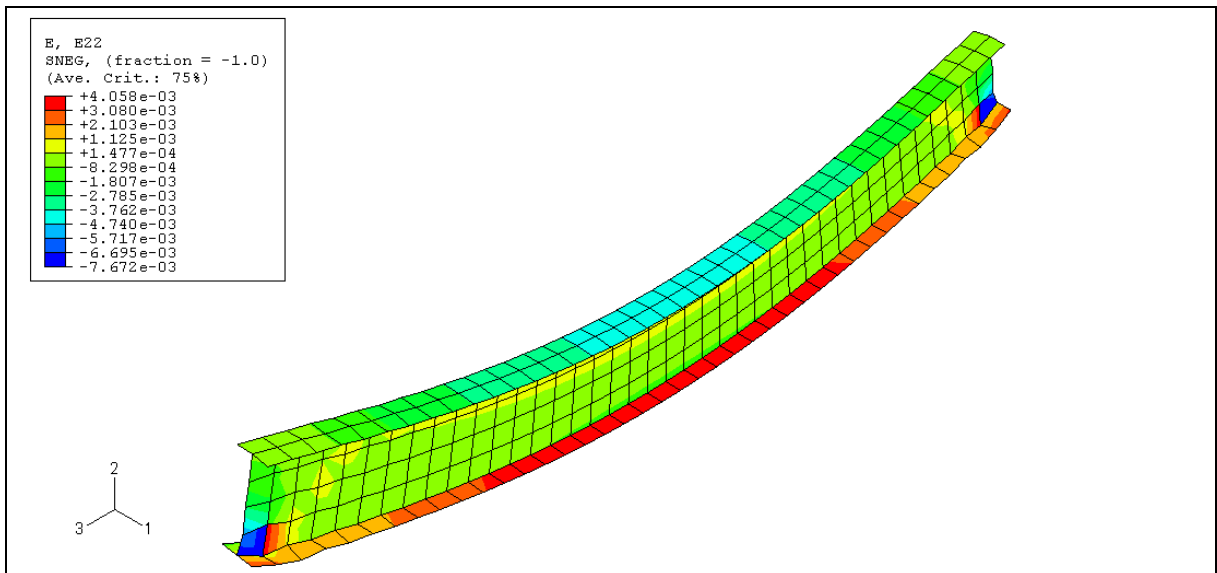


Fig.3.11 Isovaleurs des déformations dans la direction '2' sous la charge uniforme

- Déformations E_{22} à l'extrémité de l'âme de la poutre

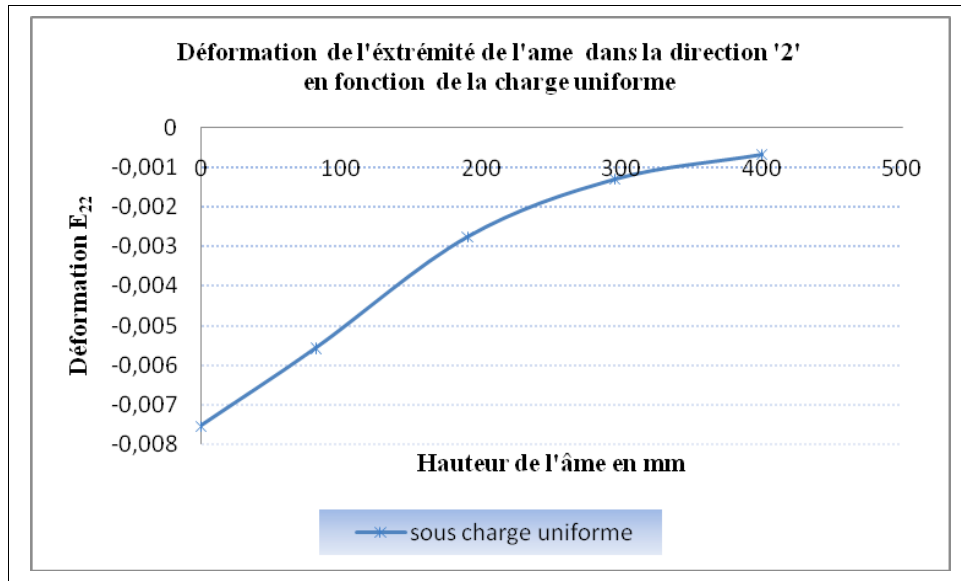


Fig.3.11.a Variation des déformations E_{22} à l'extrémité de l'âme

La figure (**Fig.3.11.a**) montre que les déformations à l'extrémité de l'âme, dans la direction '2', diminuent progressivement, ils atteignent leur valeur maximale au niveau de l'appui de magnitude égale à $-7,54 \text{ e-}3$.

- Déformations E_{22} au milieu de l'âme de la poutre

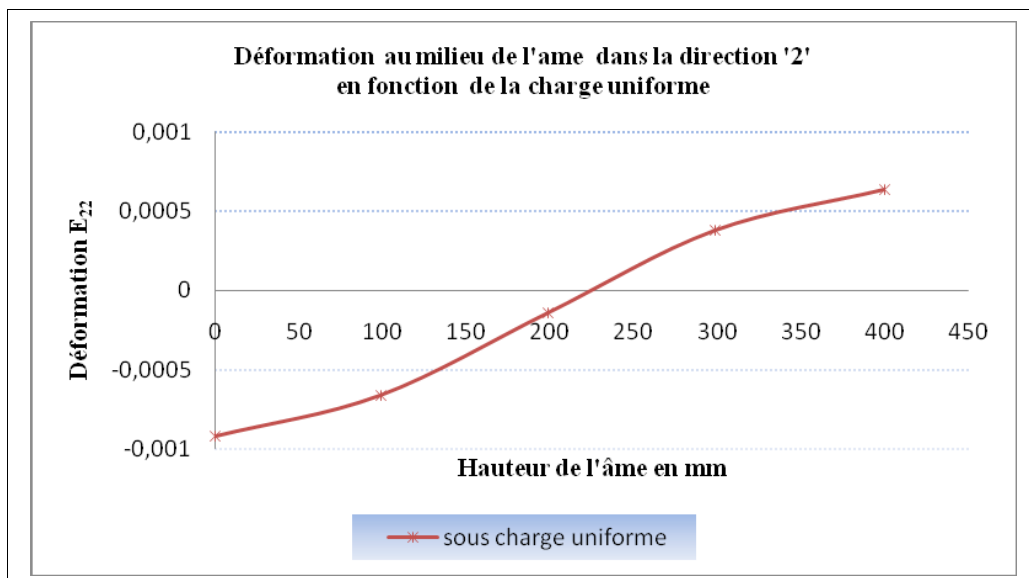


Fig.3.11.b Variation des déformations E_{22} au milieu de l'âme

Les déformations dans le sens '2', au milieu de l'âme atteignent ces valeurs maximales aux extrémités. La valeur maximale au point adjacent à la semelle inférieure est de magnitude $-9,19 \text{ e-}4$.

3.7.2- État de déformation de la poutre sous charge uniforme et une charge horizontale appliquée à l'extrémité de la poutre

Les résultats de la simulation de la poutre pour la combinaison de la charge uniforme et la charge ponctuelle sont présentés avec la variation de cette dernière respectivement dans les directions 1,2 et 3.

a-Evolution des déplacements en fonction de la charge ponctuelle

-Déplacements dans la direction (1) :

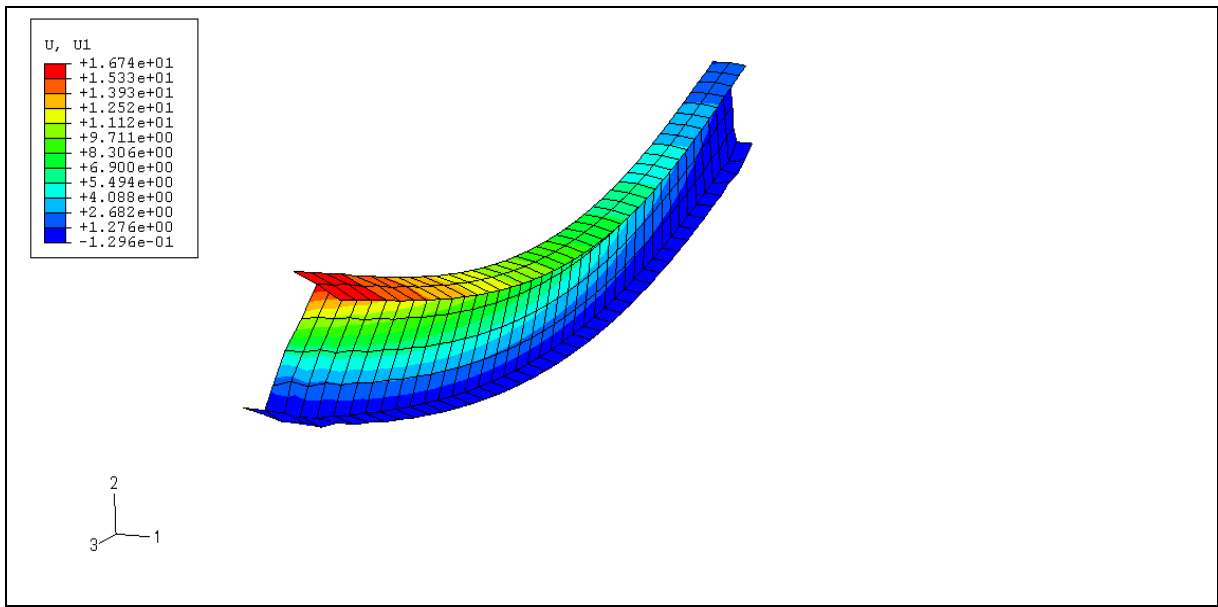


Fig.3.13.1 Isovaleurs des déplacements dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N

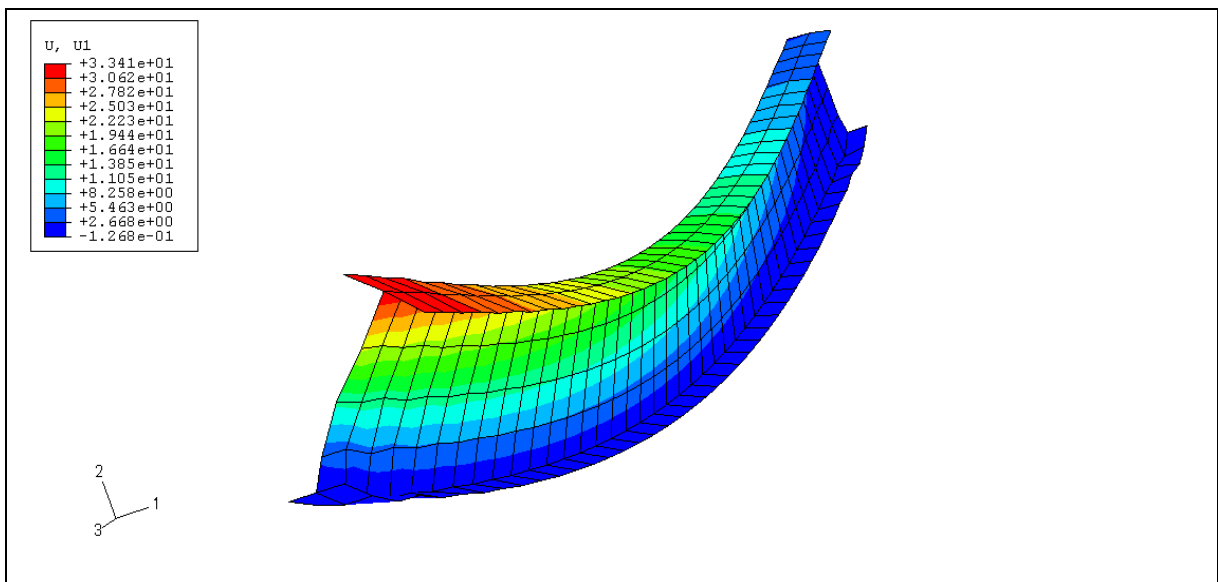


Fig.3.13.2 Isovaleurs des déplacements dans la direction '1' sous charge horizontale de densité De 2041,79 N

Dans le sens '1', les figures (**Fig.3.13. 1**), (**Fig.3.13. 2**) montrent que la semelle supérieure et la partie adjacente de l'âme subissent des déplacements plus importants. Ces déplacements semblent être plus grands au niveau de l'application de la charge horizontale. Les figures montrent que ces derniers augmentent avec l'augmentation de la charge horizontale ponctuelle.

-Déplacement U_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

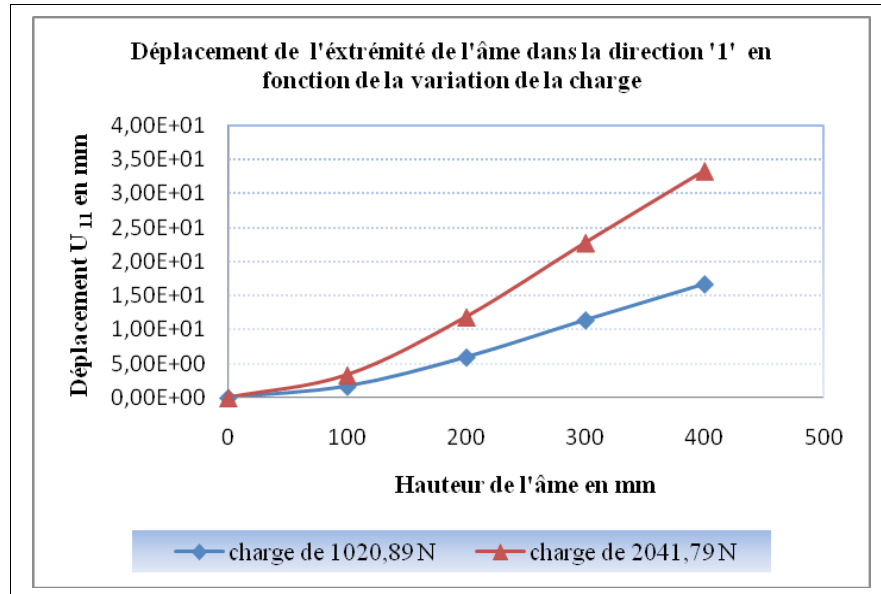


Fig.3.13.a Déplacement U_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

Selon l'axe (1-1), la différence entre les courbes est remarquable. En effet plus la charge horizontale augmente plus le déplacement augmente, les valeurs des déplacements sont presque en double valeurs.

L'analyse de ces courbes montre que le déplacement diminue avec le rapprochement à l'appui. Un déplacement maximal de magnitude de 33,34 mm est obtenu pour une charge ponctuelle horizontale de 2041,79 N.

-Déplacement U_{11} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

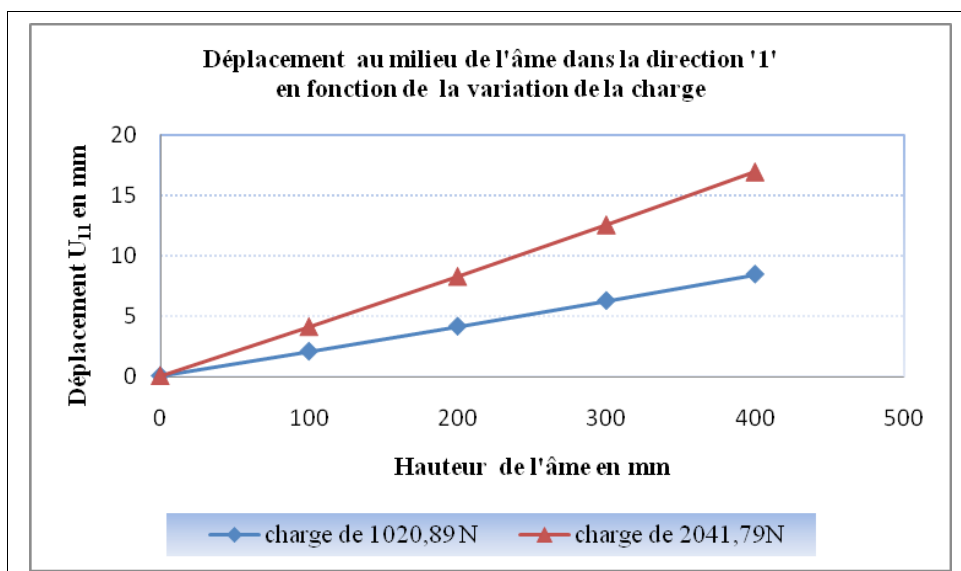


Fig.3.13.b Déplacement U_{11} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '1', au milieu de l'âme, l'augmentation de la charge horizontale engendre des déplacements en double valeurs mais moins importants, relativement aux déplacements marqués à l'extrémité.

-Déplacement U_{11} a mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge :

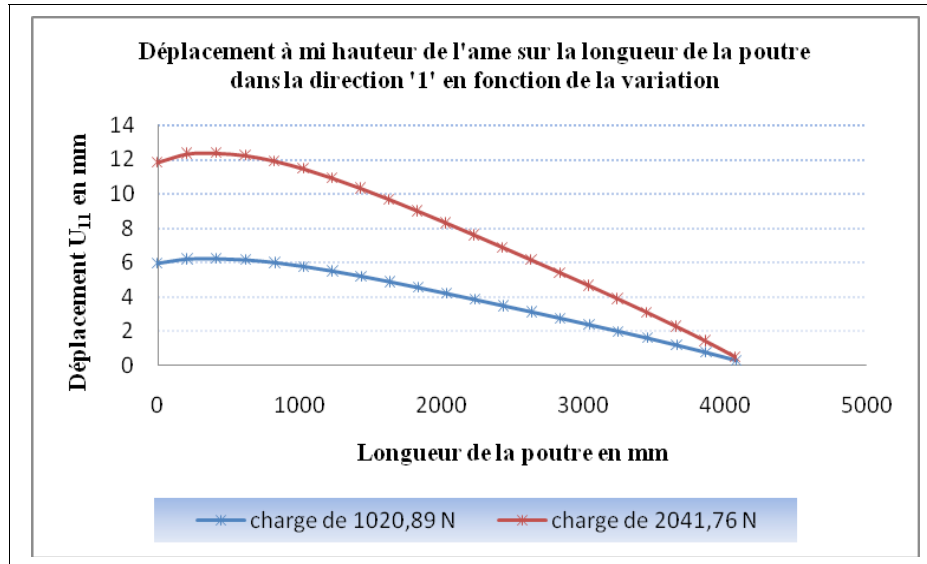


Fig.3.13.c Déplacement U_{11} a mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

A mi hauteur de l'âme, sur la longueur de la poutre, dans la direction '1' l'augmentation de la charge horizontale a une influence sur l'augmentation des déplacements. Les valeurs maximales concentrent à l'extrémité au niveau de l'application de la charge ponctuelle puis elles sont diminuées successivement.

-Déplacements dans la direction (2) :

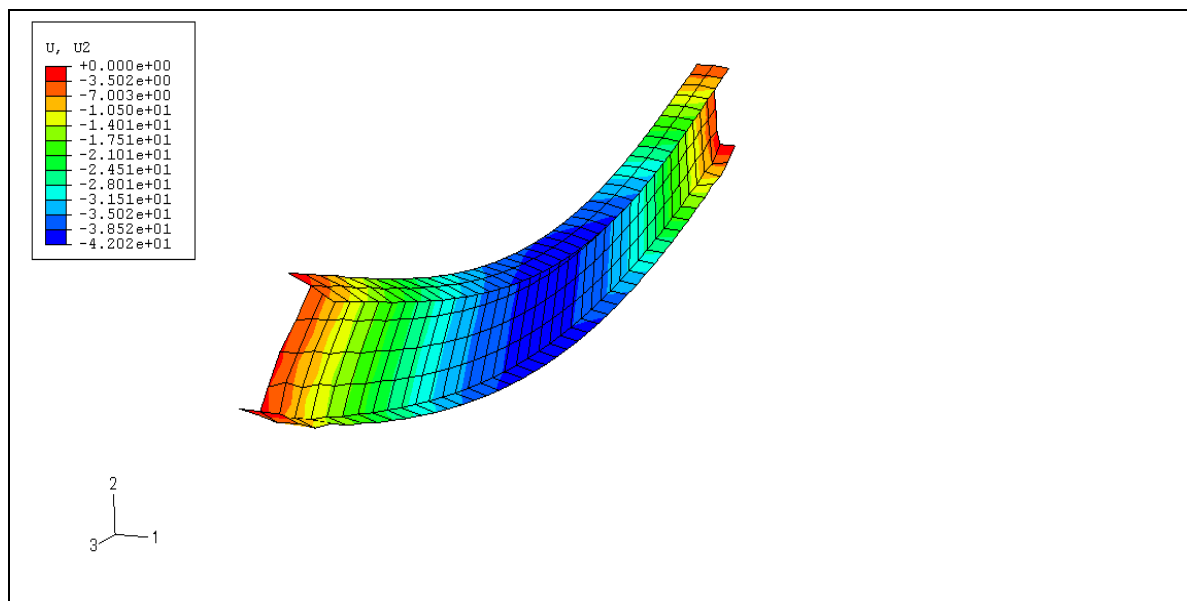


Fig.3.14.1 Isovaleurs des déplacements dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N

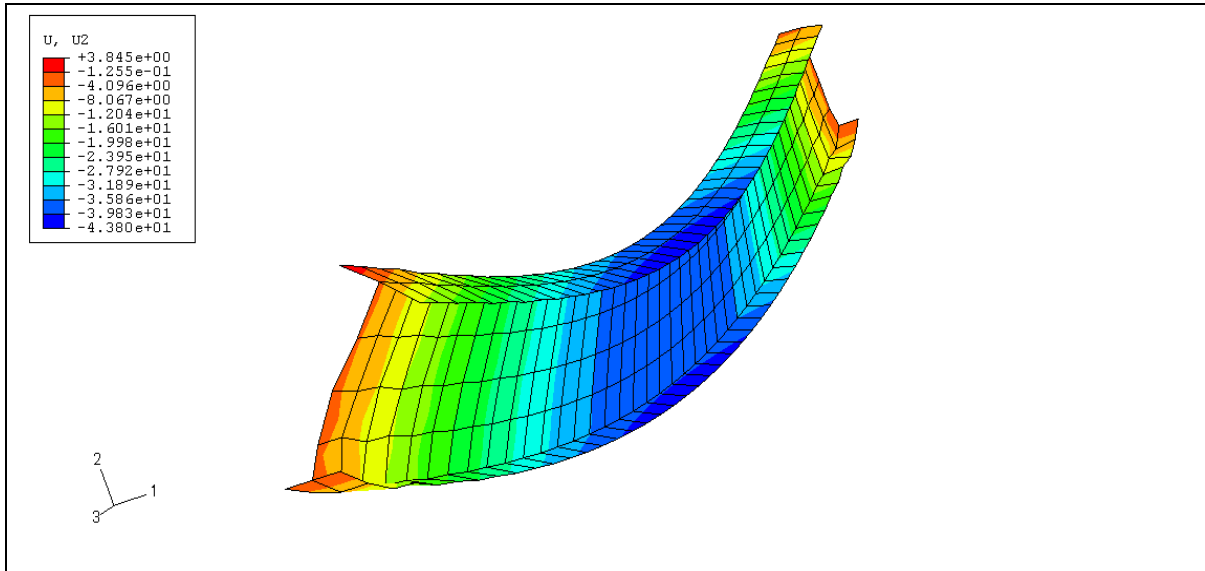


Fig.3.14.2 Isovaleurs des déplacements dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N

Dans le sens '2', les déplacements sont plus importants au milieu de la poutre de magnitude de **-43,80 mm** lorsque la poutre celle-ci est soumise à **2041,79 N**. Au niveau de l'application de la charge horizontale, les déplacements sont plus petits que ceux engendrés au milieu de la poutre.

-Déplacement U_{22} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

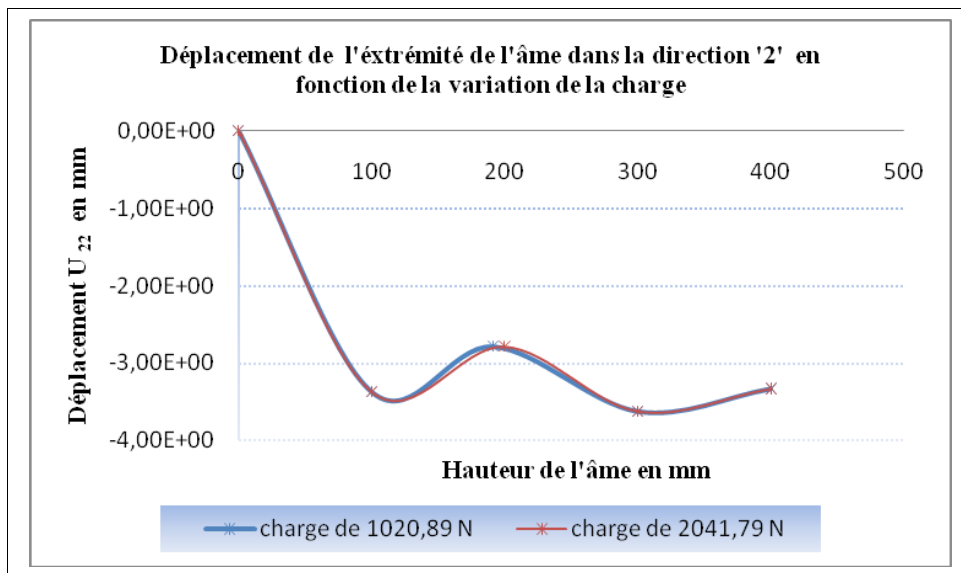


Fig.3.14.a Déplacement U_{22} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '2', à l'extrémité de l'âme, l'augmentation de la charge horizontale ne présente pas une influence sur les déplacements. Les courbes présentées dans la figure (**Fig.3.14.a**) sont presque confondues, les déplacements sont moins importants, relativement aux déplacements engendrés à l'extrémité.

- Déplacement U_{22} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

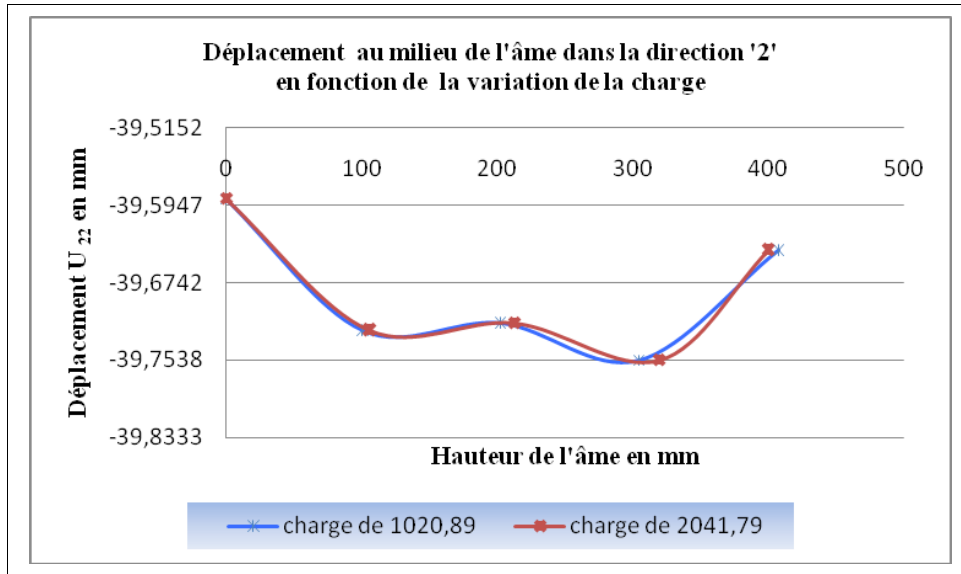


Fig.3.14.b Déplacement U_{22} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '2', au milieu de l'âme, l'augmentation de la charge ne présente pas une influence. Les valeurs des déplacements sont presque les mêmes. Ceci est bien représenté sur la (*Fig.3.14.b*), ces déplacements sont les résultats de l'application de la charge uniforme.

-Déplacement U_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge.

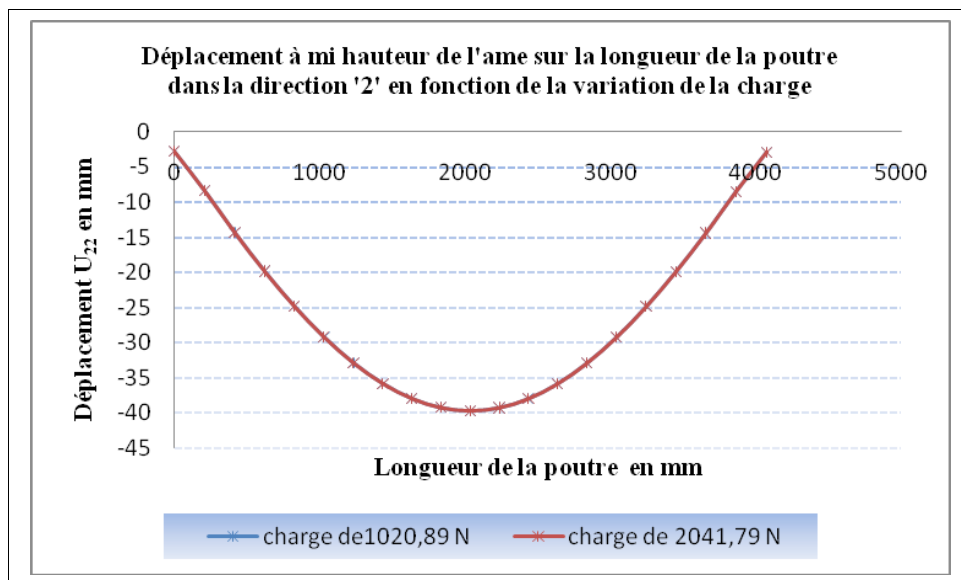


Fig.3.14.c Déplacement U_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '2', à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre, l'augmentation de la charge n'a aucune influence sur les variations des déplacements.

-Déplacements dans la direction (3) :

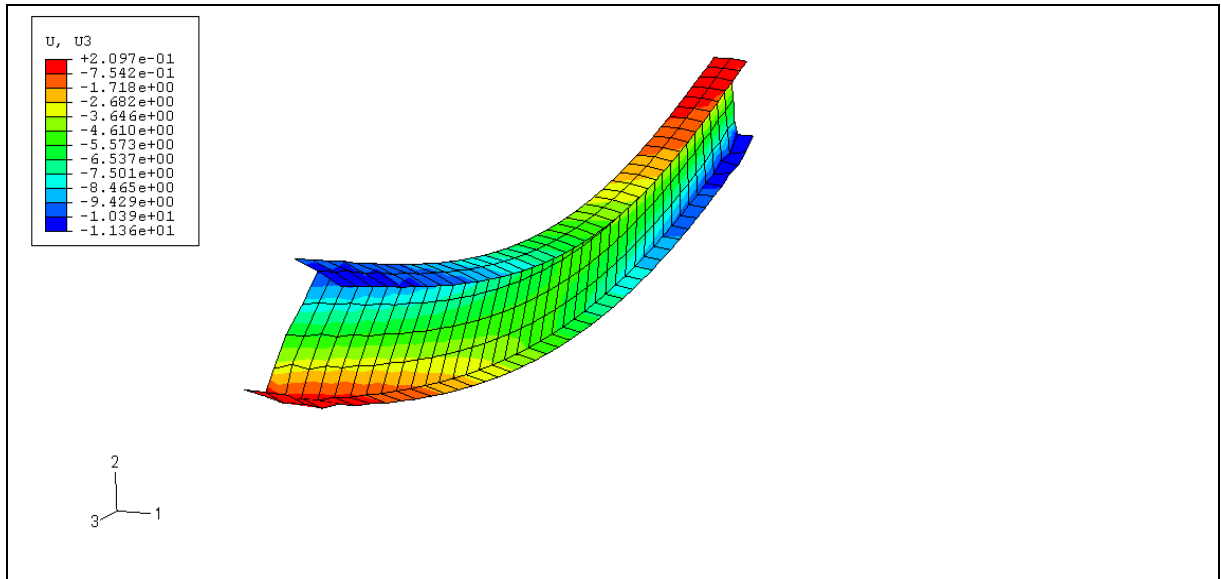


Fig.3.15.1 Isovaleurs des déplacements dans la direction '3' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N

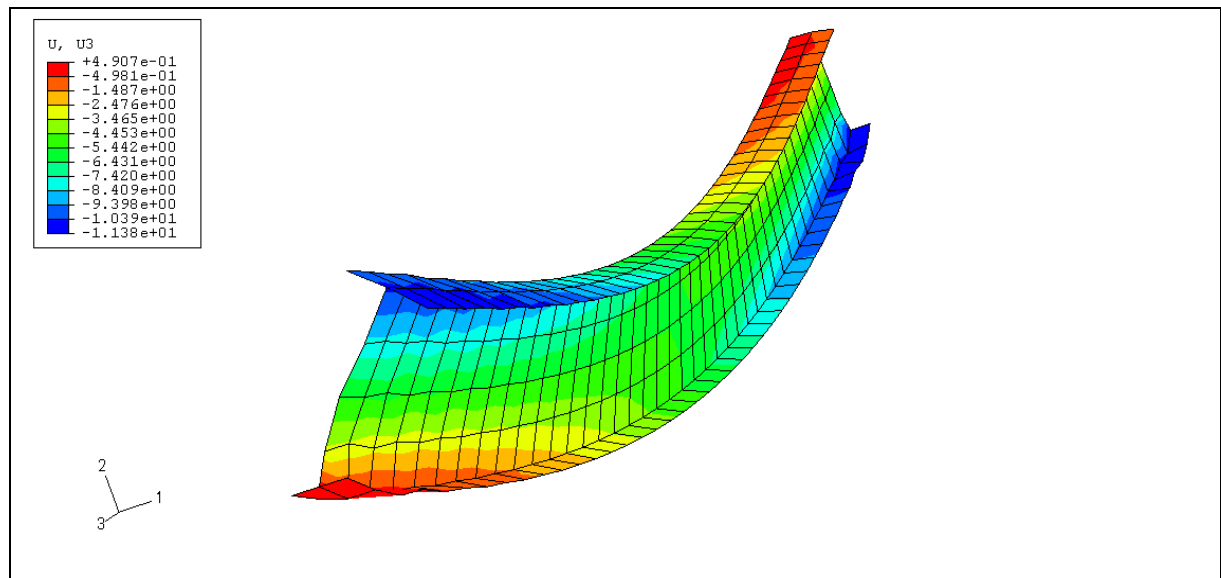


Fig.3.15.2 Isovaleurs des déplacements dans la direction '3' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N

Dans le sens '3', les figures montrent que la charge horizontale n'a aucune influence. Les déplacements les plus importants de signes négatifs sont notés à gauche de la semelle supérieure et à droite de la semelle inférieure.

-Déplacement U_{33} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

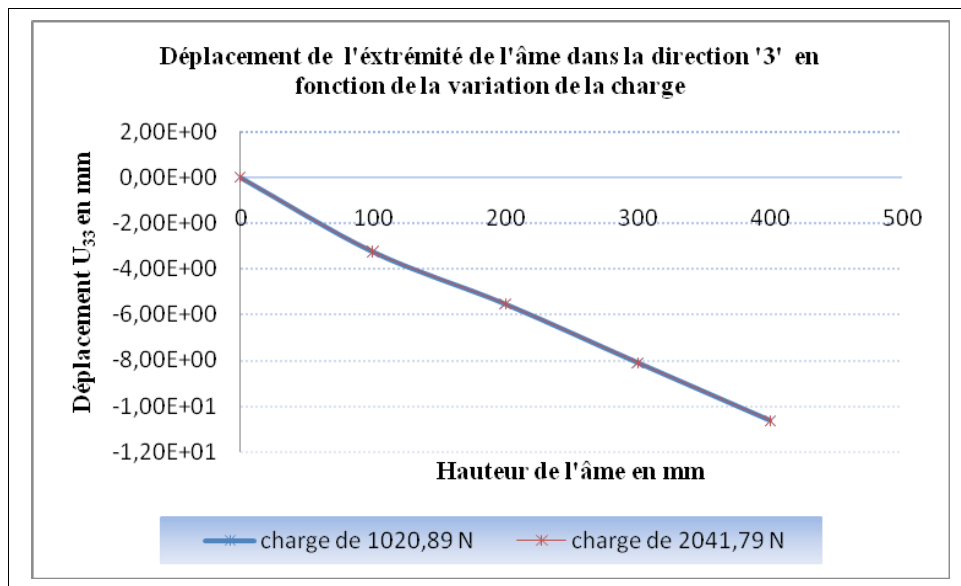


Fig.3.15.a Déplacement U_{33} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '3' à l'extrémité de l'âme, l'augmentation du chargement ne présente pas une influence, ces courbes montrent que les valeurs des déplacements sont moins importantes que celles enregistrées à l'extrémité.

-Déplacement U_{33} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

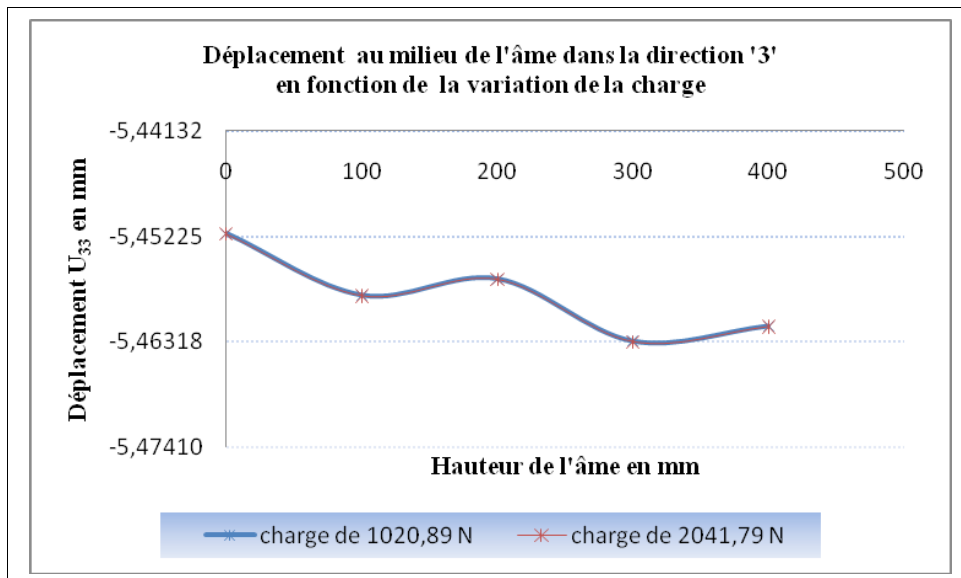


Fig.3.15.b Déplacement U_{33} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '3' au milieu de l'âme, l'augmentation du chargement ne présente pas une influence ces courbes montrent que les valeurs des déplacements sont très faibles par rapport aux valeurs obtenues à l'extrémité.

-Déplacement U_{33} a mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

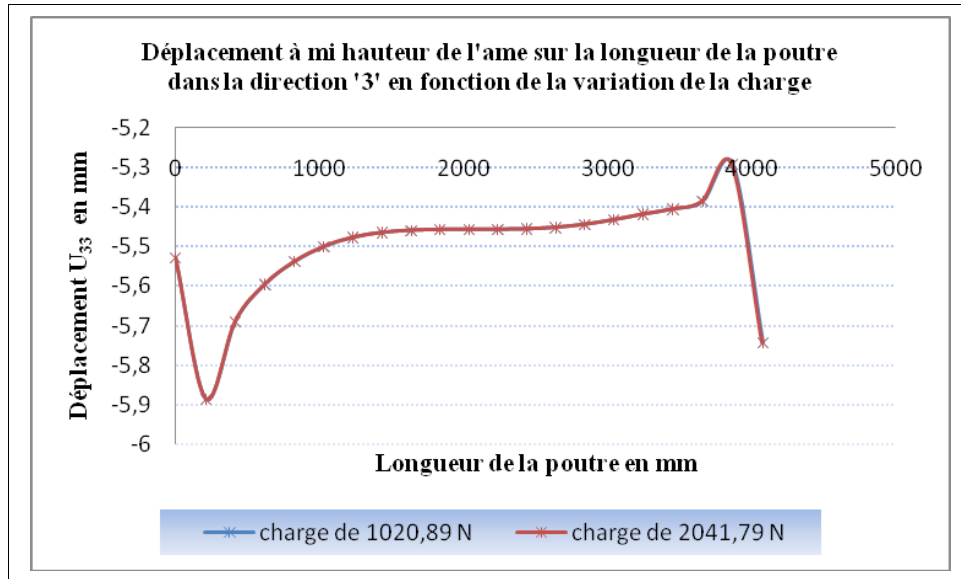


Fig 3.15.c Déplacement U_{33} a mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

A mi hauteur de l'âme, sur la longueur de la poutre dans la direction '3', toujours la variation de la charge horizontale ne présente aucune influence sur les valeurs des déplacements, qui sont inférieurs à ceux résultants dans les deux directions.

b- Evolution des contraintes en fonction de la charge ponctuelle

- Contraintes dans la direction (1)

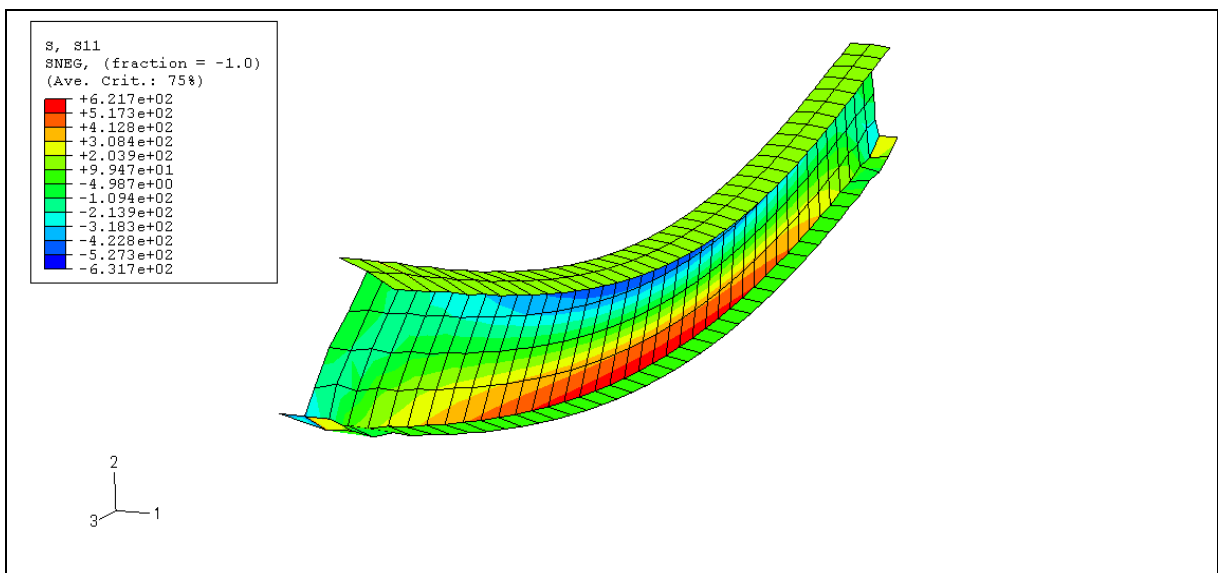


Fig.3.16.1 Isovaleurs des contraintes dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N

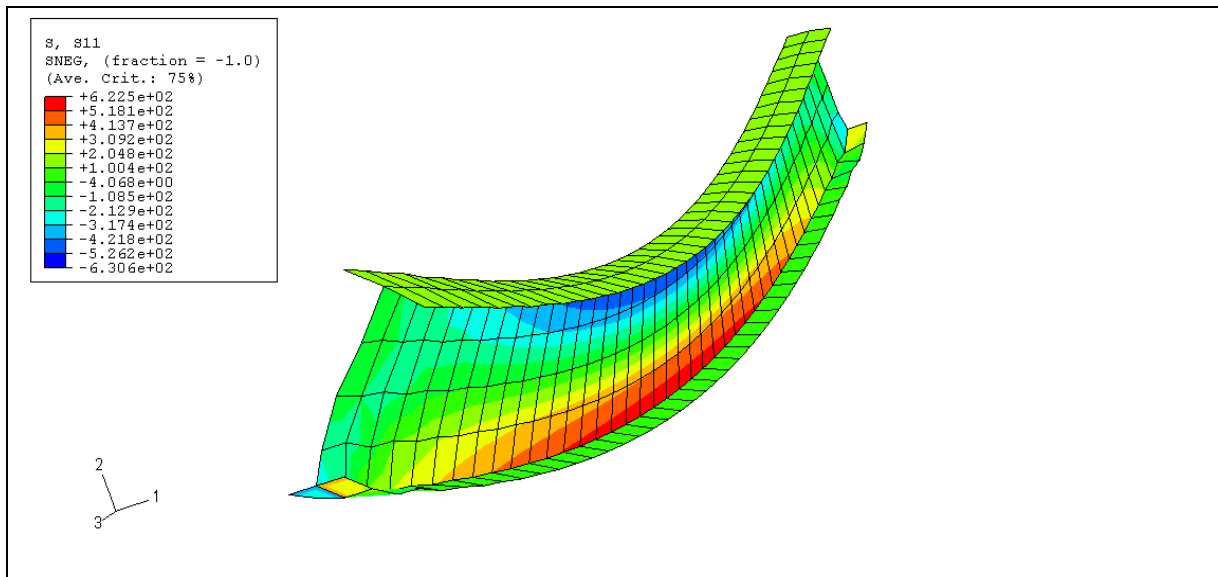


Fig.3.16.2 Isovaleurs des contraintes dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N

La répartition des contraintes S_{11} , selon les figures ci-dessus, montrent que les contraintes les plus importants concentrées au milieu de l'âme sont à côté adjacent de la semelle supérieure où se trouve des contraintes de compression et à côté adjacent de la semelle inférieure où se trouve les contraintes de traction.

Contrainte S_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

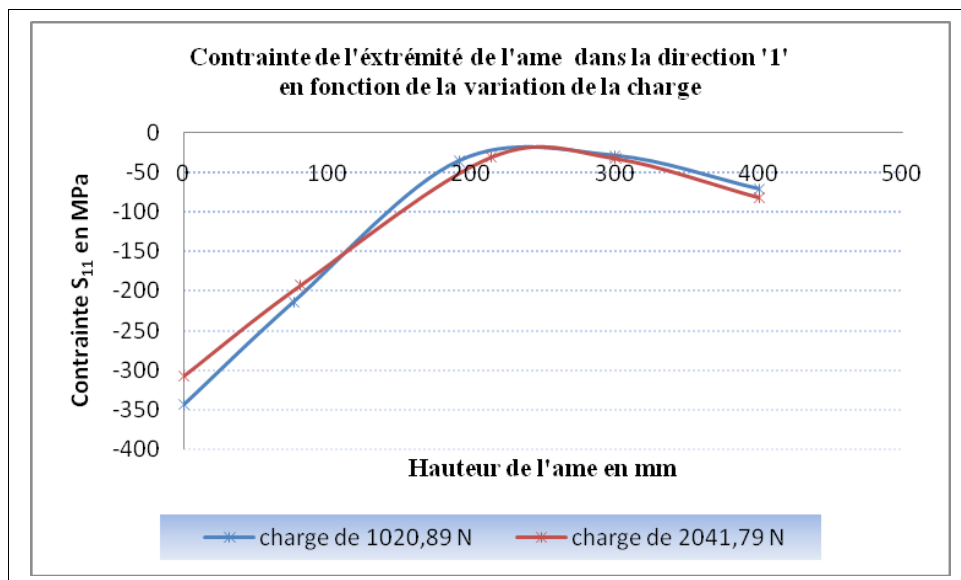


Fig.3.16.a Contrainte S_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '1' à l'extrémité de l'âme, l'augmentation de la charge horizontale a entraîné une diminution des contraintes, au niveau de l'appui et une augmentation de ceci, au point près de l'application de

la force horizontale. Ces courbes montrent que les contraintes au niveau de l'appui sont maximales et elles sont diminuées lorsque' on s'éloigne.

-Contrainte S_{11} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

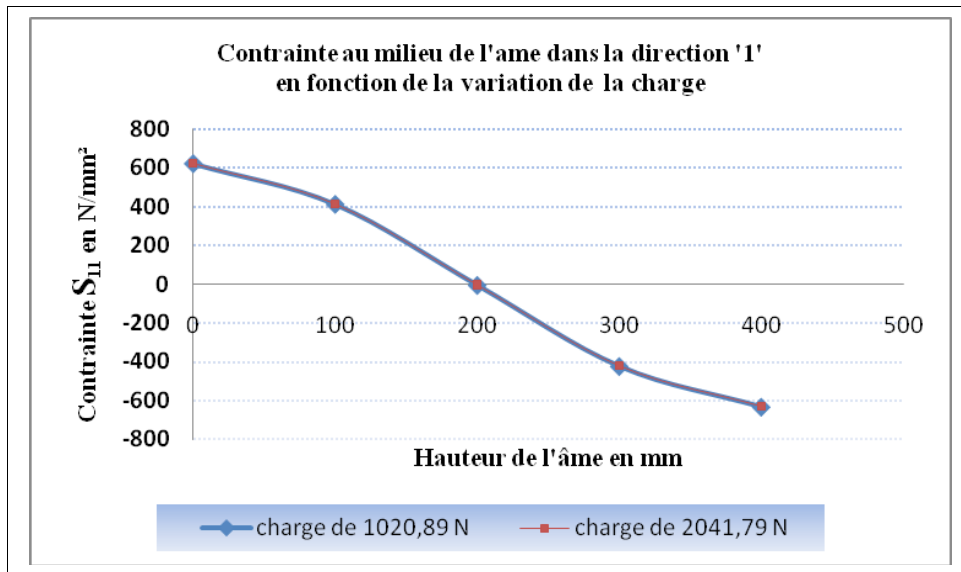


Fig.3.16.b Contrainte S_{11} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '1' au milieu de l'âme, toujours l'augmentation du chargement horizontale ne présente pas une influence les courbes sont identiques. On remarque que les contraintes sont distribuées symétriquement. Elles accédées ces valeurs maximales aux points 0 en valeur de **600 MPa** et au point 400 mm en valeur de **-600 MPa**. Elles dépassent la contrainte élastique de l'acier utilisé.

- Contrainte S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

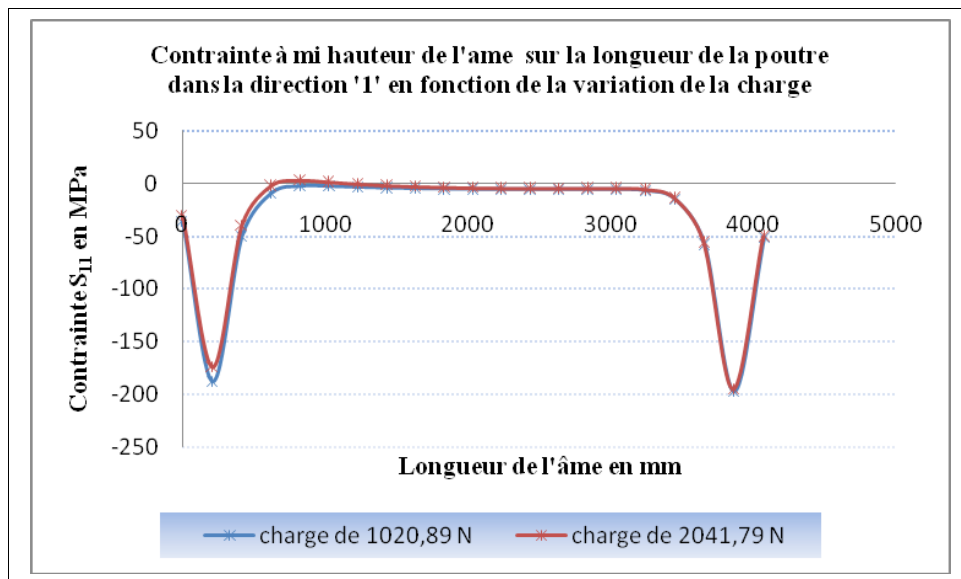


Fig.3.16.c Contrainte S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '1' à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre, la variation de la charge ponctuelle presque n'a aucune influence sur l'augmentation des contraintes. Celles ci sont maximales au niveau des points qui sont proches des points opposés aux appuis,

- Contraintes dans la direction (2)

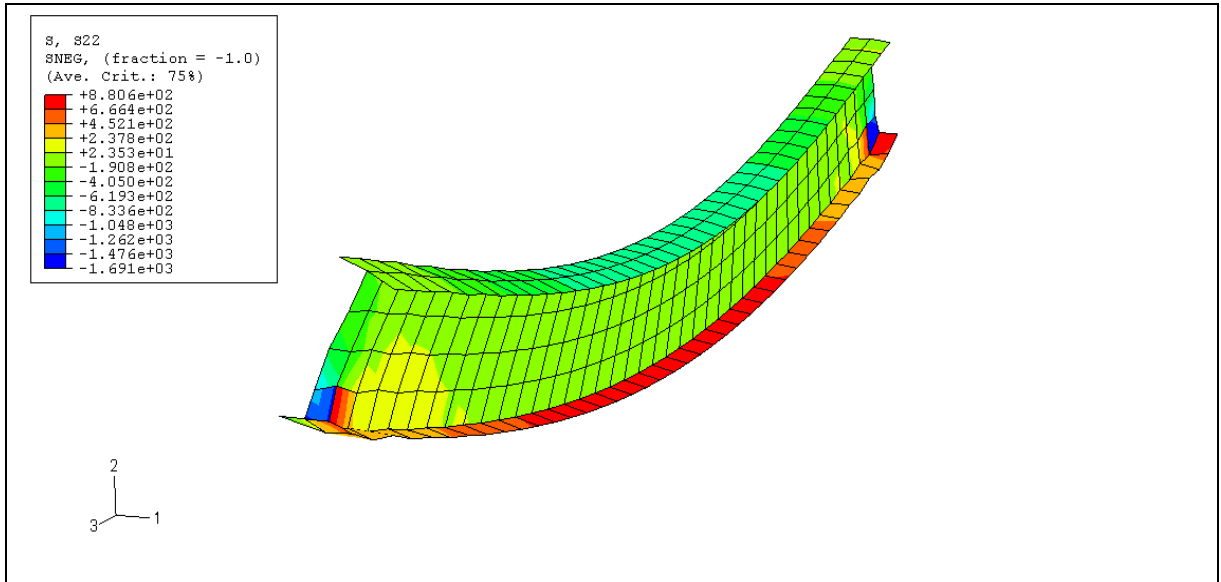


Fig.3.17.1 Isovaleurs des contraintes dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N

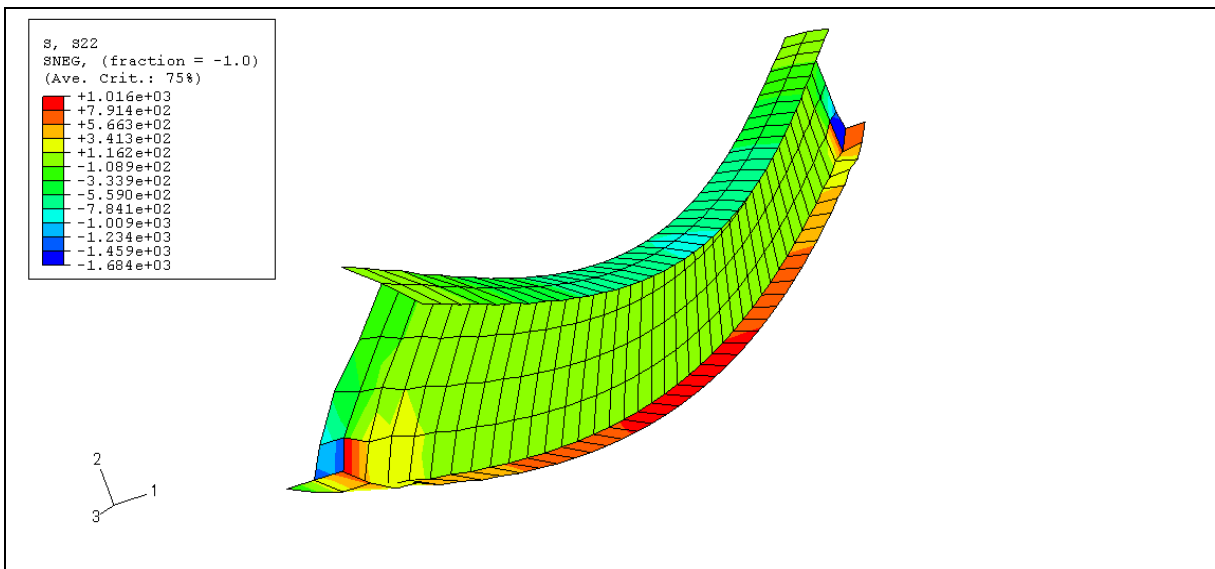


Fig.3.17.2 Isovaleurs des contraintes dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N

Les répartitions des contraintes S_{22} , au niveau de la semelle inférieure et au niveau des appuis, les contraintes semblent être plus importantes, La magnitude de ces contraintes est supérieure à celle obtenue dans le sens '1'. Une différence de 63,21 % a été observée.

-Contrainte S_{22} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

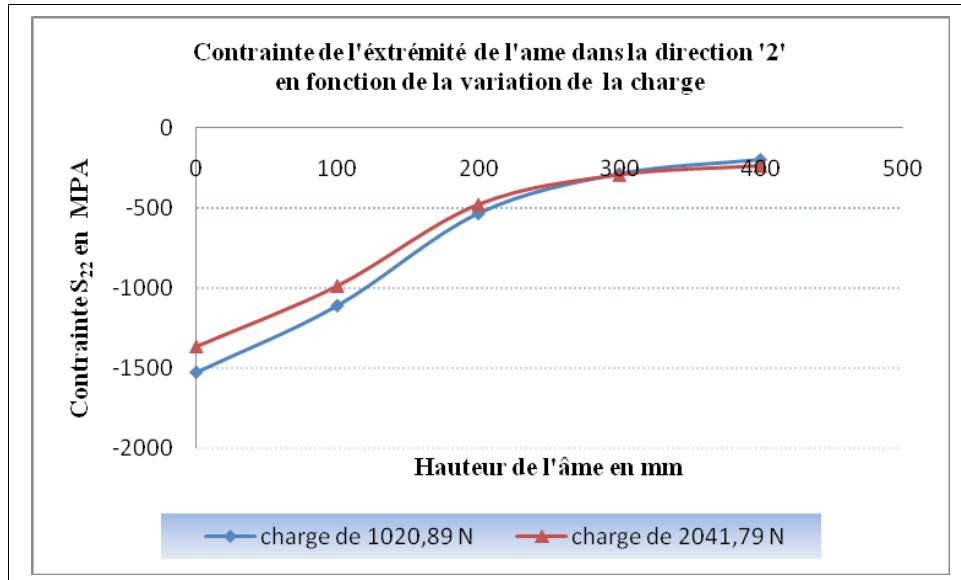


Fig.3.17.a Contraite S_{22} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '2' à l'extrémité de l'âme, l'augmentation de la charge ponctuelle provoque une diminution des contraintes au niveau de l'appui. Les courbes montrent que les contraintes sont très élevées et dépassent largement la contrainte élastique, de l'acier utilisé à l'appui d'intensité égale à **-1530,83 MPa**, elles diminuent lorsqu'on s'éloigne de cette dernière.

-Contrainte S_{22} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

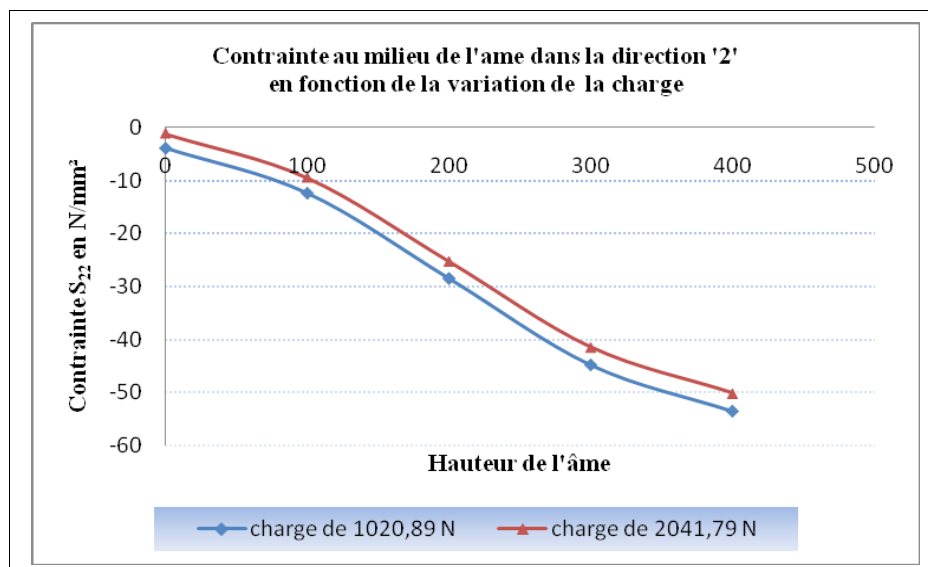


Fig.3.17.b Contraite S_{22} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

Les courbes dans la figure (**Fig.3.17.b**) montrent que la répartition des contraintes de type compression dans le sens '2', au milieu de l'âme sont variables et très faibles, par rapport a celles engendrées à l'extrémité

de l'âme. Nous constatons que l'augmentation de la force horizontale diminue de contraintes que leurs valeurs résultantes sont très proches en intensité. La valeur maximale notée au point 400 mm de magnitude **-53,45 MPa**.

-Contrainte S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

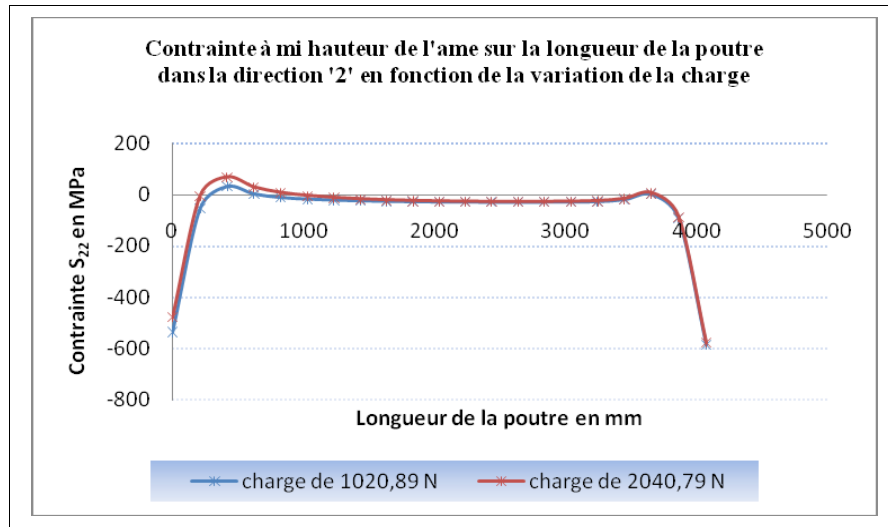


Fig.3.17.c Contrainte S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

La (**Fig.3.17.c**) présente les variations des contraintes, dans la direction '2', à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre sous l'effet de variation de la charge horizontale. La répartition des contraintes sont presque les mêmes, les courbes sont identiques et les contraintes sont maximales, aux points opposés, aux appuis se sont des contraintes de compression. La contrainte maximale est de magnitude de **-583,99MPa**.

- Contraintes dans la direction (3)

Les contraintes dans la direction '3' sont nulles pour n'importe quels chargements.

c- Évolution des déformations en fonction de la charge ponctuelle

- Déformations dans la direction (1)

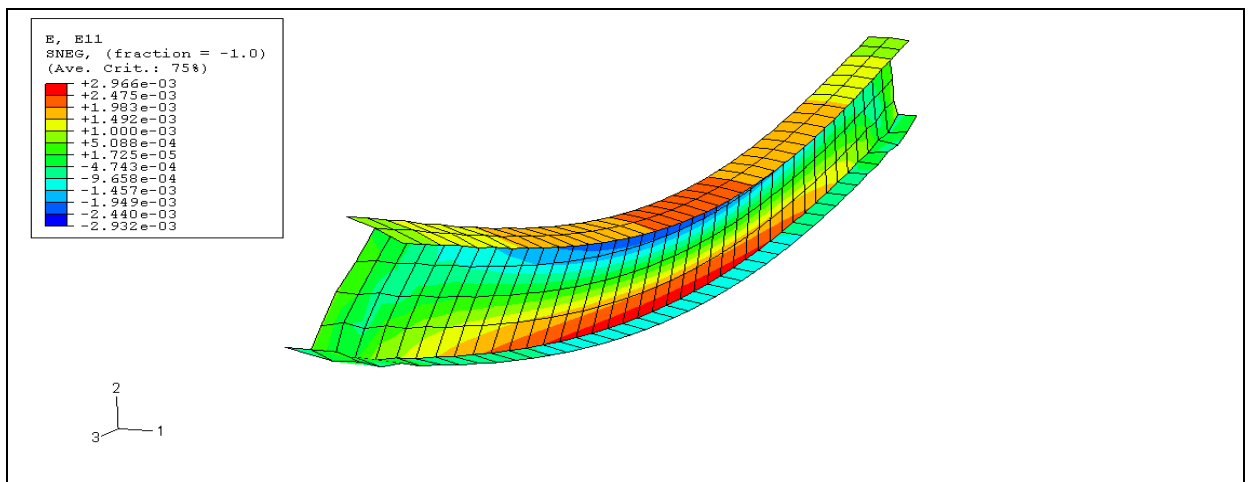


Fig.3.18.1 Isovaleurs des déformations dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N

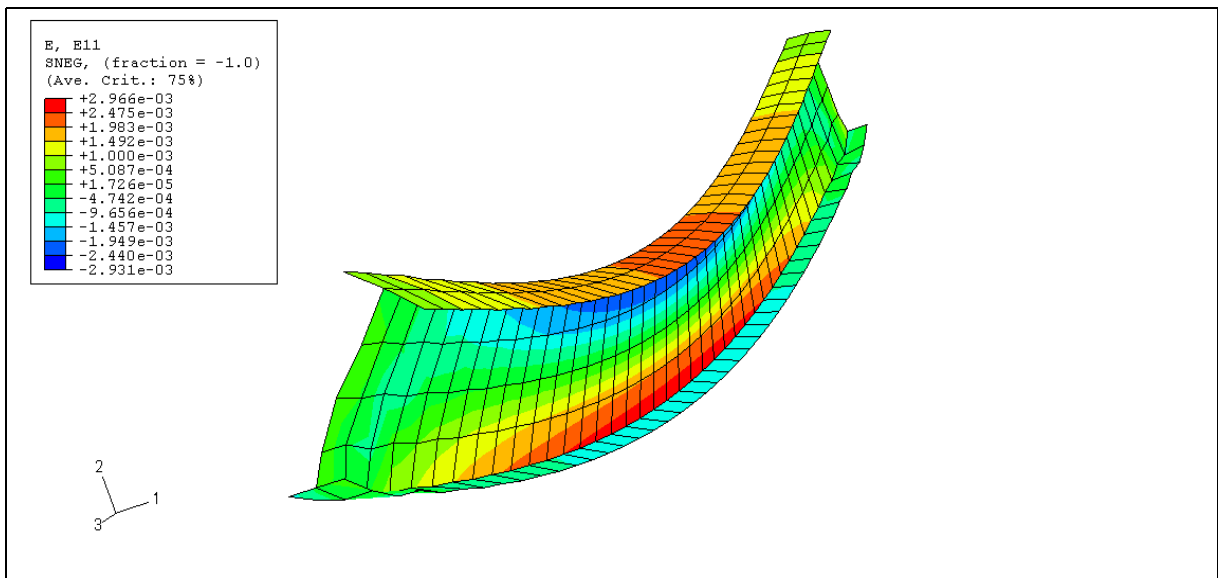


Fig.3.18.2 Isovaleurs des déformations dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N

Dans la direction '1', les déformations maximales sont concentrées au milieu de l'âme dans les bords et dans le milieu de la semelle supérieure voir (**Fig.3.18.1**), (**Fig.3.18.2**).

-Déformation E_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

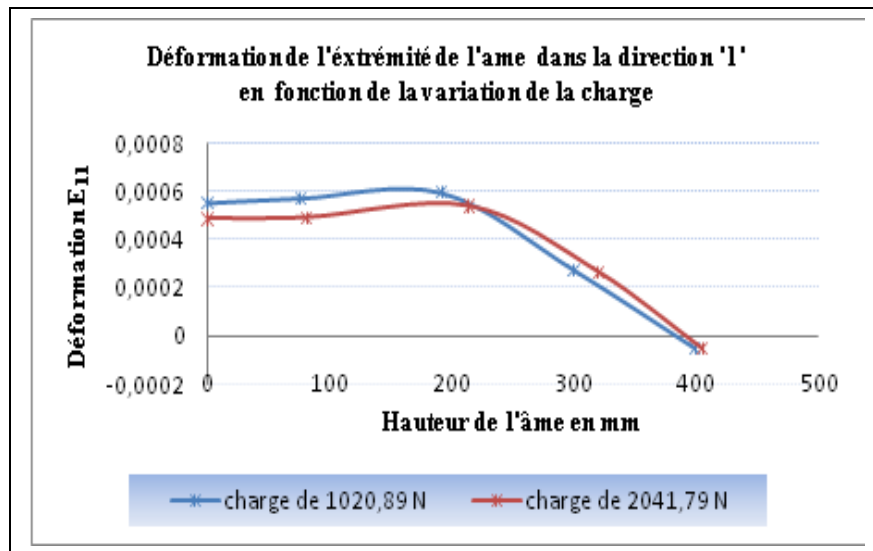


Fig.3.18.a Déformation E_{11} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

La figure (**Fig.18.a**) montre qu'à l'appui, les déformations résultantes de l'application d'une charge horizontale de 1020,89 N sont grandes que celles résultantes de l'application d'une charge dont l'intensité est de 2041,79 N et là jusqu'à la moitié de l'âme où a été une valeur maximale de déformation égale à $5,95e-4$. A partir de mi hauteur de l'âme nous avons remarqué une diminution des déformations mais l'impact de la grande charge est remarquable.

-Déformation E_{11} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

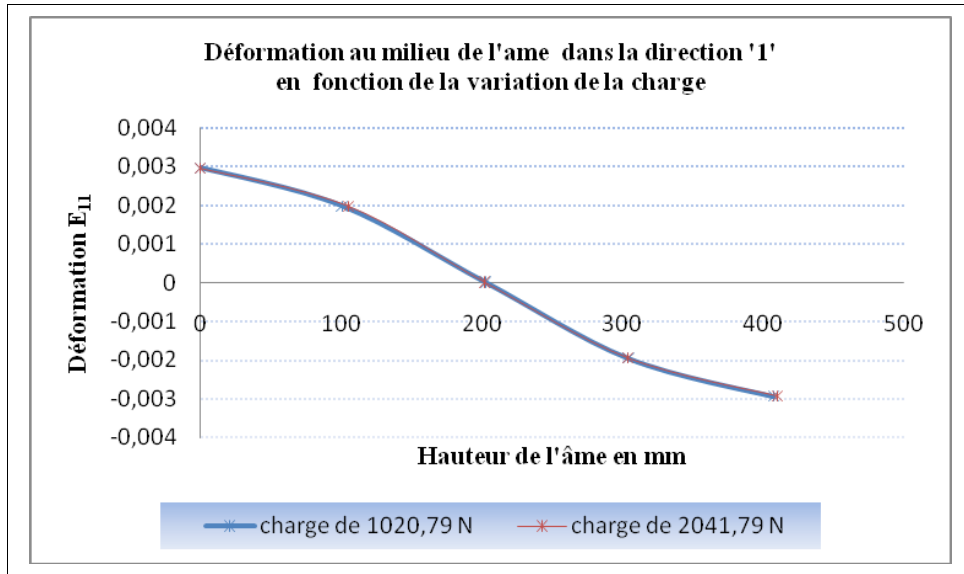


Fig.3.18.b Déformation E_{11} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

Au milieu de l'âme, les déformations sont maximales aux bords d'une magnitude de $2,97 \text{ e-}3$. Elles sont distribuées symétriquement comme le montre la figure (**Fig.3.18.b**).

-Déformation E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

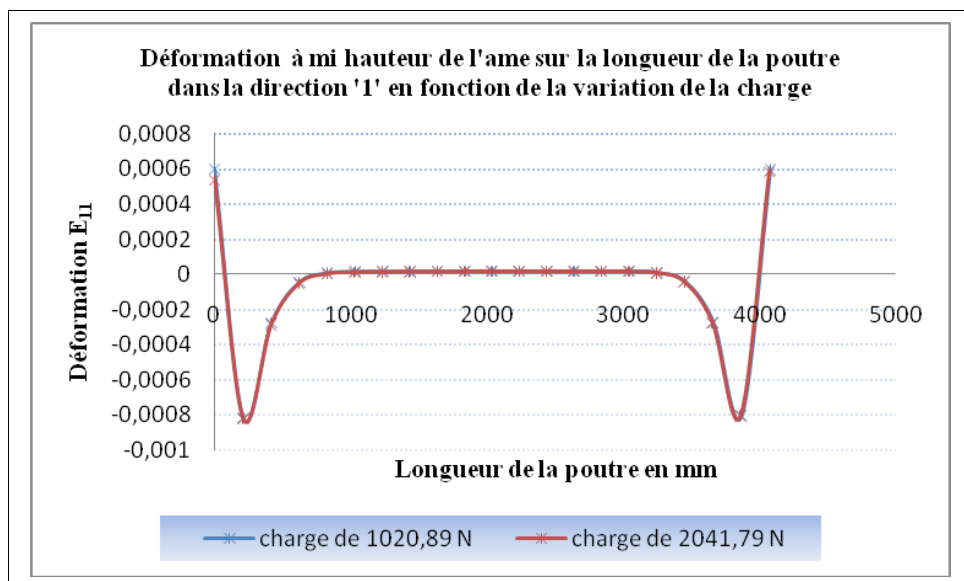


Fig.3.18.c Déformation E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

A mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre, les déformations sont importantes, au niveau des points qui sont proches, des points opposés aux appuis, d'une magnitude de $-8,20 \text{ e-}4$. L'augmentation de la charge n'a aucune influence sur l'augmentation des déformations.

- Déformations dans la direction (2)

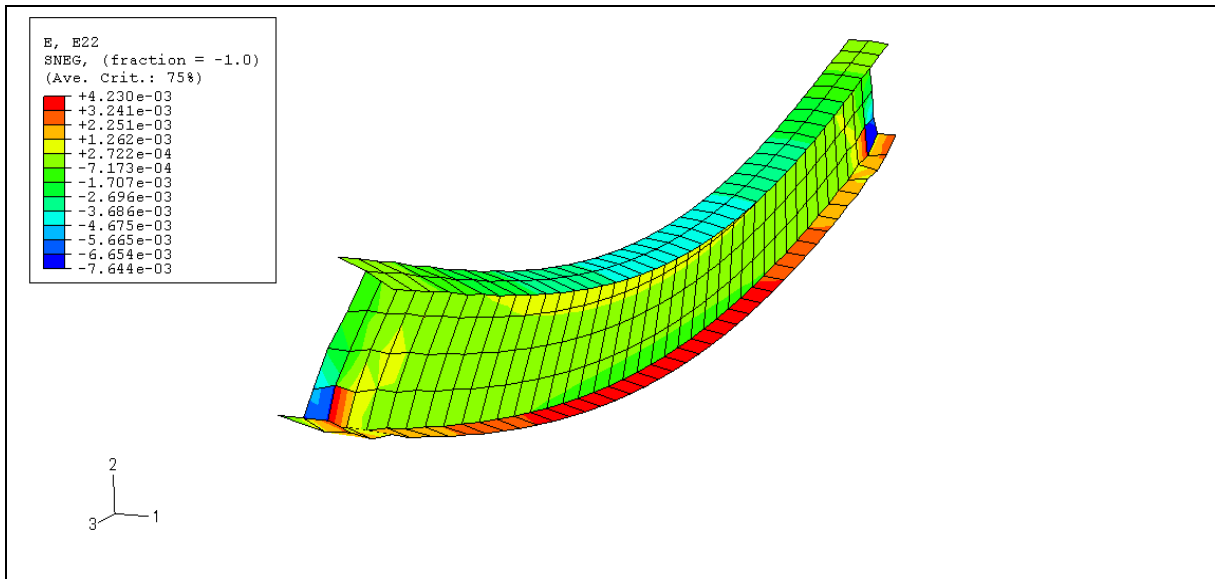


Fig.3.19.1 Isovaleurs des déformations dans la direction '2' sous charge horizontale

de densité de 1020,89 N

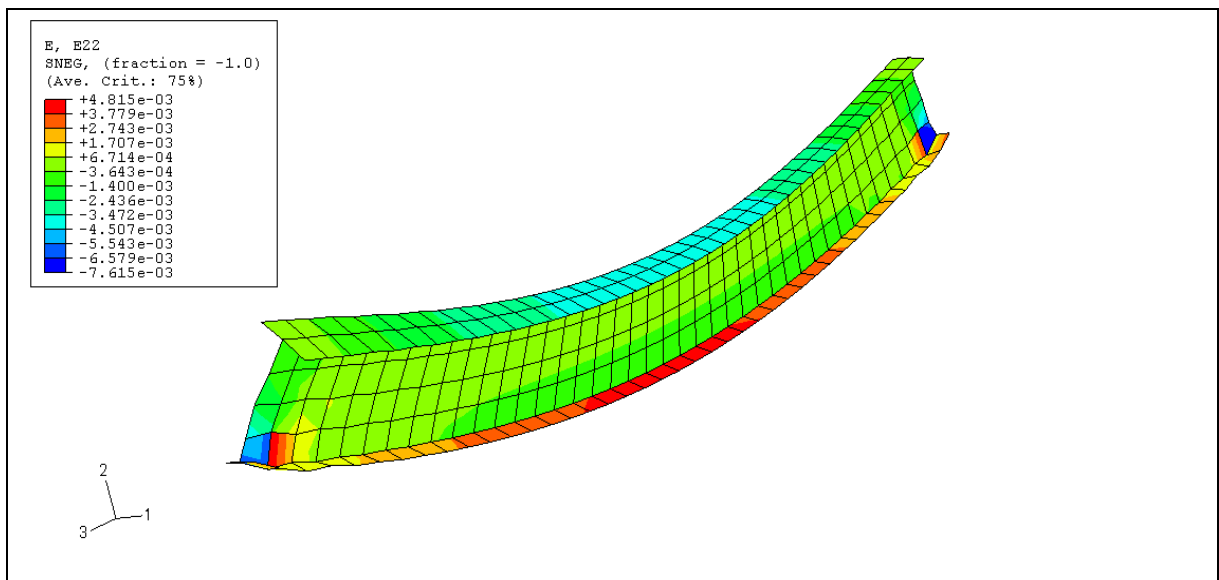


Fig.3.19.2 Isovaleurs des déformations dans la direction '2' sous charge horizontale

de densité de 2041,79 N

-Déformation E_{22} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

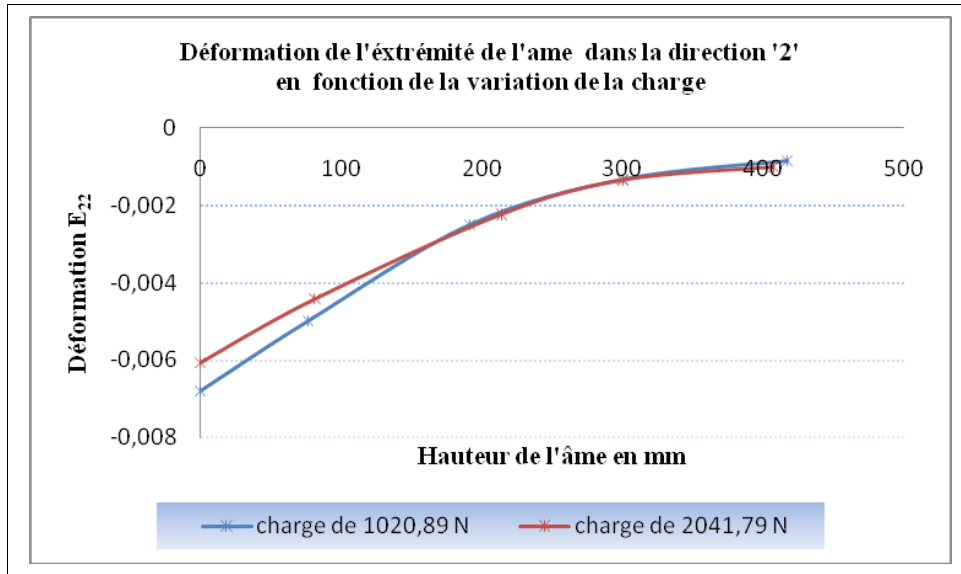


Fig.3.19.a Déformation E_{22} à l'extrémité de l'âme en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '2' à l'extrémité de l'âme, les déformations sont maximales à l'appui parallèle, au point d'application de la charge horizontale de magnitude $-6,80 \text{ e- } 3$.

-Déformation E_{22} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

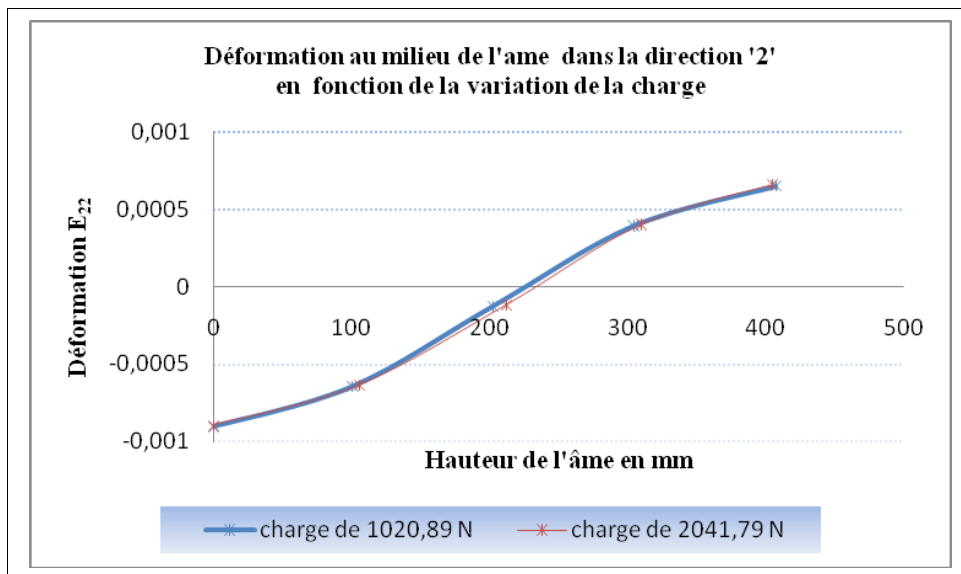


Fig.3.19.b Déformation E_{22} au milieu de l'âme en fonction de la variation de la charge

Au milieu de l'âme, dans la direction '2', l'augmentation de la charge ponctuelle n'a aucune influence sur l'augmentation des déformations. Les courbes sont identiques. La figure (**Fig.3.19.b**) montre que la déformation maximale concentrée au point adjacent de la semelle inférieure d'intensité égale à $-9,07 \text{ e- } 4$.

-Déformation E_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

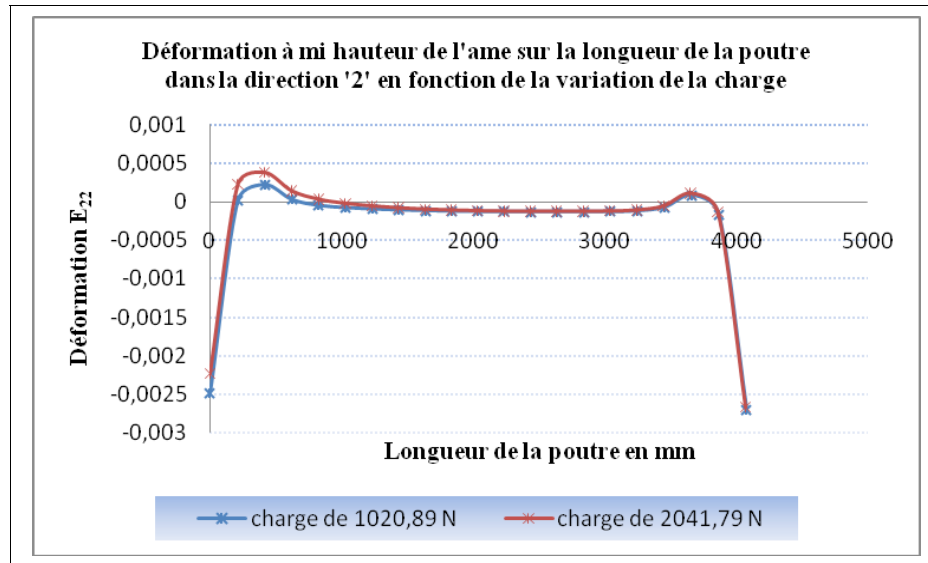


Fig.3.19.c Déformation E_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre en fonction de la variation de la charge

À mi hauteur de l'âme, sur la longueur de la poutre, dans la direction '2', l'augmentation de la charge presque n'a aucune influence sur l'augmentation des déformations. Elles sont maximales aux points opposés aux appuis d'une magnitude égale à $2,71 \cdot 10^{-3}$.

- Déformations dans la direction (3)

Puisque les contraintes S_{33} , dans la direction '3' dans l'âme, pour n'importe quel chargement sont nulles Exige que les déformations soient nulles.

3.8-POUTRE RENFORCEE PAR DEUX PANNEAUX EN BETON

La solution de renforcement par deux panneaux en béton de part et d'autre augmente la rigidité de la poutre ce qui permet d'assurer leur stabilité et améliorer leur comportement mécanique.

3.8.1- Maillage de la poutre renforcée :

Dans le maillage de la poutre renforcée, on a conservé le même nombre d'éléments entre les surfaces liées de l'âme et les deux panneaux en béton.

3.8.2- La connexion des panneaux en béton avec la poutre :

La connexion des panneaux en béton avec la poutre métallique est définie de façon rigide, leurs nœuds communs sont confondus. [28]

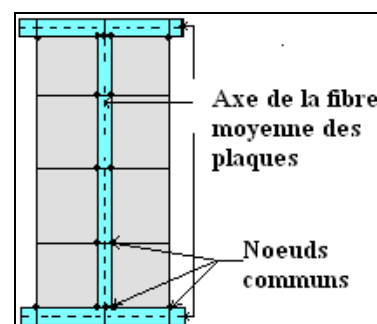


Fig.3.20 Connexion de la poutre avec les deux panneaux en béton

- État de déformation de la poutre renforcée

a- Évolution des déplacements en fonction de la charge ponctuelle

- Déplacements dans la direction (1) :

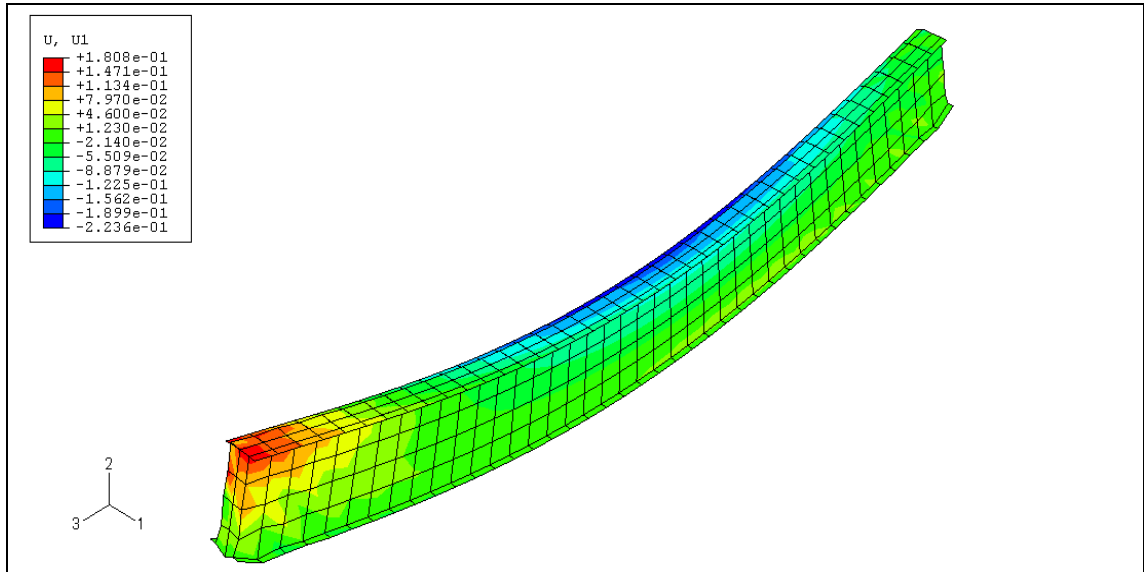


Fig.3.21.1 Isovaleurs des déplacements dans la direction '1' sous charge horizontale

de densité de 1020,89 N

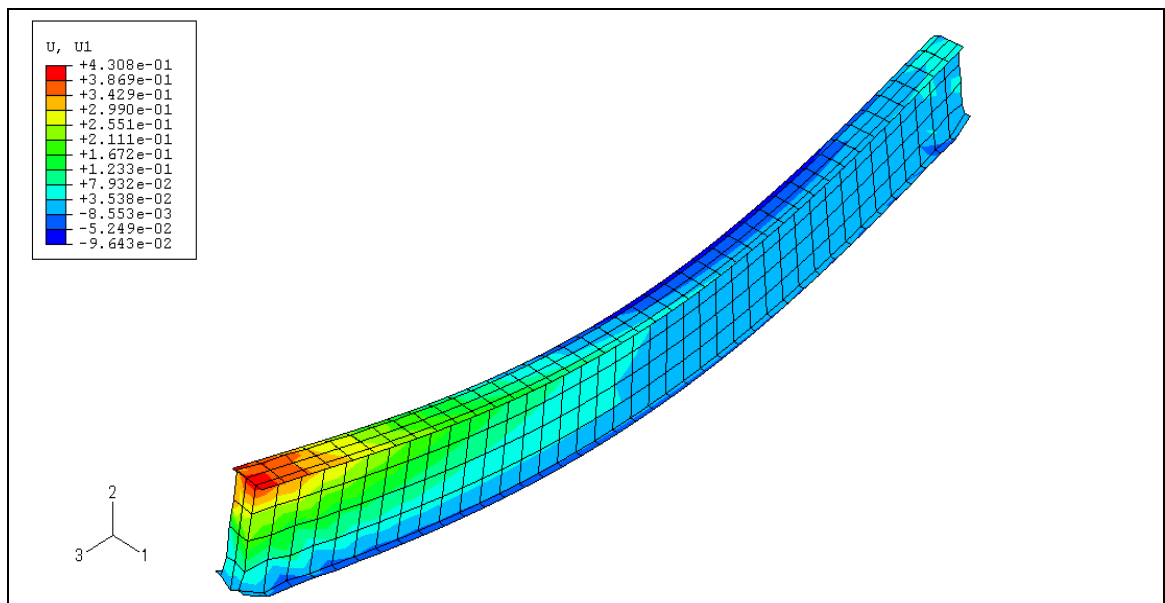


Fig.3.21.2 Isovaleurs des déplacements dans la direction '1' sous charge horizontale

de densité de 2041,79 N

-Déplacement U_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

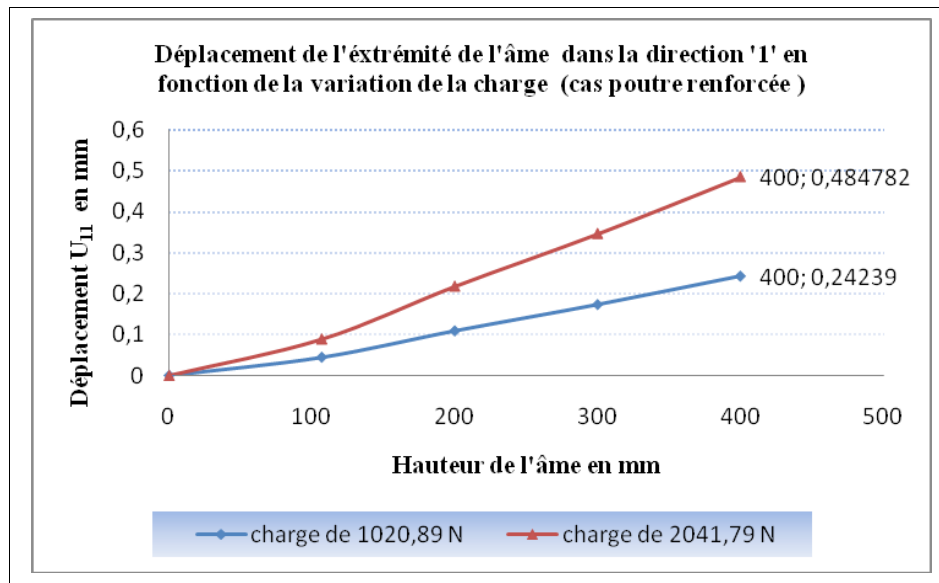


Fig.3.21.a Déplacement U_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

A l'extrémité de l'âme dans le sens '1', l'augmentation du chargement provoque une augmentation des déplacements en double valeurs. le déplacement maximal est au niveau de point d'application de la charge horizontale d'une magnitude de **0,24 mm** pour une charge égale à 1020,89 N et une valeur de **0,48 mm** pour une charge de 2041,79 N.

-Déplacement U_{11} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

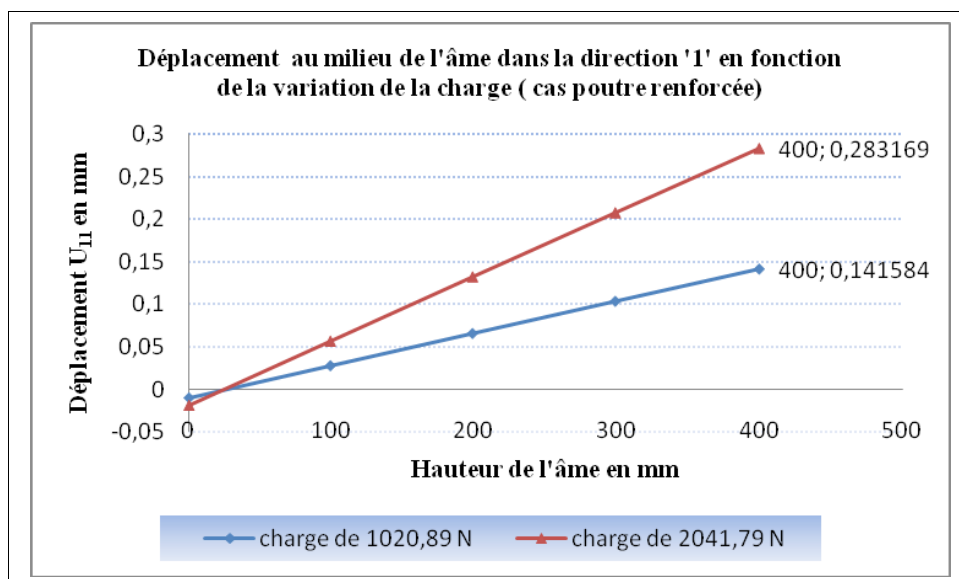


Fig.3.21.b Déplacement U_{11} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

La figure (**Fig.3.21.b**) montre que l'augmentation du chargement provoque une légère augmentation des déplacements au milieu de l'âme. Mais moins importants que les déplacements engendrés à l'extrémité.

-Déplacement U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

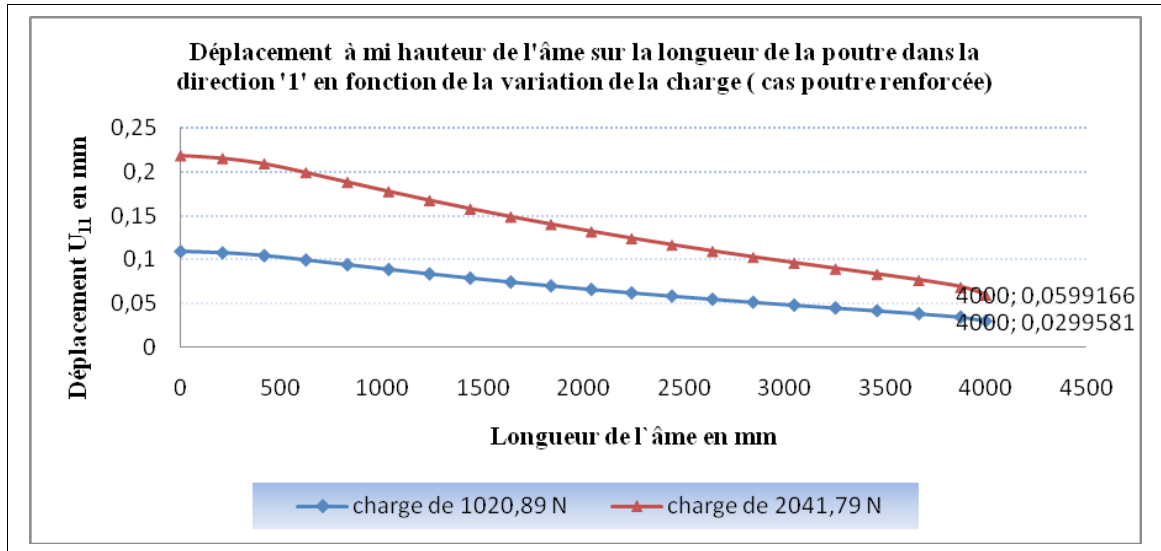


Fig.3.21.c Déplacement U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

Dans le sens ' 1 ' a mi hauteur de l'âme sur longueur de la poutre , les déplacements extrêmes sont au niveau de coté de l'application de la charge horizontale. Ils sont diminués progressivement lorsqu'on approche à l'autre appui et ceci est évidemment montré dans la (**Fig.3.21.c**).

- Déplacements dans la direction (2) :

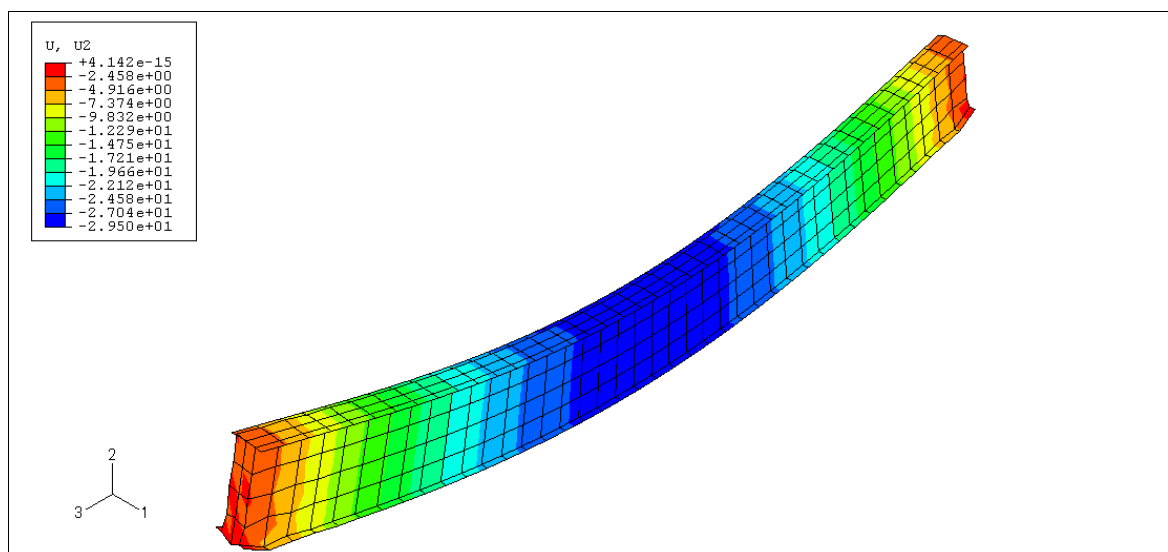


Fig.3.22.1 Isovaleurs des déplacements dans la direction 2 ' sous charge horizontale de densité de 1020, 89 N

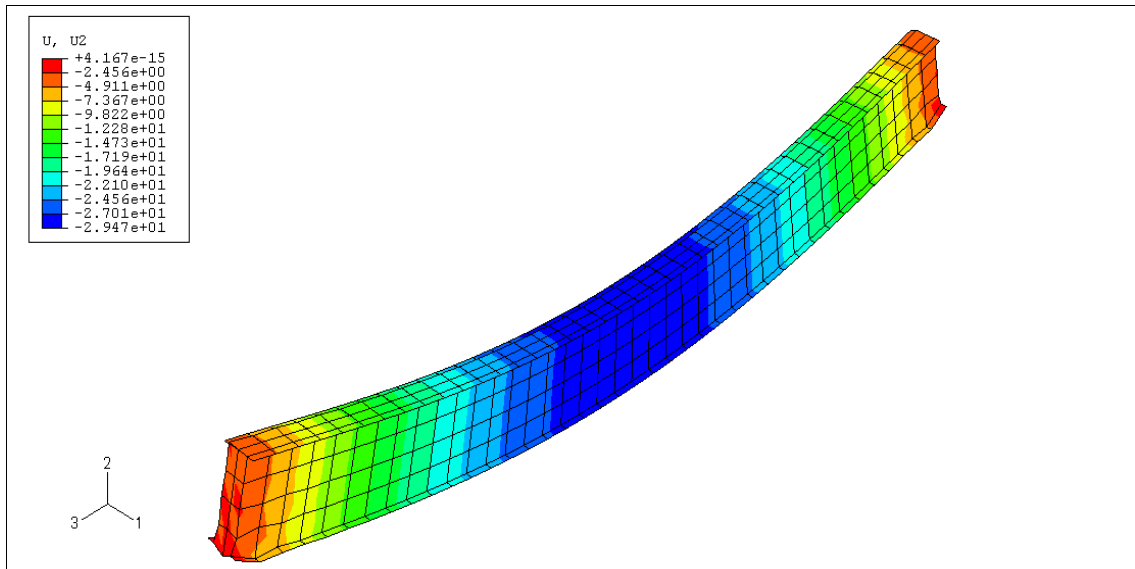


Fig.3.22.2 Isovaleurs des déplacements dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N

-Déplacement U_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

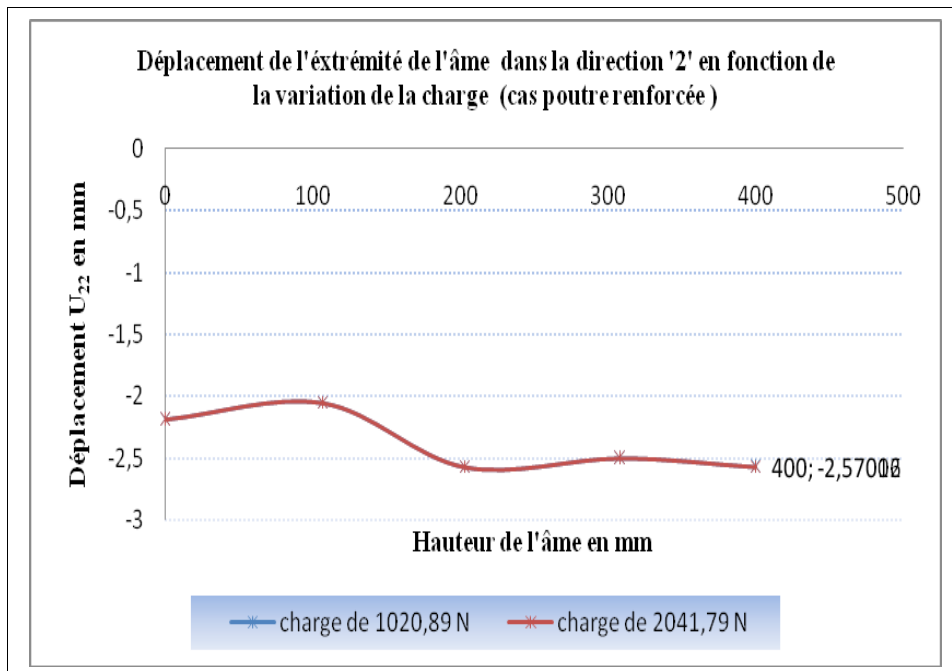


Fig.3.22.a Déplacement U_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

-Déplacement U_{22} au milieu de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

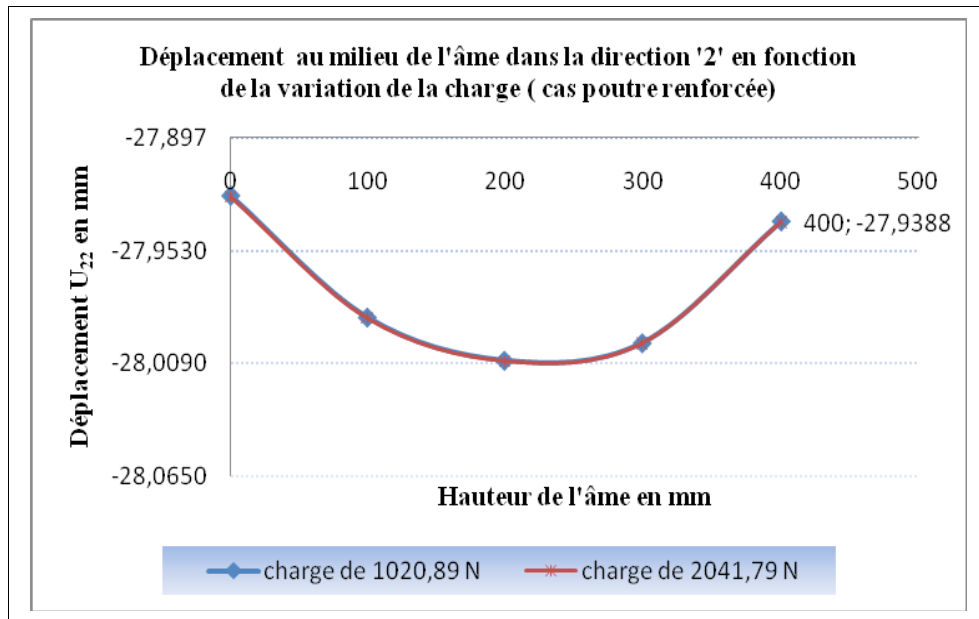


Fig.3.22.b Déplacement U_{22} au milieu de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

Les figures (*Fig.3.22.a*), (*Fig.3.22.b*) montrent que les déplacements dans le sens '2', à l'extrémité et au milieu de l'âme accèdent leurs valeurs maximales au point 200 mm d'une valeur égale à **-2,57 mm** à l'extrémité de l'âme qui reste moins importante que la valeur enregistrée au milieu de ceci qui égale à **-28 mm**.

-Déplacement U_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

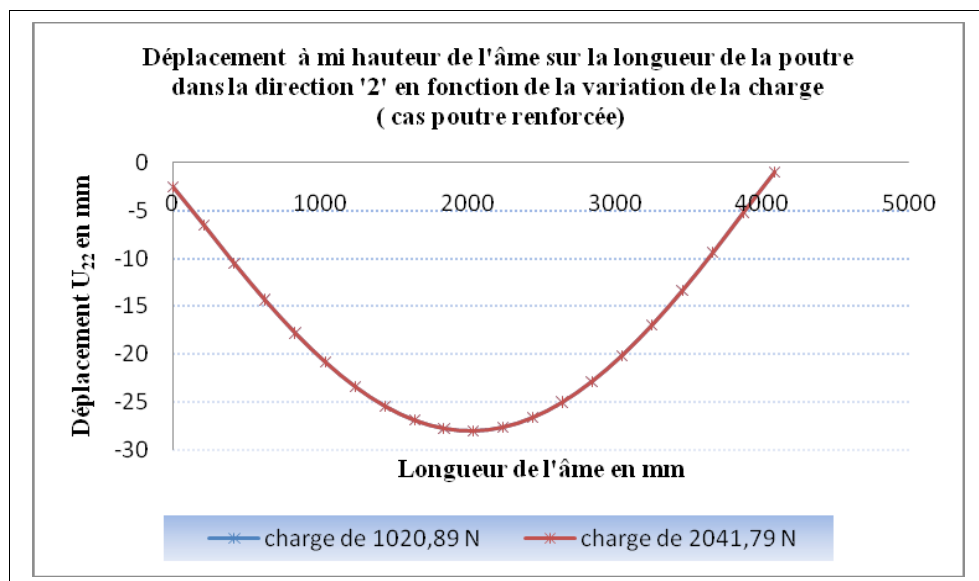


Fig.22.c Déplacement U_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

A mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre, dans la direction ' 2 ', les courbes sont identiques. La variation de la charge horizontale n'a aucune influence sur l'augmentation des déplacements, la valeur max est de l'ordre de -28 mm au milieu de la poutre, et cela dû a l'effet de la charge uniforme.

- Déplacements dans la direction (3) :

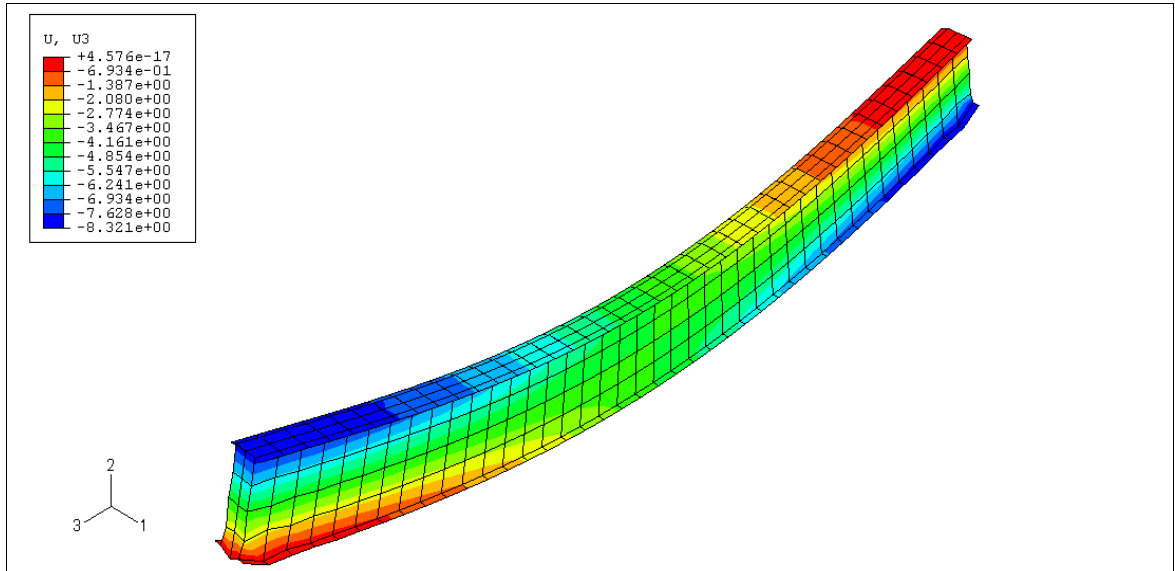


Fig. 3.23.1 Isovaleurs des déplacements dans la direction ' 3 ' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N

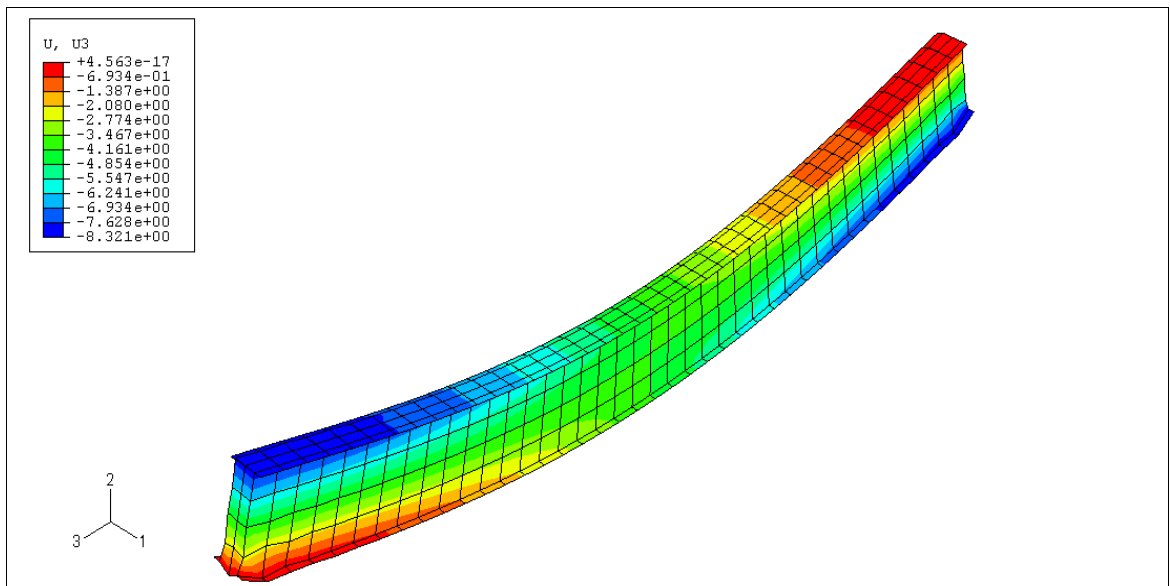


Fig.3.23.2 Isovaleurs des déplacements dans la direction ' 3 ' sous charge horizontale de densité

de 2041,79 N

-Déplacement U_{33} à l'extrémité de l'âme dans la direction '3' en fonction de la variation de la charge

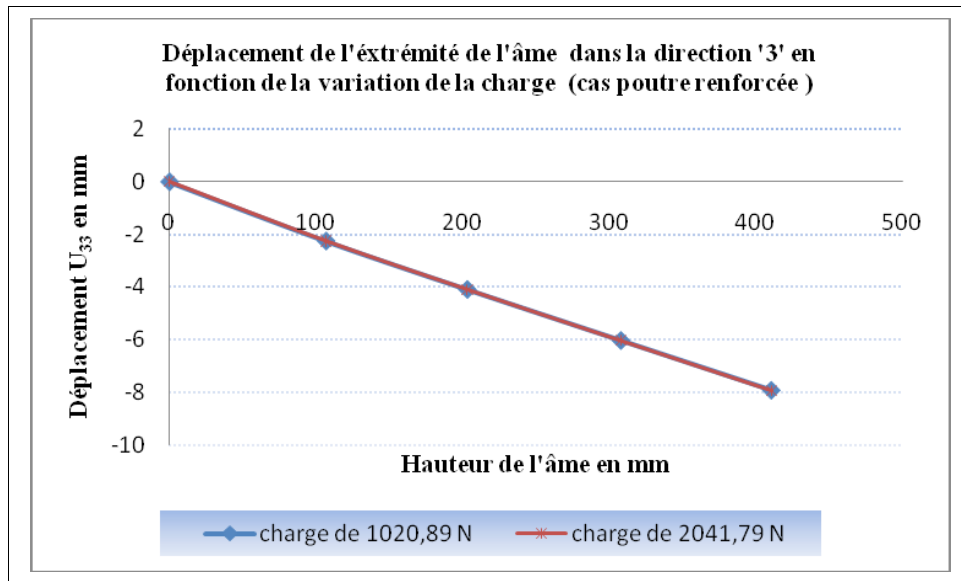


Fig. 3.23.a Déplacement U_{33} à l'extrémité de l'âme dans la direction '3' en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '3', les courbes sont identiques à cause de l'absence de l'effet de la charge horizontale. Les déplacements sont maximaux au niveau d'application de la charge d'une valeur égale à **-7,93 mm**. Ils sont très faibles à l'appui.

-Déplacement U_{33} au milieu de l'âme dans la direction '3' en fonction de la variation de la charge

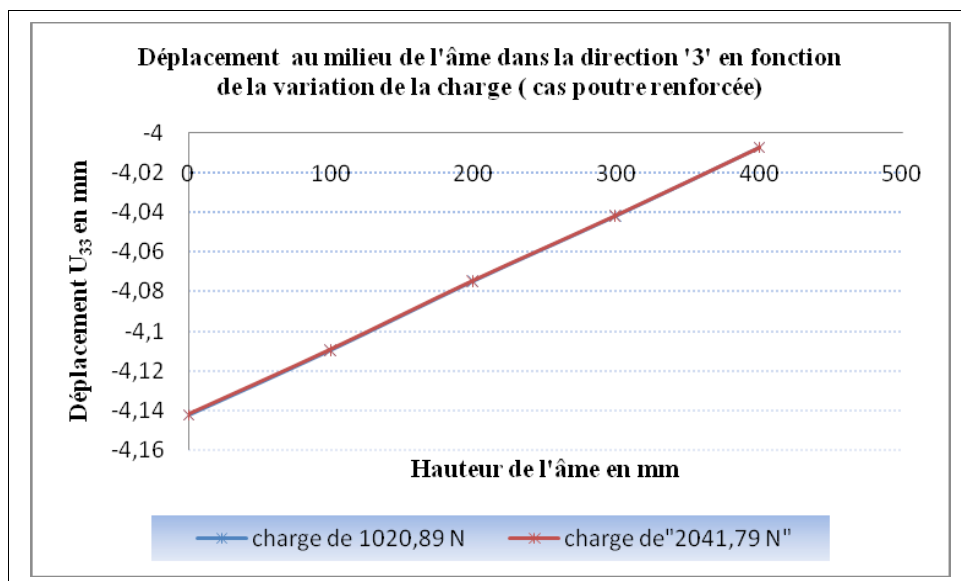


Fig. 3.23.b Déplacement U_{33} au milieu de l'âme dans la direction '3' en fonction de la variation de la charge

Pour la figure (Fig.3.23.b) les courbes sont confondues et variées linéairement. Les déplacements sont plus importants à l'appui gauche qui est opposée au point d'application de la charge horizontale de magnitude égale à -4,14 mm.

-Déplacement U_{33} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '3' en fonction de la variation de la charge

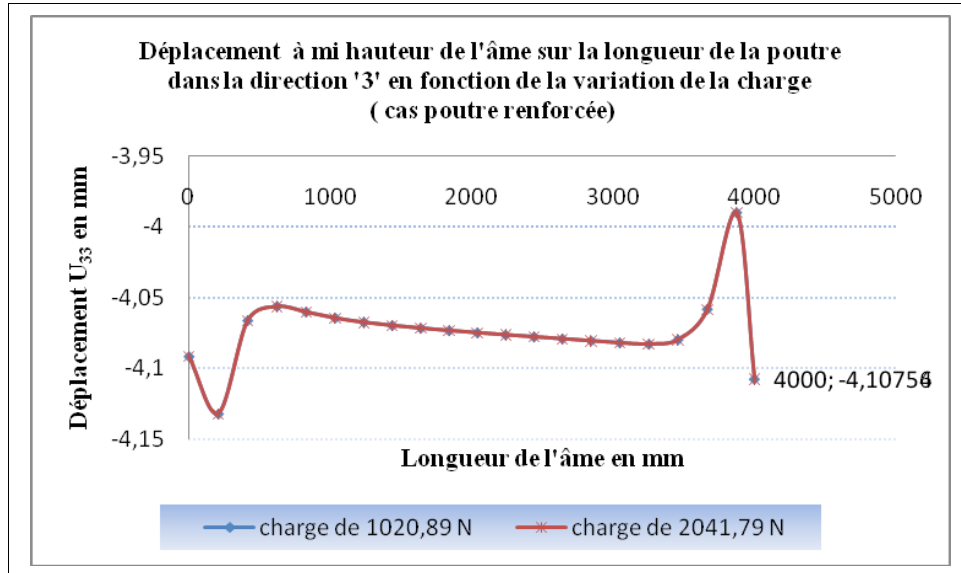


Fig. 3.23.c Déplacement U_{33} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '3' en fonction de la variation de la charge

Dans la direction '3' à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre, les valeurs des déplacements convergent au milieu. La valeur maximale enregistrée au point qui est proche de point opposé à l'appuis gauche d'une magnitude égale à -4,13 mm.

b- Evolution des contraintes en fonction de la charge ponctuelle

-Contraintes dans la direction (1)

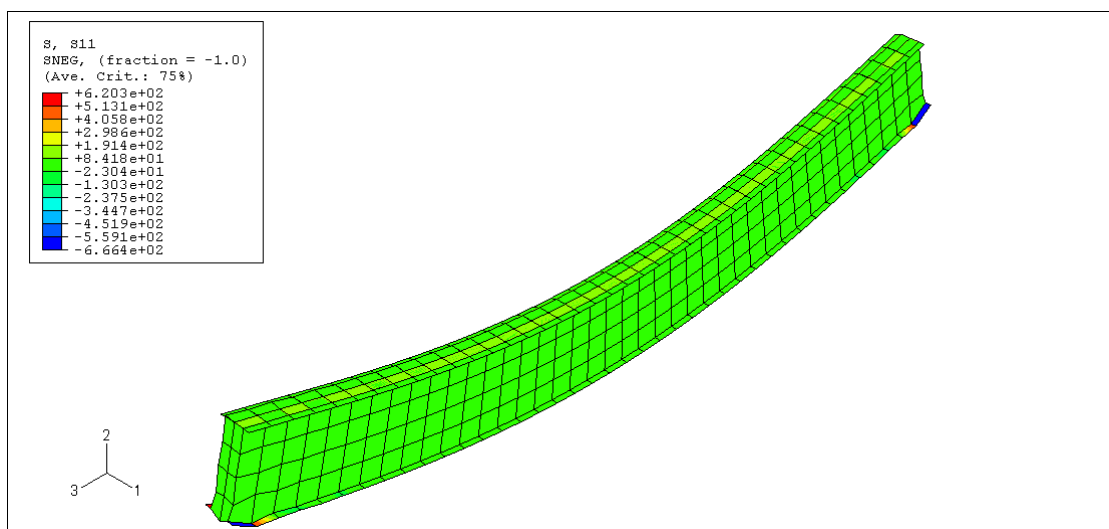


Fig.3.24.1. Isovaleurs des contraintes dans la direction '1' sous charge horizontale de densité De 1020,89 N

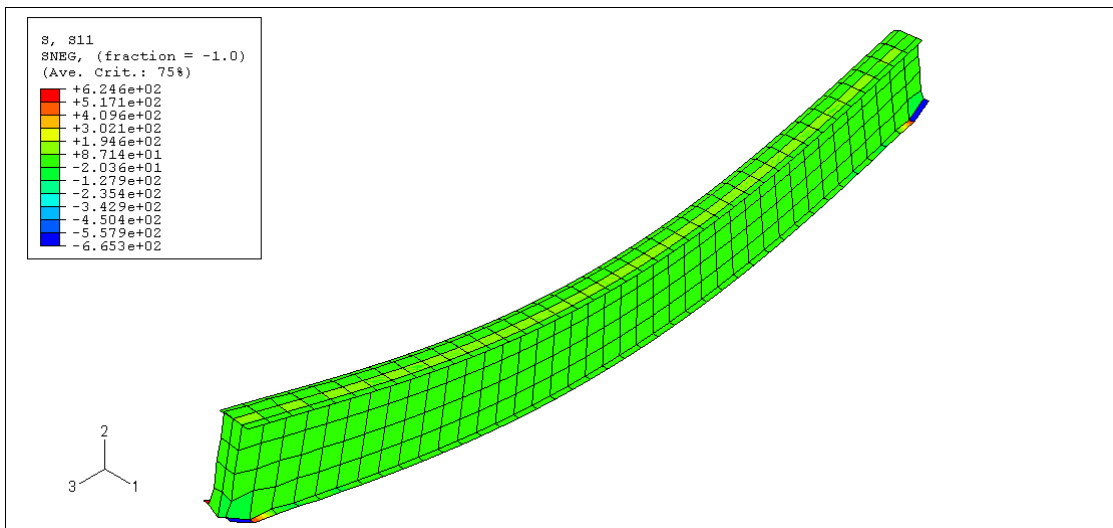


Fig.3.24.2. Isovaleurs des contraintes dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N

-Contrainte S_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

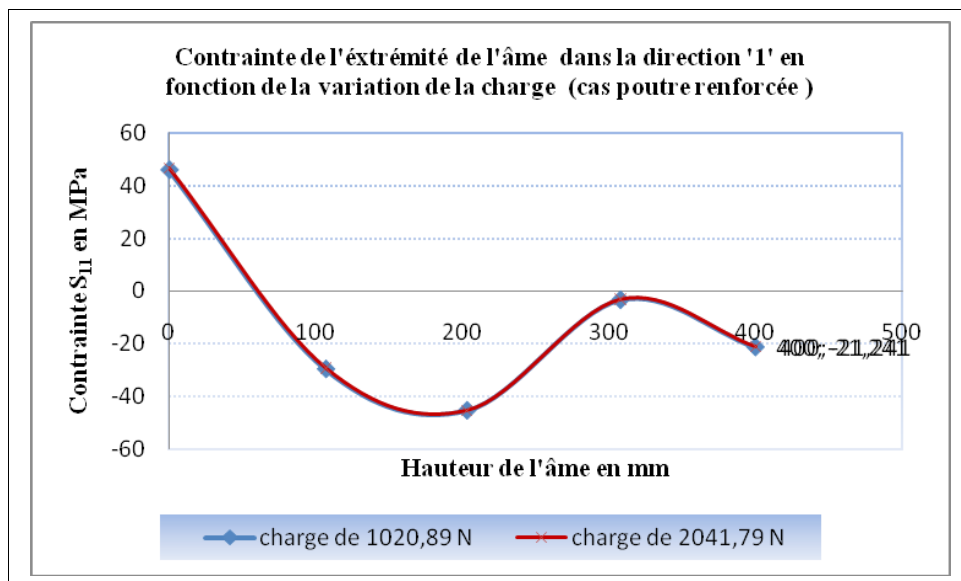


Fig.3.24.a Contrainte S_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

Dans le sens ' 1 ' à l'extrémité de l'âme, la contrainte la plus importante concentrée au niveau de l'appui parallèle à l'application de la charge ponctuelle de magnitude égale à 46,45 MPa et au milieu de l'âme de magnitude de -45,32 Mpa.

- Contrainte S_{11} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

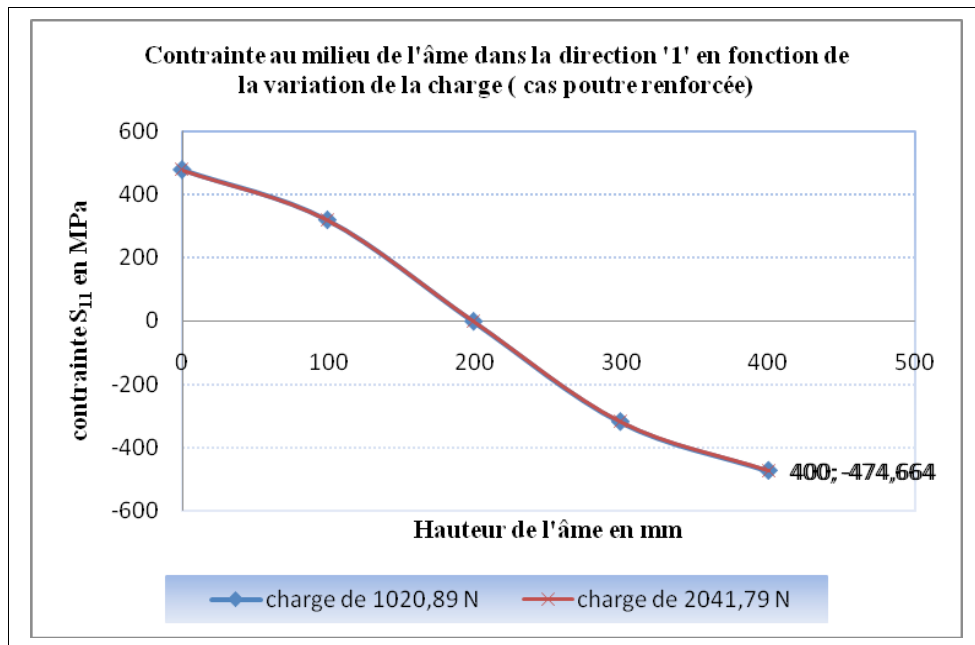


Fig.3.24.b. *Contrainte S_{11} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge*

Au milieu de l'âme la répartition des contraintes S_{11} montre que les valeurs extrêmes sont concentrée à l'extrémité de l'âme, la contrainte maximale dans le sens '1' est de magnitude de 477,58 MPa au niveau de la semelle inférieure, elle est dépassée la limite élastique de l'acier utilisé.

-Contrainte S_{11} a mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

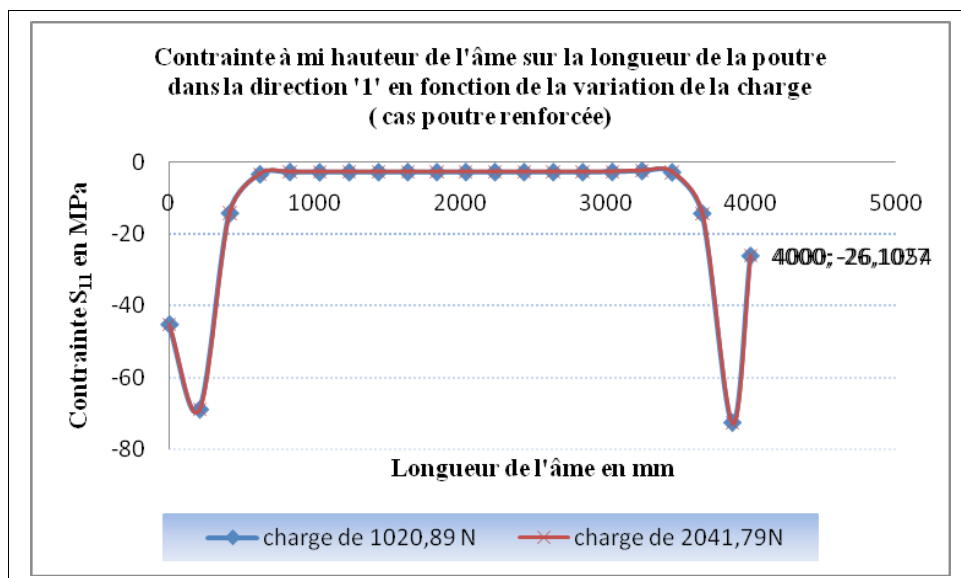


Fig.3.24.c *Contrainte S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge*

A mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre, les contraintes S_{11} sont importantes au niveau des points qui sont proches, des points opposés aux appuis précisément à 200 mm et à 3800 mm de magnitude de -72,75 MPa . Au milieu de la poutre les valeurs sont très proches et moins importantes.

- Contraintes dans la direction (2)

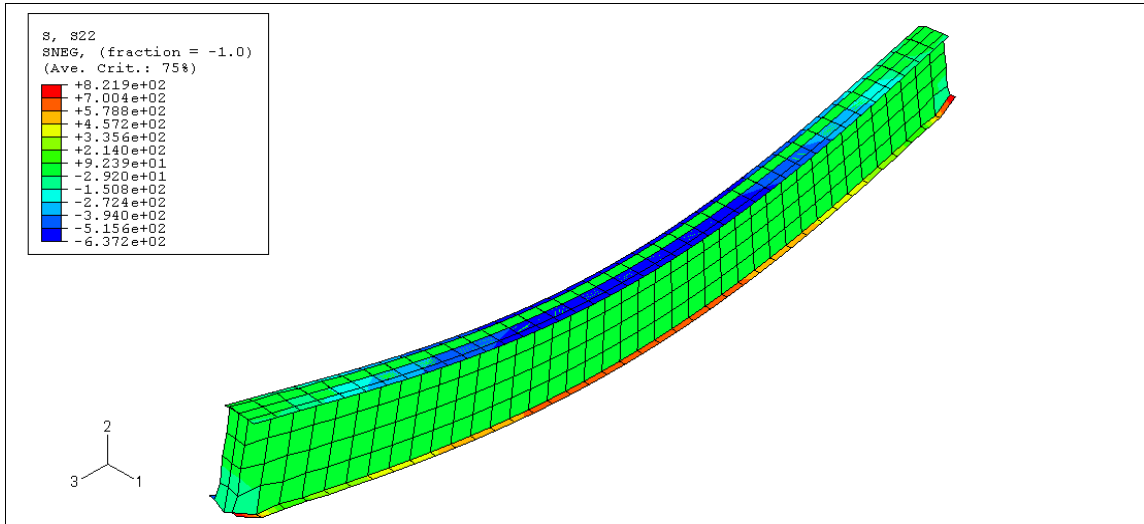


Fig.3.25.1 Isovaleurs des contraintes dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 1020,89N

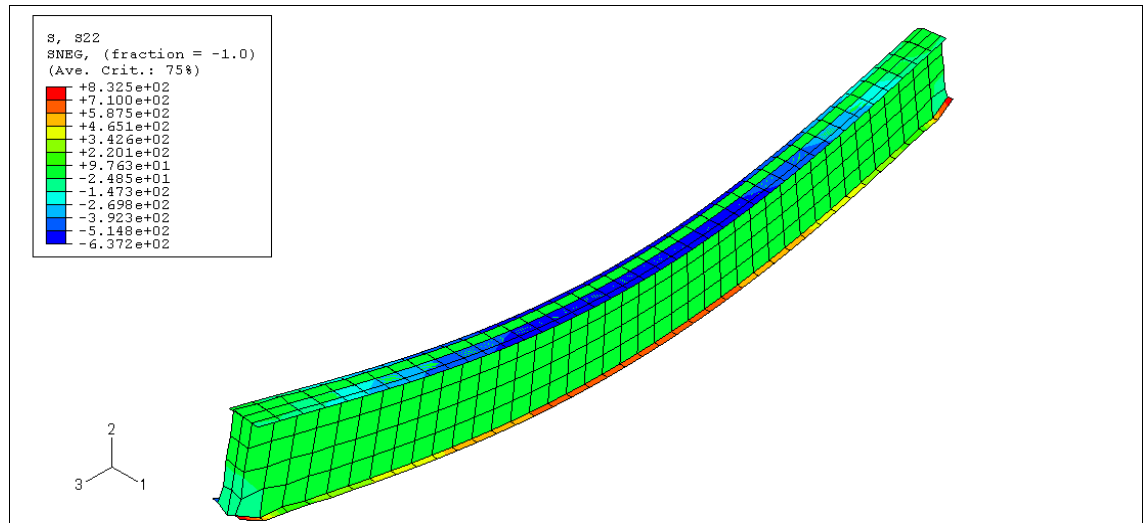


Fig.3.25.2 Isovaleurs des contraintes dans la direction '2' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N

-Contrainte S_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

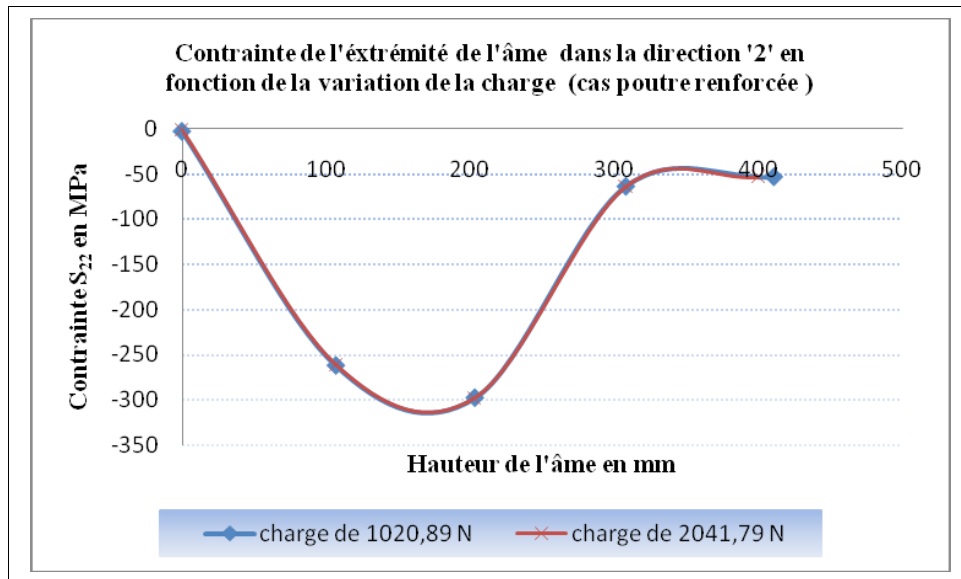


Fig.3.25.a Contrainte S_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

La répartition des contraintes à l'extrémité de l'âme montre que la concentration des contraintes semble être plus importante au milieu de l'âme, alors qu'elles restent très faibles au niveau de l'appui. La magnitude de la contrainte maximale dans le sens '2' égale à **-298 MPa**, elle est très grande par rapport à celle engendrée dans le sens '1'.

-Contrainte S_{22} au milieu de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

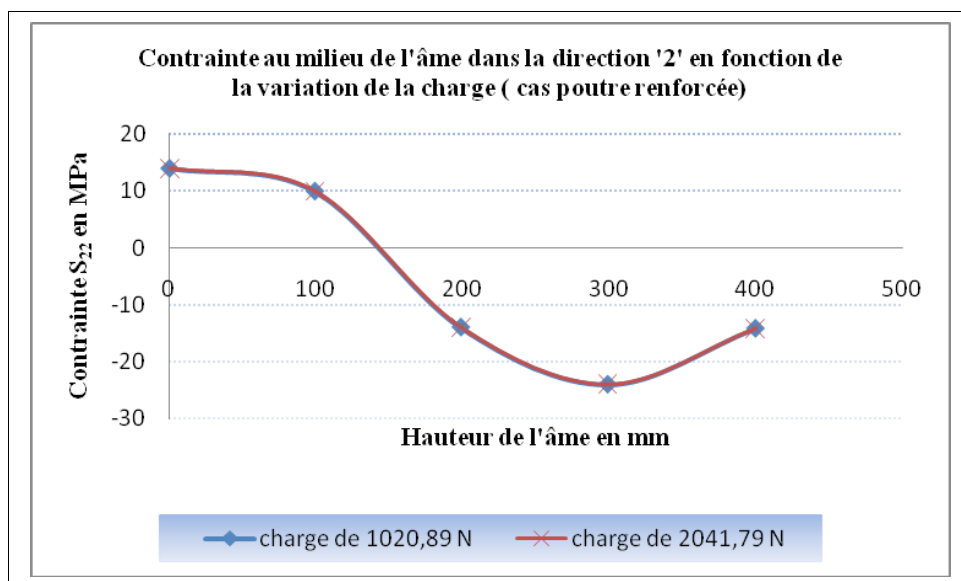


Fig.3.25.b Contrainte S_{22} au milieu de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

Au milieu de l'âme, les courbes sont presque identiques .La contrainte maximale dans le sens '2' est de magnitude de -23,99 MPa au point 300 mm.

-Contrainte S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

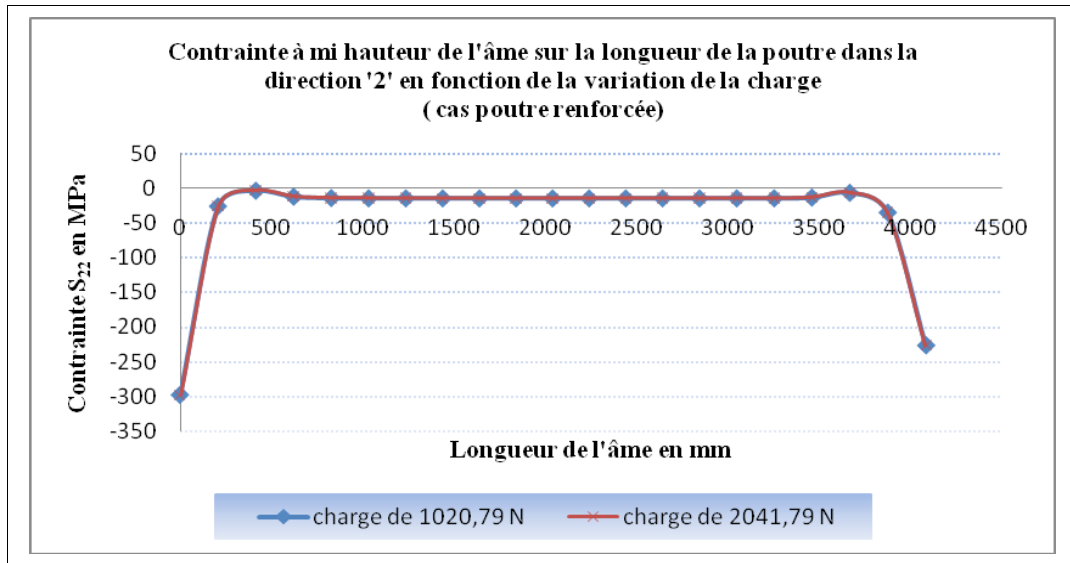


Fig.3.25.c Contrainte S_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

A mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre , dans le sens ' 2 ' , la contrainte S_{22} est maximale au point opposée à l' appuis, au niveaux de laquelle on applique la charge horizontale , elle est supérieure à celle obtenue dans la direction '1', d'une intensité égale à -298,19 MPa ,qui est inférieure à la limite élastique de l'acier utilisé .

- Contraintes dans la direction (3)

Les contraintes dans la direction '3' sont nulles pour n'importe quels chargements.

c- Evolution des déformations en fonction de la charge ponctuelle

- Déformations dans la direction (1)

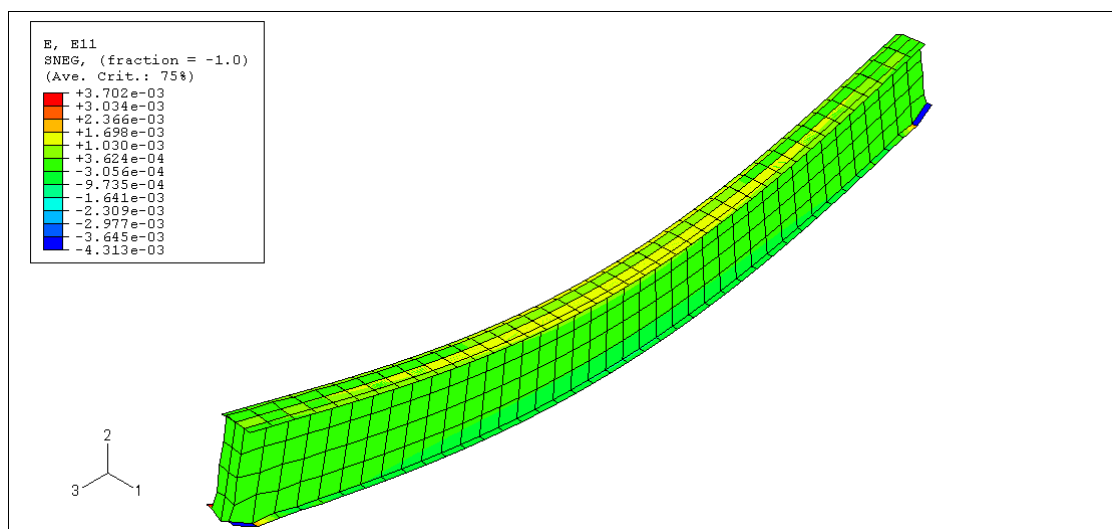


Fig.3.26.1 Isovaleurs des déformations dans la direction ' 1 ' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N

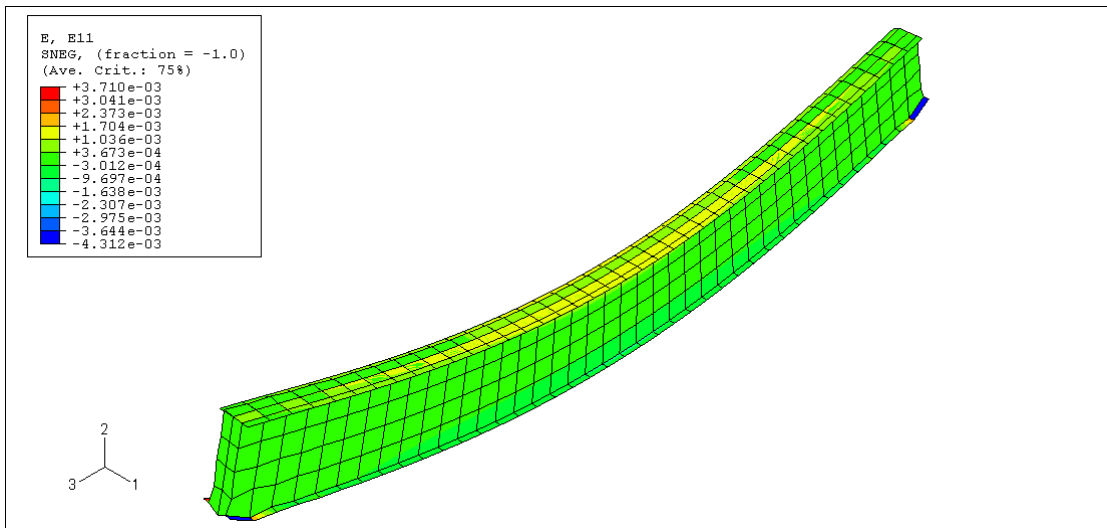


Fig.3.26.2 Isovaleurs des déformations dans la direction '1' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N

-Déformation E_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

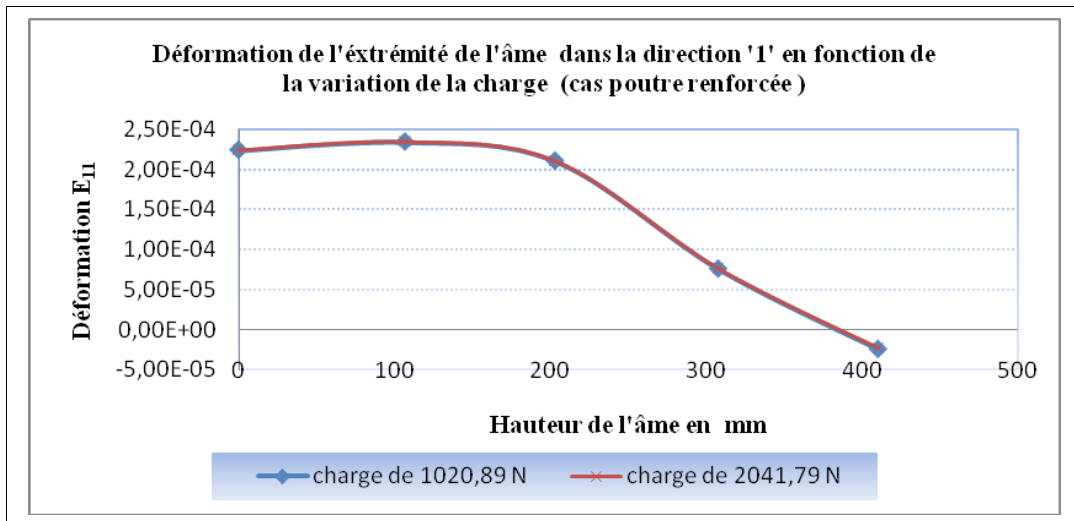


Fig.3.26.a Déformation E_{11} à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

A l'extrémité de l'âme dans le sens '1', pour le cas de la poutre renforcée, la figure (**Fig.3.26.a**) montre que les déformations sont diminuées progressivement, la valeur max engendrée au milieu de l'âme de magnitude égale à $-1,20 \times 10^{-3}$, au point proche de l'appui opposé à l'application de la force ponctuelle.

-Déformation E_{11} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

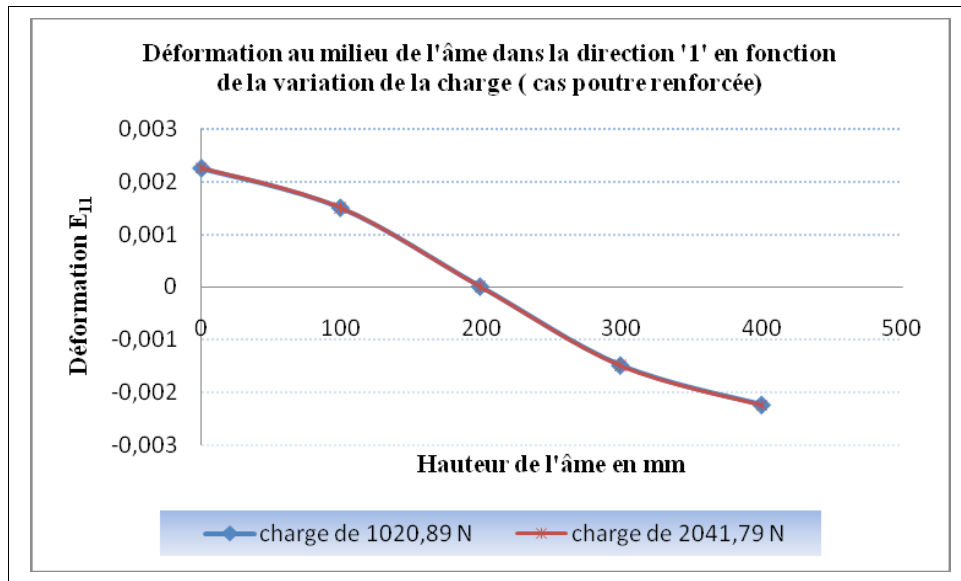


Fig.3.26.b Déformation E_{11} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

Au milieu de l'âme dans la direction '1', les déformations sont distribuées presque symétriquement, les valeurs extrêmes se trouvent au niveau des points d'extrémités comme le montre les courbes ci dessus. La valeur maximale est de magnitude de $2,25 \cdot 10^{-3}$.

-Déformation E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

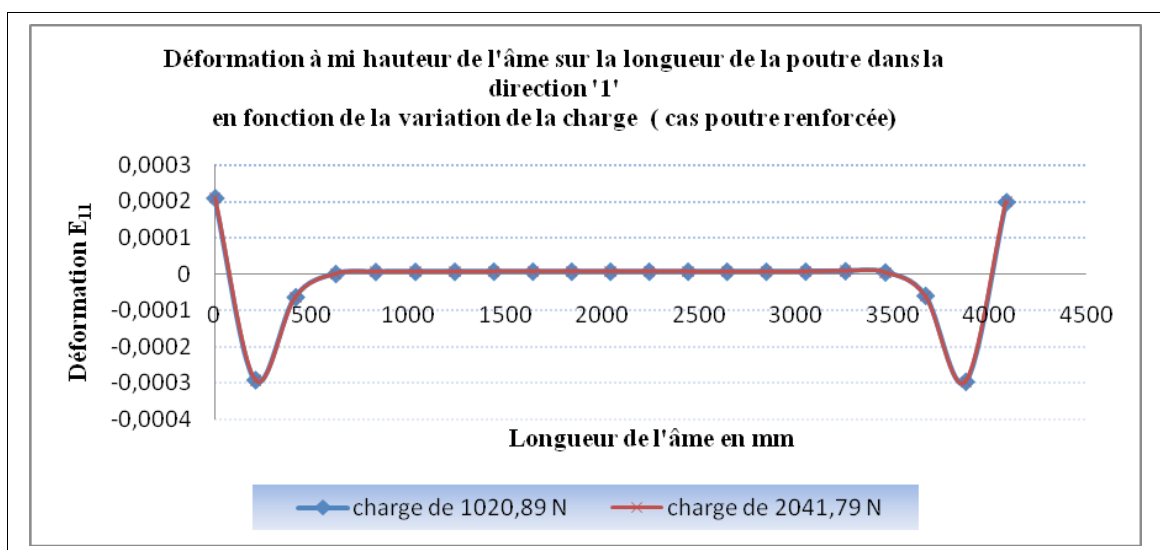


Fig.3.26.c Déformation E_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

Dans le sens ' 1 ', à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre, les valeurs maximales sont concentrées aux points qui sont proches, des points opposés aux appuis, d'une magnitude égale à $2,10 \cdot 10^{-4}$ dans le point de l'abscisse 200 mm et de $-2,93 \cdot 10^{-4}$ dans le point de l'abscisse 3800 mm. Pour le reste des points les valeurs sont très proches et très faibles.

- Déformations dans la direction (2)

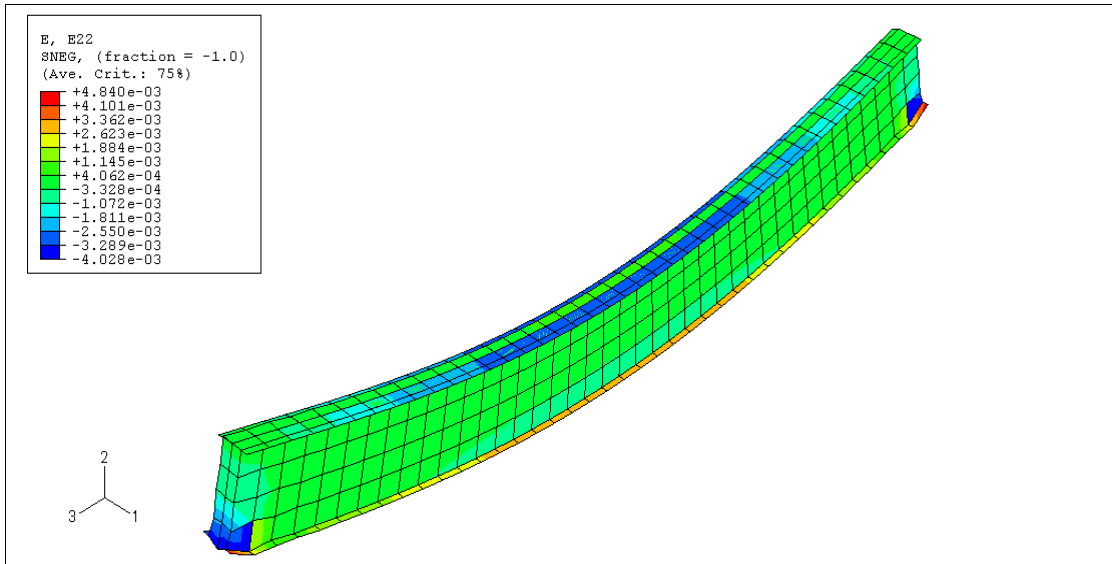


Fig.3.27.1 Isovaleurs des déformations dans la direction ' 2 ' sous charge horizontale de densité de 1020,89 N.

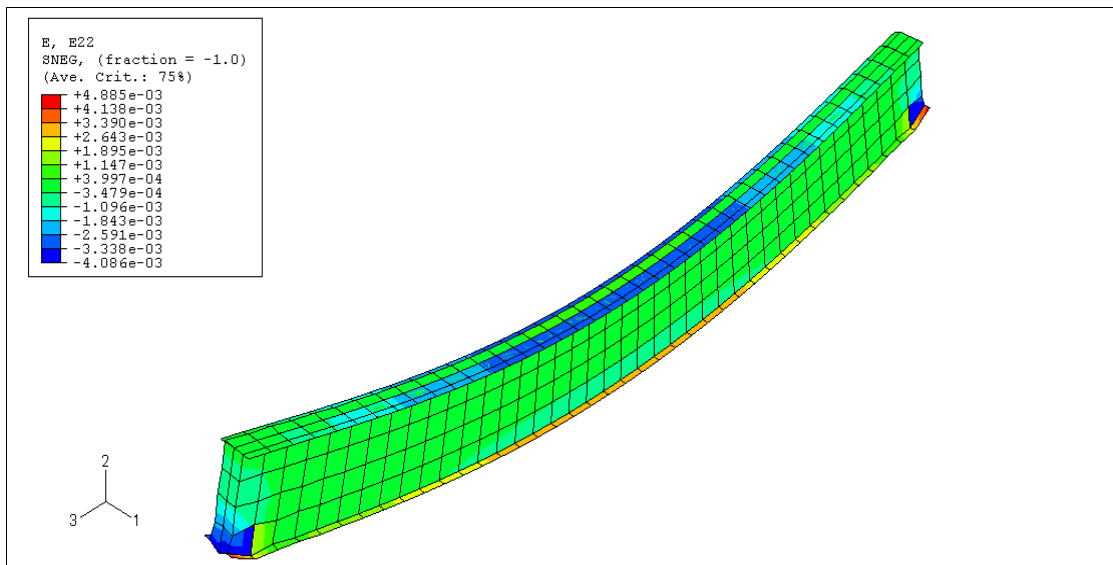


Fig.3.27.2 Isovaleurs des déformations dans la direction ' 2 ' sous charge horizontale de densité de 2041,79 N

-Déformations E_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

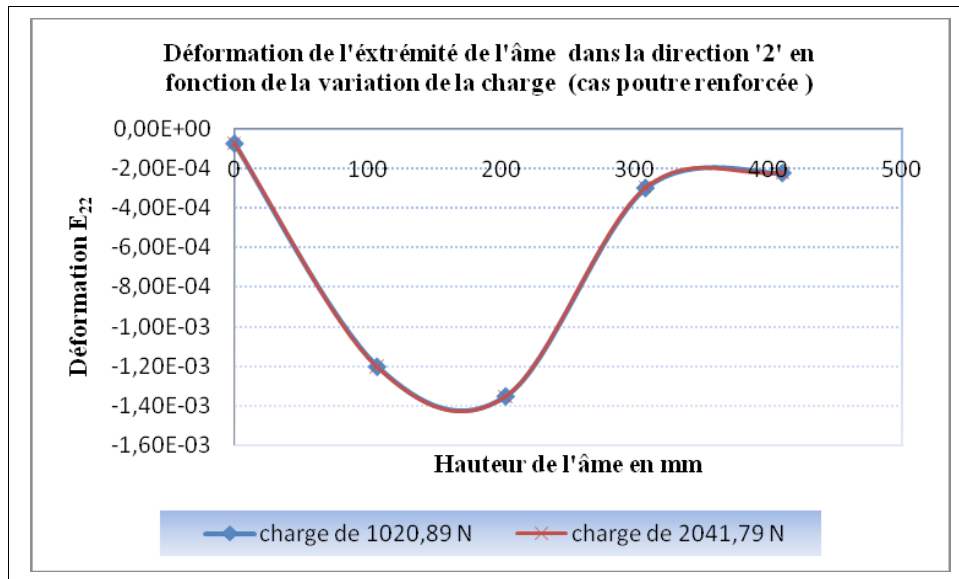


Fig.3.27.a Déformations E_{22} à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

A l'extrémité de l'âme dans la direction '2', les déformations augmentent progressivement jusqu'à ce qu'ils atteignent leur valeur maximale au milieu de l'âme qui est égale à $-1,35 \cdot 10^{-3}$, puis ils diminuent à des valeurs très faibles.

-Déformation E_{22} au milieu de l'âme dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

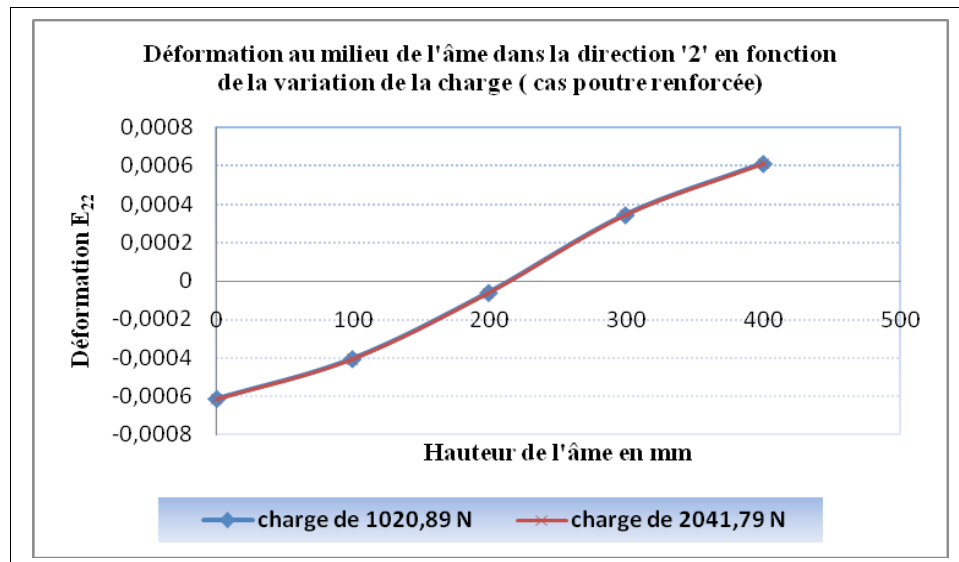


Fig.3.27.b Déformation E_{22} au milieu de l'âme dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge,

Au milieu de l'âme dans la direction '2', la distribution des déformations est symétriques (Voir **Fig.3.27.b**), les valeurs extrêmes se trouvent au niveau des points d'extrémités comme le montre les courbes ci dessus. La valeur maximale est égale à $6,10 \cdot 10^{-4}$, elle est moins importante que celle qui résulte dans la direction '1'.

-Déformation E_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '2' en fonction de la variation de la charge

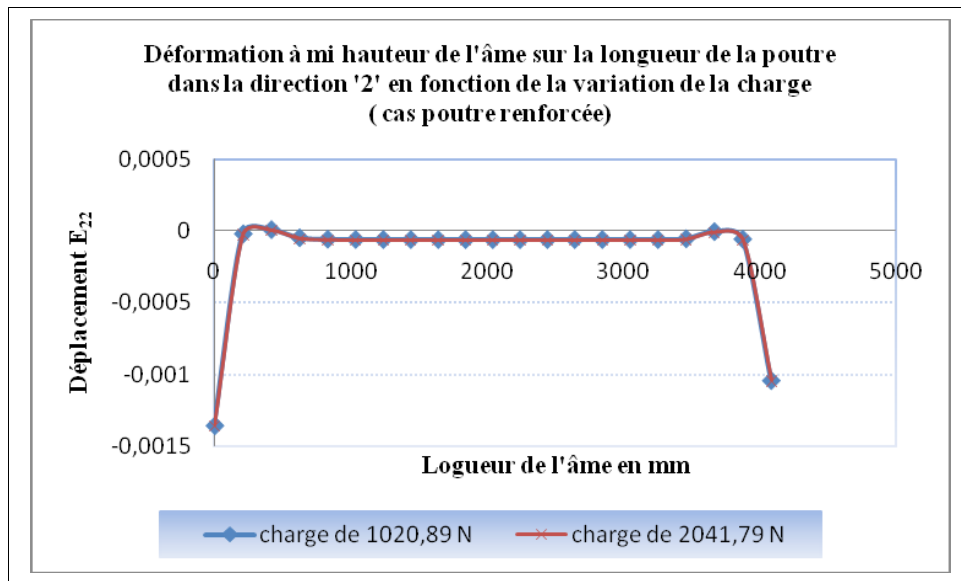


Fig.3.27.c Déformation E_{22} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre dans la direction '1' en fonction de la variation de la charge

Dans le sens ' 2 ' à mi hauteur de l'âme , sur la longueur de la poutre renforcée soumise à différents cas de chargement, les valeurs maximales concentrent aux points opposés aux appuis et plus précisément à l'appui gauche, comme le montre la figure ci-dessus d'une intensité égale à $-1,36 \cdot 10^{-3}$.

- Déformations dans la direction (3)

Puisque les contraintes S_{33} dans la direction '3' dans l'âme pour n'importe quel chargement sont nulles, les déformations sont nulles.

3.9- COMPARAISON DES RESULTATS DE LA POUTRE NON RENFORCEE AVEC CELLE RENFORCEE DANS LA DIRECTION LA PLUS AFFECTEE PAR LA CHARGE HORIZONTALE

3.9.1- Comparaison des déplacements à l'extrémité de l'âme

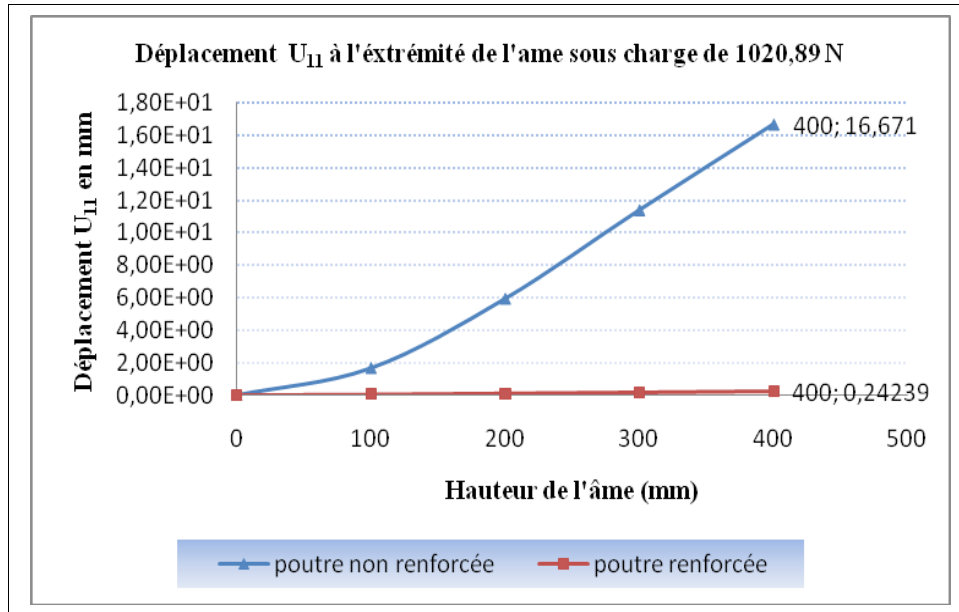


Fig. .3.28.a Comparaison des déplacements U_{II} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 1020,89 N

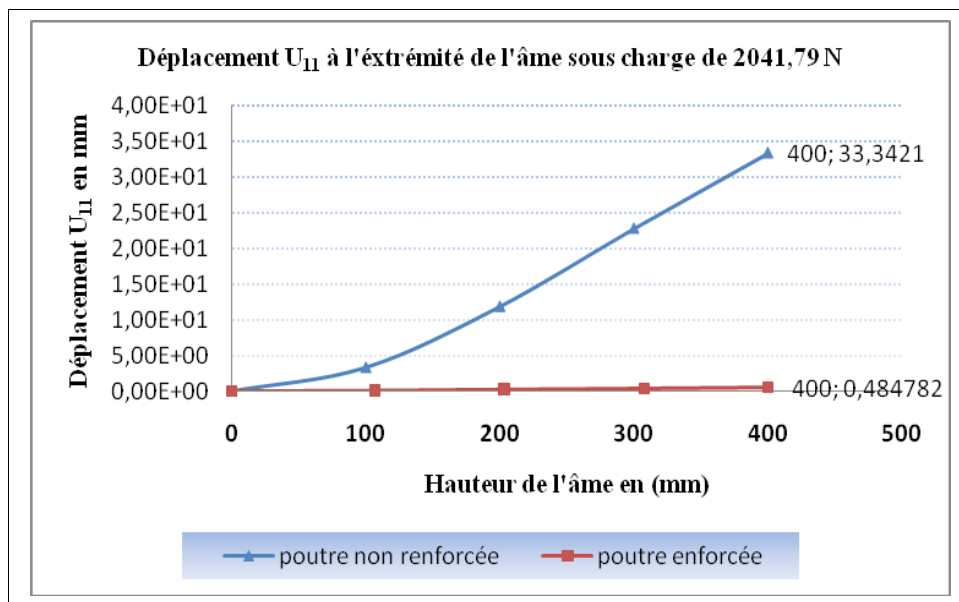


Fig.3.28.b. Comparaison des déplacements U_{II} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N

Dans les figures (*Fig.3.28.a*), (*Fig.3.28.b*), les courbes montrent qu'après le renforcement de l'âme par les panneaux en béton, il y a une diminution importante dans les valeurs des déplacements de 98,54%.

3.9.2- Comparaison des déplacements au milieu de l'âme

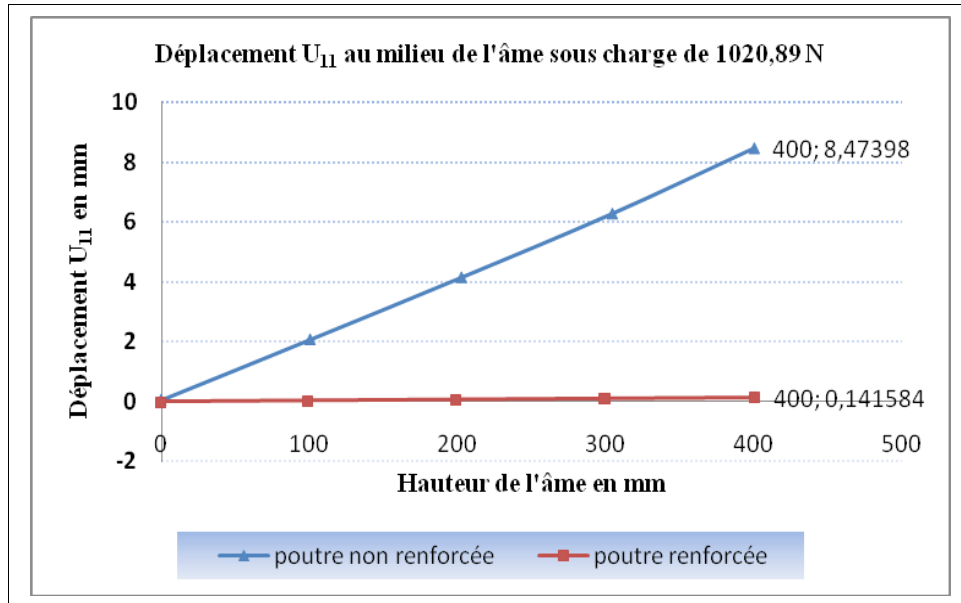


Fig.3.29.a. Comparaison des déplacements U_{11} au milieu de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 1020,89 N

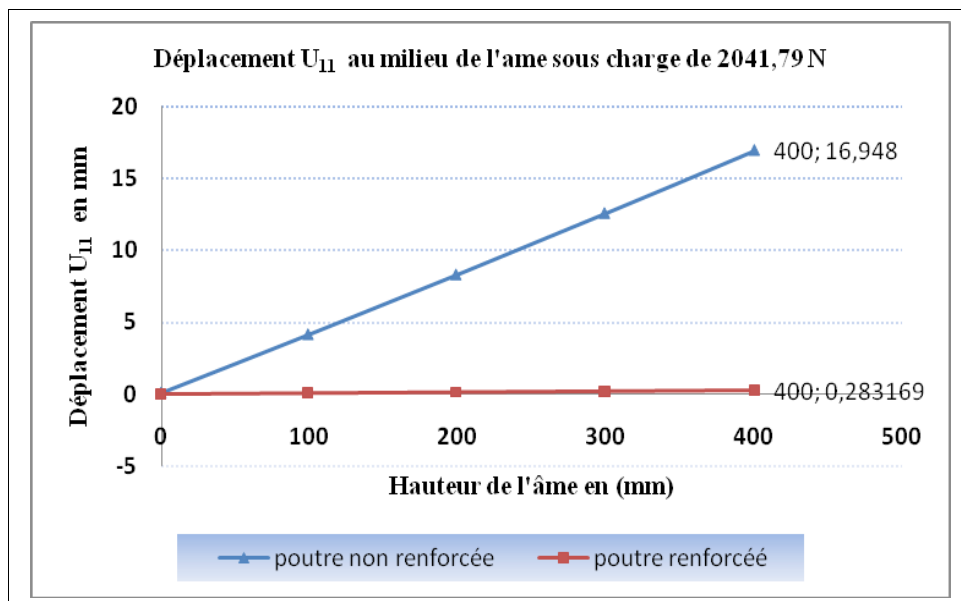


Fig.3.29.b Comparaison des déplacements U_{11} au milieu de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N

Au milieu de l'âme, les figures (*Fig.3.29.a*), (*Fig.3.29.b*) montrent que le renforcement de la poutre par les panneaux en béton réduit considérablement les déplacements de 98,32 %.

3.9.3 -Comparaison des déplacements à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre

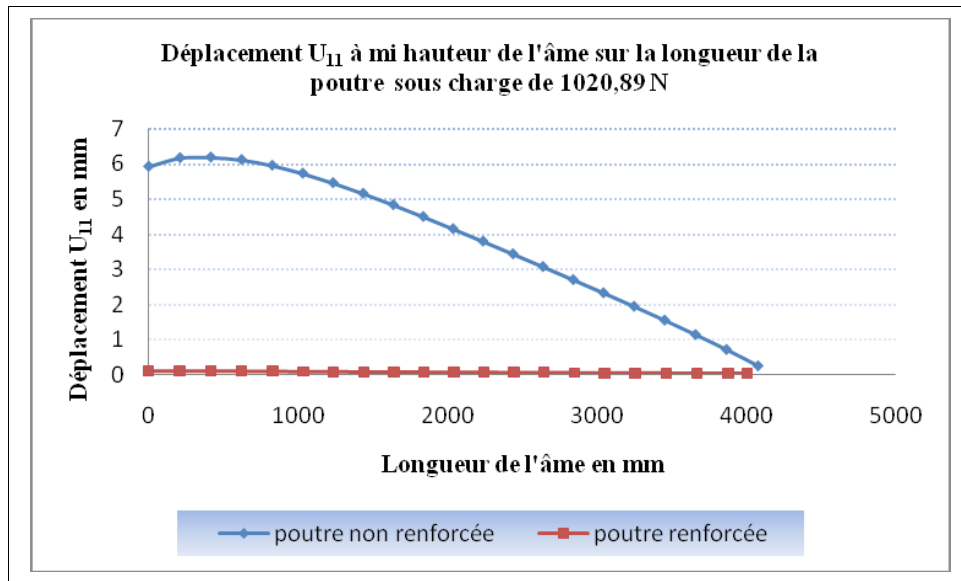


Fig.3.30.a Comparaison des déplacements U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 1020,89 N

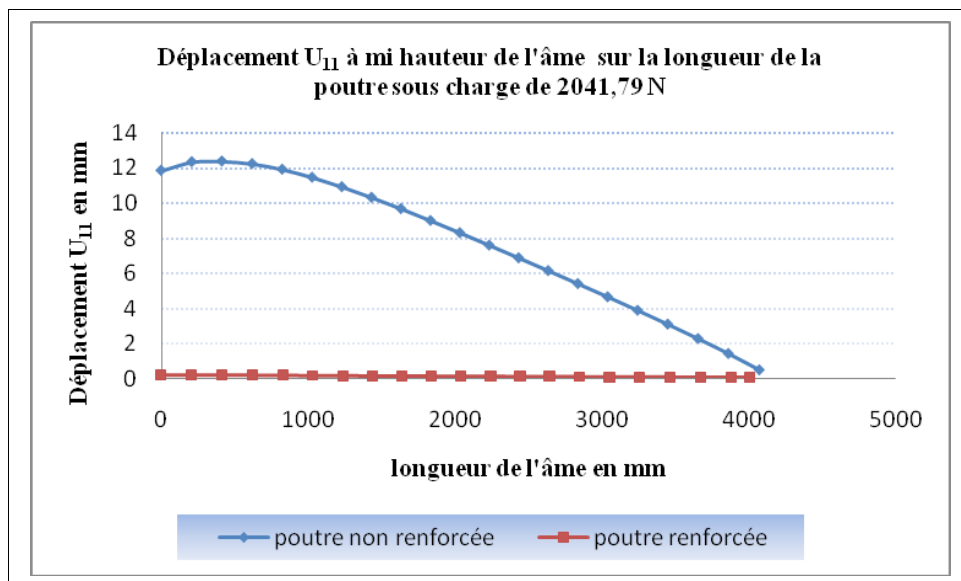


Fig. 3.30.b Comparaison des déplacements U_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N

Les courbes montrent que le renforcement de la poutre semble être une bonne solution pour stabiliser la poutre PRS .Le pourcentage de réduction des déplacements est de 98,15 %.

3.9.4 Comparaison des contraintes à l'extrémité de l'âme

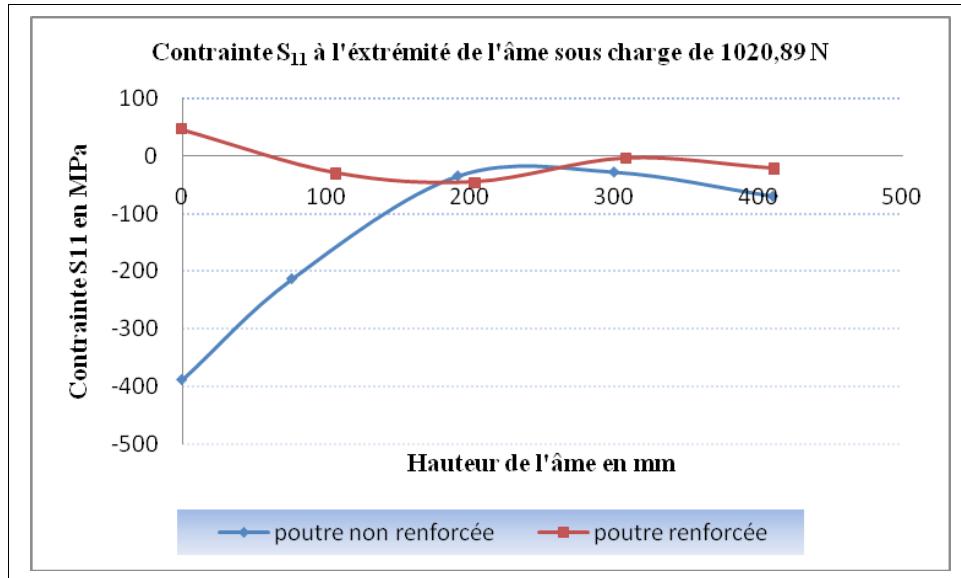


Fig. 3.31.a Comparaison des contraintes S_{11} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous Charge de 1020,89 N

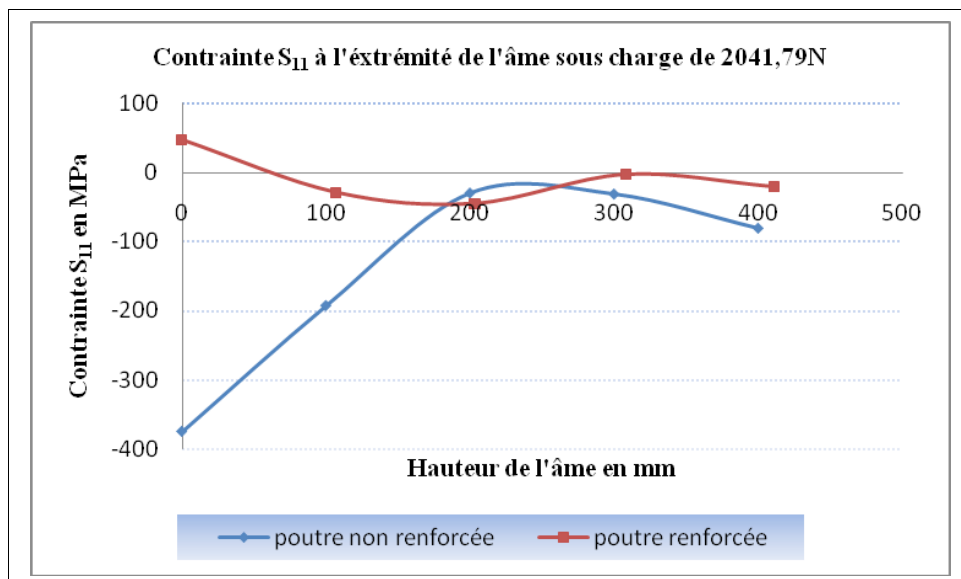


Fig. 3.31.b Comparaison des contraintes S_{11} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N

Les courbes montrent la comparaison de la variation des contraintes à l'extrémité de l'âme. On a constaté que le renforcement de la poutre par les panneaux de béton engendre une diminution importante des contraintes et qui est de 88,12 %.

3.9.5- Comparaison des contraintes au milieu de l'âme

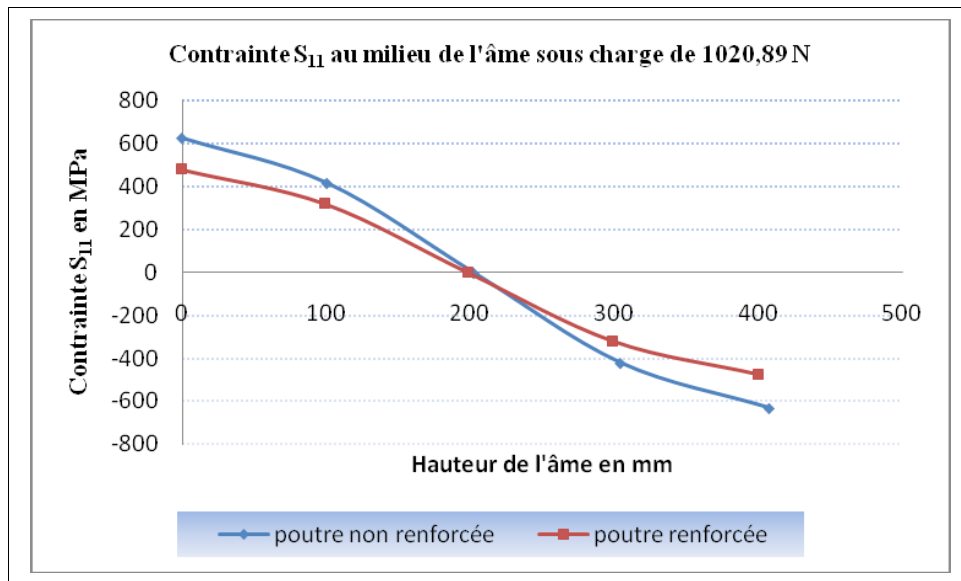


Fig. 3.30.a Comparaison des contraintes S_{II} au milieu de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 1020,89 N

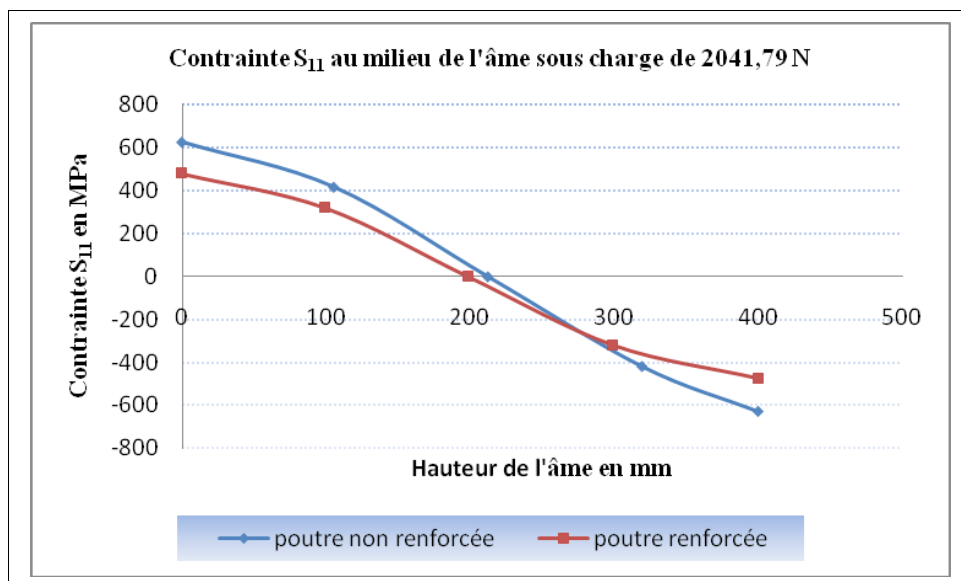


Fig. 3.30.b Comparaison des contraintes S_{II} au milieu de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N

Au milieu de l'âme, pour différent cas de chargement, le renforcement de l'âme réduit la contrainte de 24,85 %.

3.9.6- Comparaison des contraintes à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre

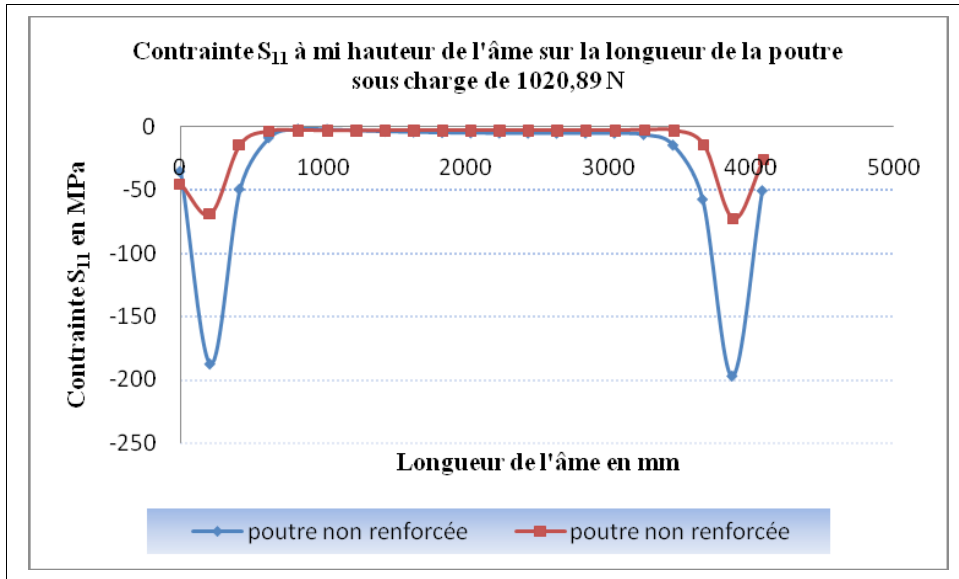


Fig.3. 31. a Comparaison des contraintes S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 1020,89 N

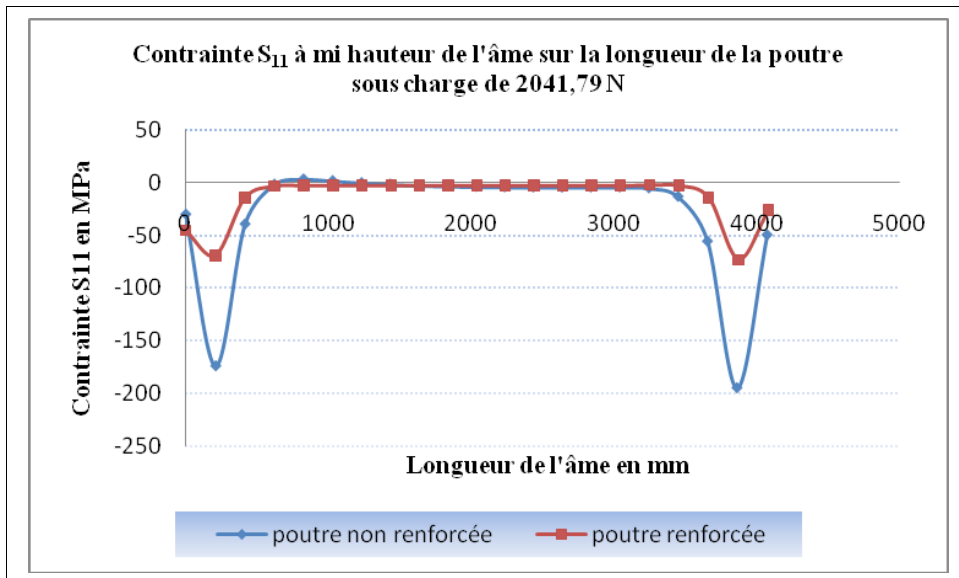


Fig. .3.31.b Comparaison des contraintes S_{11} à mi hauteur de l'âme sur la longueur de la poutre renforcée et non renforcée sous charge de 2041,79 N

Les courbes ci-dessus représentent la variation des contraintes S_{11} , pour une poutre renforcée et non renforcée sous différents cas de chargement, les contraintes de la poutre non renforcée sont supérieures à celles de la poutre renforcée, on a remarqué qu'il y a une diminution remarquable dans les densités des contraintes maximales de 63,04 %.

3.10-COMPARAISON DES DEPLACEMENTS MAXIMAUX DE LA POUTRE RENFORCEE ET NON RENFORCEE SOUS L'EFFET DE LA VARIATION DE LA CHARGE HORIZONTALE

- Déplacements max dans le sens '1'

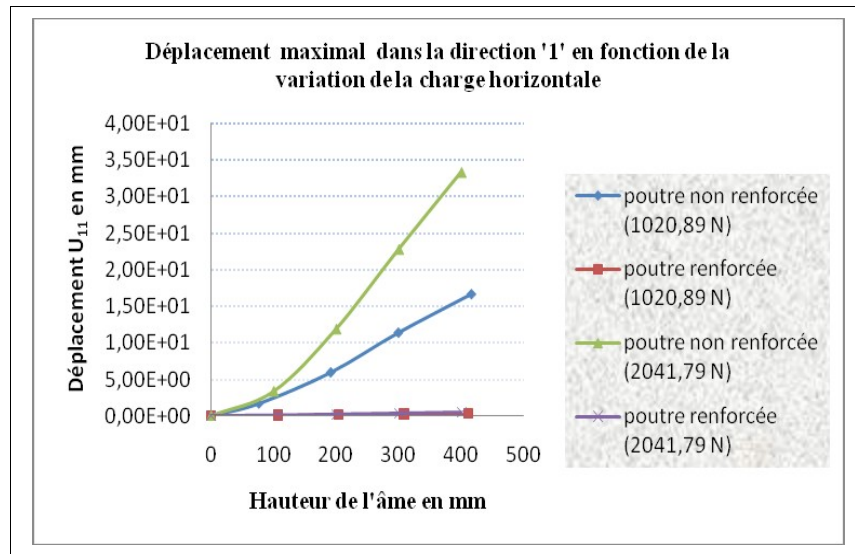


Fig.3.32 Comparaison des déplacements maximaux à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' de la poutre renforcée et non renforcée

La figure (**Fig.3.32**) montre la comparaison des déplacements maximaux, de l'extrémité de l'âme de poutre renforcée, avec celle non renforcée, dans le sens '1' à l'extrémité de l'âme, sous différents cas de chargement. Les courbes montrent que l'augmentation de la charge horizontale influe pratiquement sur les déplacements et après le renforcement de l'âme par les panneaux en béton, il y a une diminution importante dans les valeurs des déplacements de 98,54 %, et cela confirme l'importance du renforcement des poutres PRS par des panneaux en béton.

- Déplacements max dans le sens '2'

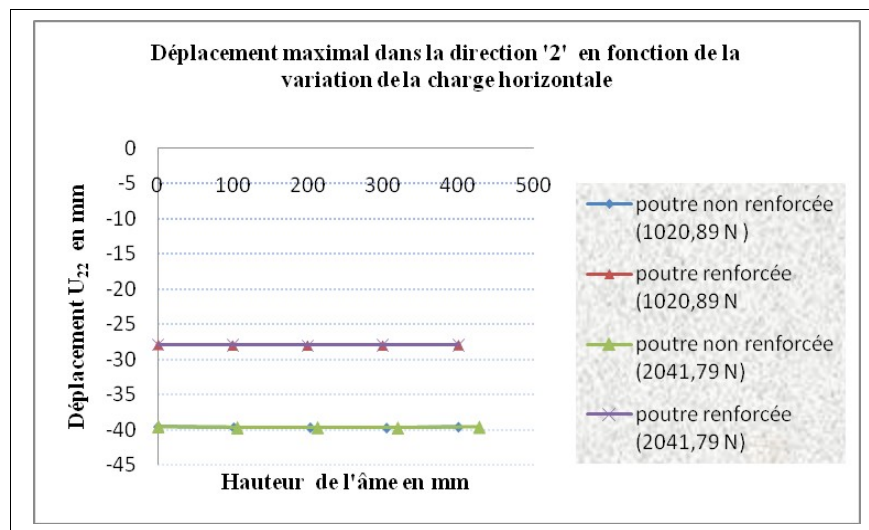


Fig.3.33 Comparaison des déplacements maximaux au milieu de l'âme dans la direction '2' de la poutre renforcée et non renforcée

Au milieu de l'âme, la figure (**Fig.3.33**) montre que dans la direction '2', les déplacements atteignent ces valeurs extrêmes qui sont les résultats de la charge permanente, ils sont des valeurs très proches dans tous les points de l'âme. On constate dans cette direction l'absence de l'effet de la charge horizontale sur la variation des déplacements. Le renforcement de la poutre par les panneaux en béton réduit les déplacements de 29,56 %.

- Déplacements max dans le sens '3'

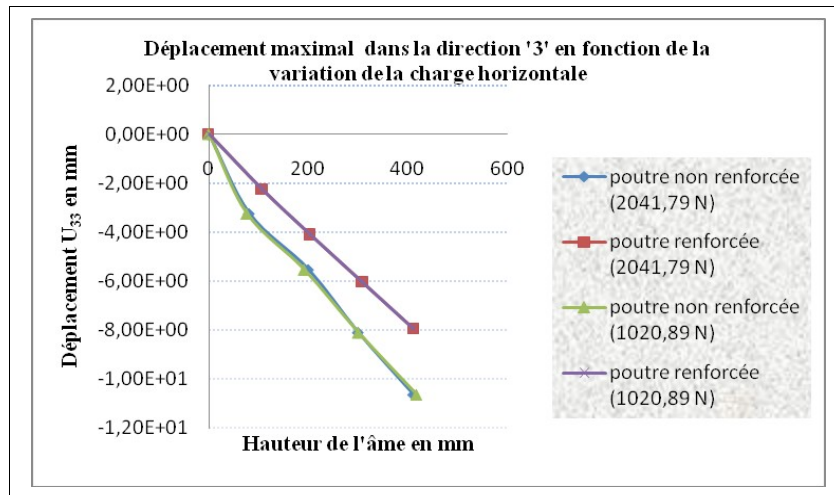


Fig.3.34 Comparaison des déplacements maximaux au milieu de l'âme dans la direction '3' de la poutre renforcée et non renforcée

Les courbes montrent que les déplacements extrêmes à l'extrémité de l'âme, dans la direction '3' sont les plus faibles par rapport aux déplacements enregistrés dans les directions '1' et '2', et la variation de la charge ponctuelle n'a aucune influence sur la variation des déplacements. Le renforcement de la poutre par les panneaux en béton réduit les déplacements de 25,35 %.

3.11-COMPARAISON DES CONTRAINTES MAXIMALES DE LA POUTRE RENFORCEE ET NON RENFORCEE SOUS L'EFFET DE LA VARIATION DE LA CHARGE HORIZONTALE

- Contraintes maximales dans le sens '1'

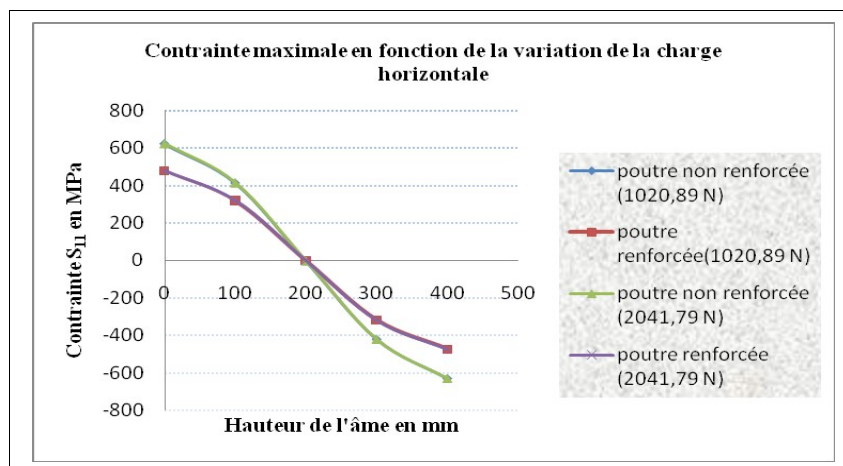


Fig.3.35 Comparaison des contraintes maximales au milieu de l'âme dans la direction '1' de la poutre renforcée et non renforcée

Au milieu de l'âme, dans la direction '1', on a remarqué que les contraintes ne sont pas affectées par l'augmentation de l'intensité de la charge ponctuelle, les courbes sont confondues. Le renforcement de l'âme réduit la contrainte de 24,85 %.

- Contraintes maximales dans le sens '2'

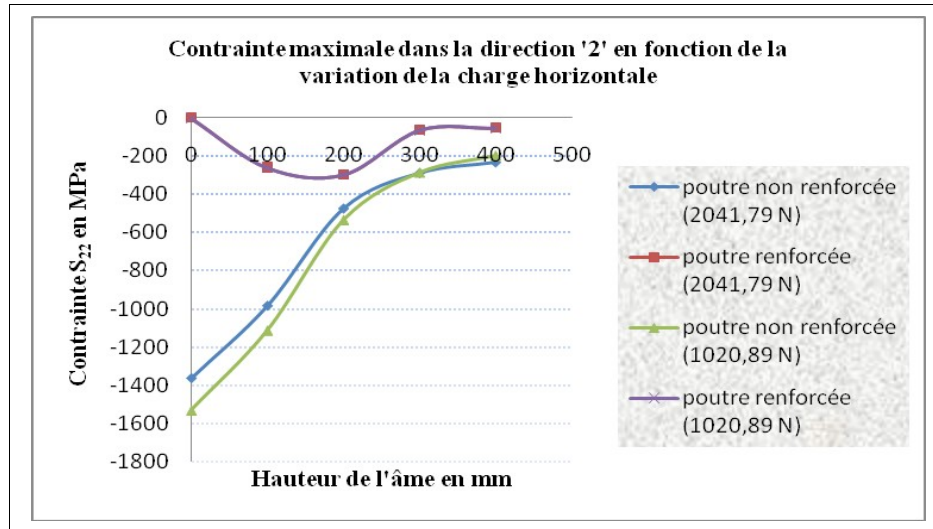


Fig.3.36 Comparaison des contraintes maximales à l'extrémité de l'âme, dans la direction '1' de la poutre renforcée et non renforcée

Les courbes montrent la comparaison de la variation des contraintes, à l'extrémité de l'âme dans la direction'. On a constaté que le renforcement de la poutre par les panneaux de béton engendre une diminution importante des contraintes et qui est de 99,80%.

3.12-COMPARAISON DES DEFORMATIONS MAXIMALES DE LA POUTRE RENFORCEE ET NON RENFORCEE SOUS L'EFFET DE LA VARIATION DE LA CHARGE HORIZONTALES

- Déformations maximales dans le sens '1'

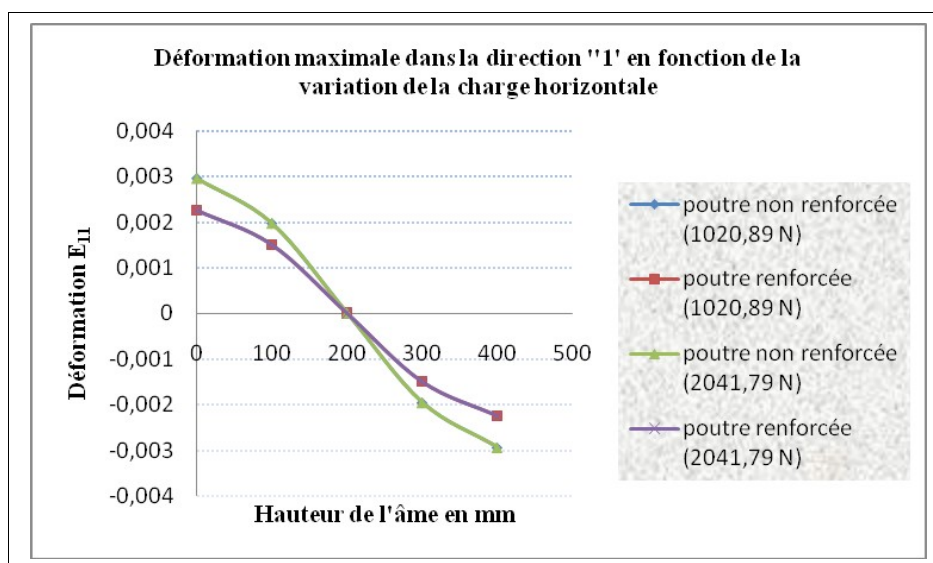


Fig.3.37 Comparaison des déformations maximales au milieu de l'âme dans la direction '1' de la poutre renforcée et non renforcée

La figure (Fig.3.37) montre la Comparaison des déformations maximales, au milieu de l'âme dans la direction '1', de la poutre renforcée et non renforcée .l'augmentation de la charge horizontale n'a aucune influence sur la variation des déformations, les courbes sont identiques. Le renforcement de l'âme par les panneaux en béton réduit les déformations de 75,69 %.

- Déformations maximales dans le sens '2'

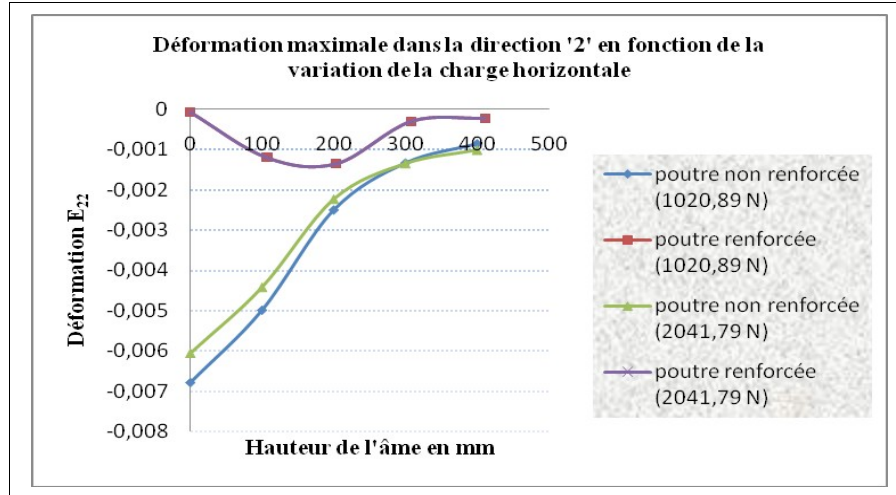


Fig.3.38 Comparaison des déformations maximales à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' de la poutre renforcée et non renforcée

A l'extrémité de l'âme, dans la direction '2', les courbes montrent qu'après renforcement de l'âme de la poutre par les panneaux en béton, la charge horizontale n'a aucune influence sur la variation des déformations et qu'il ya une diminution importante de 98,90 % de celle-ci.

3.13- COURBES CHARGES-DEPLACEMENTS DES POINTS LES PLUS SOLLICITES DE POUTRE NON RENFORCEE ET NON RENFORCEE

-Point le plus sollicité dans la direction '1'

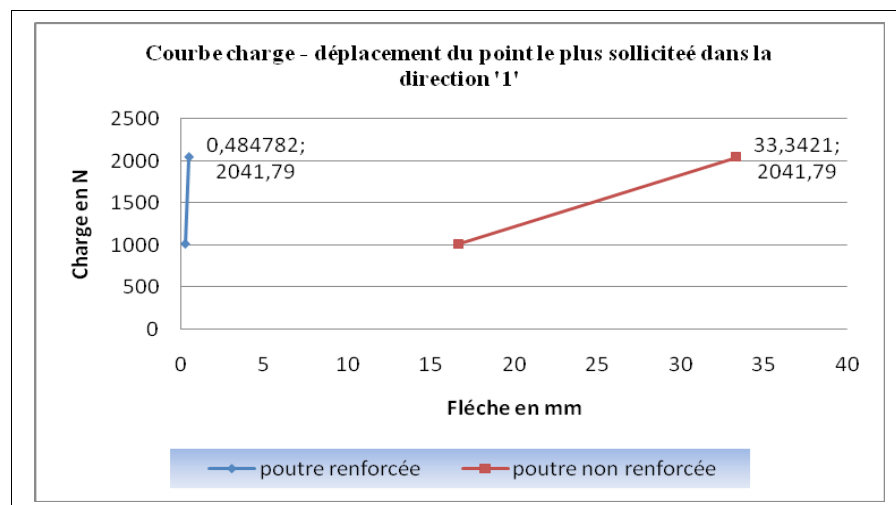


Fig.3.39 Courbe charge – déplacement du point le plus sollicitée dans la direction '1' de la poutre renforcée et non renforcée

La courbe charge – déplacement, du point le plus sollicité, dans la direction ‘1’, à cause de l’application de la force horizontale qui située à 400 mm à l’extrémité de l’âme de la poutre renforcée et non renforcée. Les courbes montrent que le déplacement augmente avec l’augmentation de la charge extérieur et que le renforcement de la poutre avec les panneaux en béton réduit leur magnitude d’une manière très remarquable de 98,54 % .

- Point le plus sollicité dans la direction ‘2’

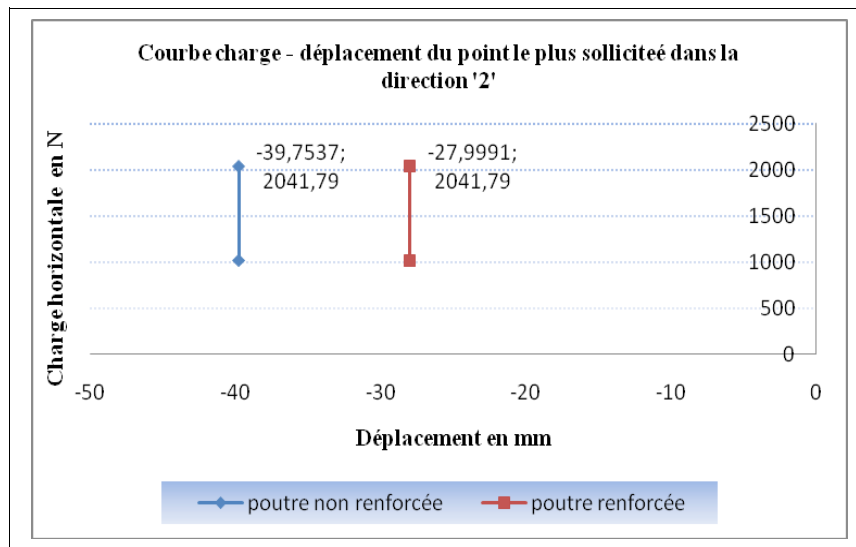


Fig.3.40 Courbe charge – déplacement du point le plus sollicité dans la direction ‘2’ de la poutre renforcée et non renforcée

La figure montre que l’augmentation de la charge horizontale n’affectai pas sur la variation des déplacements. Le renforcement de la poutre réduit ceci de 29,56 %.

3.14- CONCLUSION :

- Les résultats de la simulation de la poutre sous le poids propre plus la charge permanente constante montrent que la poutre fléchit légèrement.
- dans la direction (2) ,au milieu de l’âme le déplacement U_{22} atteint leur valeur maximal qu’est estimé à **-39,75 mm.**
- Les contraintes maximales sont concentrées à l’extrémité de l’âme dans la direction ‘2’ au niveau de l’appui gauche d’une magnitude égale à **-1696,57 Mpa** , elle est dépassée de loin la limite d’élasticité de l’acier utilisé.
- Les contraintes S_{33} dans l’âme sont nulles pour n’importe quel type de chargement, ce qui concorde avec la théorie linéaire des plaques.
- Les déformations maximales sont concentrées à l’extrémité de l’âme dans la direction ‘2’, au niveau de l’appui gauche d’une magnitude égale à **-7,54 e-3.**

-Le chargement de la poutre par la charge permanente constante et la charge ponctuelle horizontale appliquée à l'extrémité de l'âme provoque un état de déformation remarquable dans le sens d'application de la charge ponctuelle, dans la direction '1'. Le déplacement est plus prononcé avec l'augmentation de cette dernière, qui varié successivement dans un ordre croissant de 1020,89 N et de 2041,79 N. le déplacement augmente de **99,99 %**.

- Le déplacement maximal dans la direction '1' noté, à l'extrémité de l'âme ou dans laquelle, on applique une force horizontale variable. L'augmentation de cette dernière influe sur la variation du déplacement, une valeur de **16,67mm** enregistrée lorsqu'on applique une charge de 1020,89 N et **33,34 mm** pour une charge de 2041,79 N.

- L'augmentation de la charge ponctuelle n'a aucune influence sur l'augmentation des déplacements dans les directions '2' et '3'.

- L'augmentation de la charge horizontale n'influe que sur la croissance des contraintes à l'extrémité de l'âme dans les directions '1'et '2' et qu'au milieu de l'âme dans la direction '2'.

-Dans la direction '1', à l'extrémité de l'âme, on a observé une augmentation des contraintes au point d'application de la charge horizontale de **17,28 %** pour 1020,89 N et de **34,55 %** pour une charge de 2041,79 N et une réduction au niveau de l'appui.

-Dans la direction '2', une augmentation de contrainte de **22,58%** pour 1020,89 N et de **45,17%** pour une charge de 2041,79 N , une diminution de celles –ci au niveau de l'appui de **9,76 %** pour une charge de 1020,89 N et de **19,53 %** pour 2041,79 N .

- Les contraintes S_{33} dans la direction '3' sont nulles pour n'importe quel type de chargement, ce qui concorde avec la théorie linéaire des plaques.

-Les mêmes remarques que nous avons enregistrées pour les variations des déformations.

- Puisque les contraintes S_{33} dans la direction '3' dans l'âme pour n'importe quel chargement sont nulles, les déformations sont nulles.

- Pour le cas renforcement de l'âme de la poutre par deux panneaux en béton, nous avons enregistrés une diminution importante dans les valeurs des déplacements, d'une façon très remarquable dans toutes les directions surtout dans la direction '1' à l'extrémité de l'âme de **98,54 %**.

- Le renforcement de l'âme avec les panneaux en béton de part et d'autre réduit aussi :

✓ Le déplacement maximal au milieu de l'âme, dans la direction '2' d'un pourcentage de **40,45 %**.

✓ Le déplacement maximal à l'extrémité de l'âme, dans la direction '3' d'un pourcentage de **25,36 %**.

- ✓ La contrainte maximale au milieu de l'âme, dans la direction '1' de **63,24 %**.
- ✓ La contrainte maximale à l'extrémité de l'âme, dans la direction '2' de **99,80 %**.
- ✓ La déformation maximal au milieu de l'âme, dans la direction '1' de **75,69 %**.
- ✓ La déformation maximal à l'extrémité de l'âme, dans la direction '2' de **98,90 %**.

- On conclue que la solution de renforcement de la poutre PRS, avec deux panneaux en béton de part et d'autre augmente la rigidité de la poutre. Ce qui permet d'assurer leur stabilité et améliorer leur comportement mécanique.



CHAPITRE : IV
ETUDE EXPERIMENTALE

Chapitre IV

ETUDE EXPERIMENTALE DE POUTRE PRS SOUMISE A UNE FLEXION ET UN EFFORT HORIZONTAL

4.1- INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous décrivons la procédure expérimentale utilisée. Ensuite nous présentons les caractéristiques des matériaux utilisés, l'instrumentation des poutres et le dispositif d'essai.

4.2- DEFINITION DE L'EXPERIMENTATION :

4.2.1- But de l'expérimentation :

Notre essai expérimental a pour but d'étudier le comportement mécanique d'une poutre reconstituée soudée PRS soumise à une charge uniformément répartie, sur une longueur de **4.00 m** et un effort horizontal qui va provoquer le voilement de l'âme de la poutre.

Nous avons commencé par la réalisation d'un modèle réduit d'une poutre PRS à partir d'un pont mixte bipoutre à une échelle 1/5. Puis, nous avons analysé leur comportement mécanique.

Nous avons testé notre poutre, sur la dalle d'essais de laboratoire des structures au niveau d'université de **BADJI MOKHTAR – ANNABA –**

4.2.2- Facteur d'échelle :

Une poutre de laboratoire à échelle réduite est fabriquée. Le choix du facteur d'échelle doit être suffisamment faible pour permettre à la structure testée d'être le plus proche possible du fonctionnement d'un ouvrage réel. La facture d'échelle retenue est de 1/5 (voir chapitre 2).

4.2.3- La dalle d'essai :



Fig.4.1 La dalle d'essai

4.3. PRESENTATION DE LA STRUCTURE.

4.3.1- La poutre métallique :

Le corps d'épreuve est composé d'une poutre de type PRS en acier, fabriquée par la société de production de mécanique et de chaudronnerie (**PROMECH**) ANNABA.

La poutre est de **4000 mm** de longueur et 420 mm de hauteur. Dans ce travail, en respectant les dimensions de la dalle d'essai, la poutre ne peut pas dépasser une portée de **4500 mm** de longueur.



Fig.4.2 La poutre PRS

4.3.2-Les conditions d'appuis :

L'appui droite est composée de deux fer plat soudés sur un plat .Seul le déplacement vertical est bloqué.

Alors que l'appui gauche est composée d'un fer plat soudé au-dessous de la poutre soudé sur deux cornière en L. Les déplacements verticale et horizontal sont bloqués.



Fig.4.3 Appui du coté droite



Fig.4.4 Appui du coté gauche

4.3.3-Les charges appliquées :

- ✓ Une charge de compression constante de **1,98 N/mm** qui est réalisée par un système composé par 02 traverses de chemin de fer, son milieu rempli en béton, chacune pèse environ **400 kg**, des cornières, des tiges filetées, des barres de ferraille de **14 mm** de diamètre, des écrous et deux poutres de **1.40 m**, pour assurer la distribution de la charge (voir **Fig. 4.5**) pour l'application de cette charge en serrant les écrous situés sur les tiges filetées liées par des cornières du système.
- ✓ Une charge horizontale variable de densité **1020,89 N** et **2041,79 N** qui va provoquer le voilement de l'âme de la poutre. Cette dernière est appliquée à l'extrémité de la poutre, au niveau de la semelle supérieure, par l'intermédiaire de vérin hydraulique d'une capacité de **160 bars** soutenu sur un support fixé sur le poteau de la dalle d'essai. Le cylindre du vérin est directement mis horizontalement aux points d'application de la charge horizontale (**Voir Fig.4.6**)

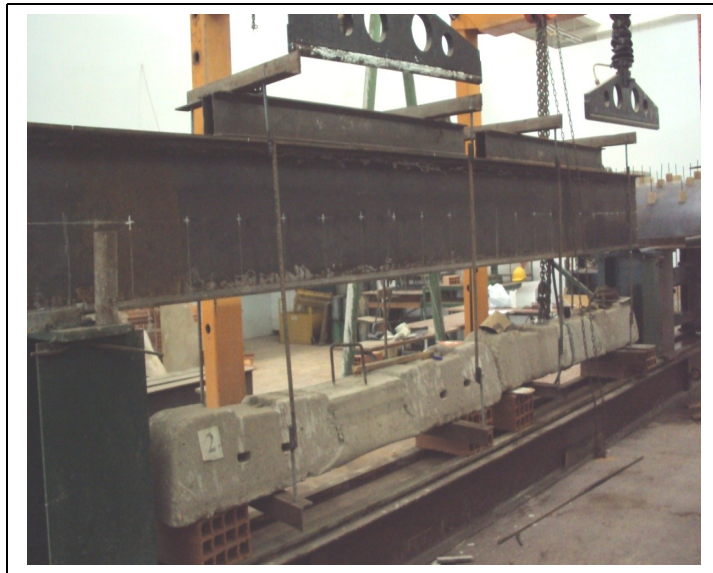


Fig.4.5 Système d'application de la charge uniforme



Fig.4.6 Système d'application de la charge horizontale



Fig.4.7 Détail d'application de la charge horizontale

4.3.4- Instrumentation :

Le corps d'épreuve est instrumenté à l'aide :

- Des capteurs de déplacement de type comparateur avec cordon utilisés pour mesurer les déplacements (**Voir Fig.4.8**)



Fig.4.8 *Comparateurs des déplacements*

- Des jauges pour mesurer les déformations de facteur $2,09 \pm 1$ (Voir Fig.4.9)

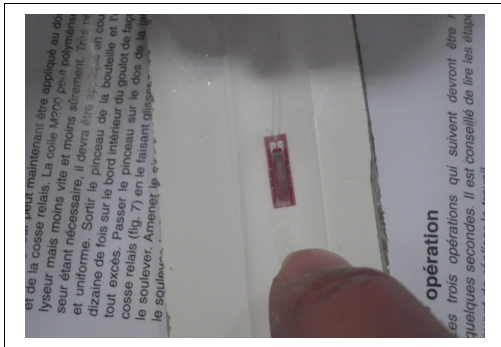
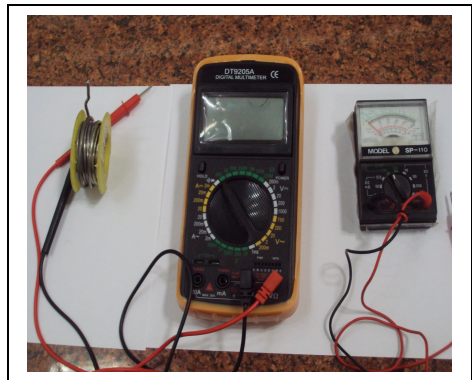


Fig.4.9 *Différentes étapes de placement des jauges de déformations*

4.4 - MESURE DES FLECHES :

Pour mesurer les flèches **cinq (05)** capteurs des déplacements ont été utilisés :

- ✓ Quatre capteurs de déplacements sont positionnés à l'extrémité de l'âme, (*Voir Fig.4.10*)



Fig.4.10 Compérateurs des déplacements positionnés à l'extrémité de l'âme

- Un Capteur est positionné au-dessous de la semelle inférieure, au milieu de la poutre utilisée pour vérifier la flèche maximale au milieu de la poutre (*Voir Fig.4.11*).



Fig.4.11 Compérateur de déplacement placé au dessous de la semelle inférieure

4.5- MESURE DES DEFORMATIONS :

- ✓ Deux jauges sont positionnées à l'extrémité de l'âme, au niveau d'application de la charge horizontale (*Voir Fig.4.12*).



Fig.4.12 Jauges des déformations positionnées à l'extrémité de l'âme

- ✓ Une jauge est positionnée au milieu de l'âme au-dessus de la semelle inférieure (*Voir Fig. 4.13*).

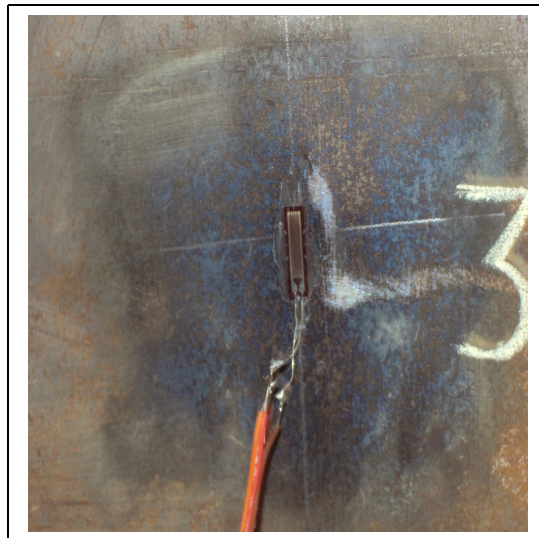


Fig.4.13 Jauge de déformation positionnée au milieu de l'âme proche à la semelle inférieure



(a) - Charge horizontale égale à 0 N



(b) - Charge horizontale égale à 1020,89 N



(b) - Charge horizontale égale à 2041,79 N

Fig.4.14 Différentes étapes d'application de la charge horizontale à l'extrémité de l'âme

4.6- COMPARAISON DES RESULTATS NUMERIQUES AVEC CELLES EXPERIMENTAUX :

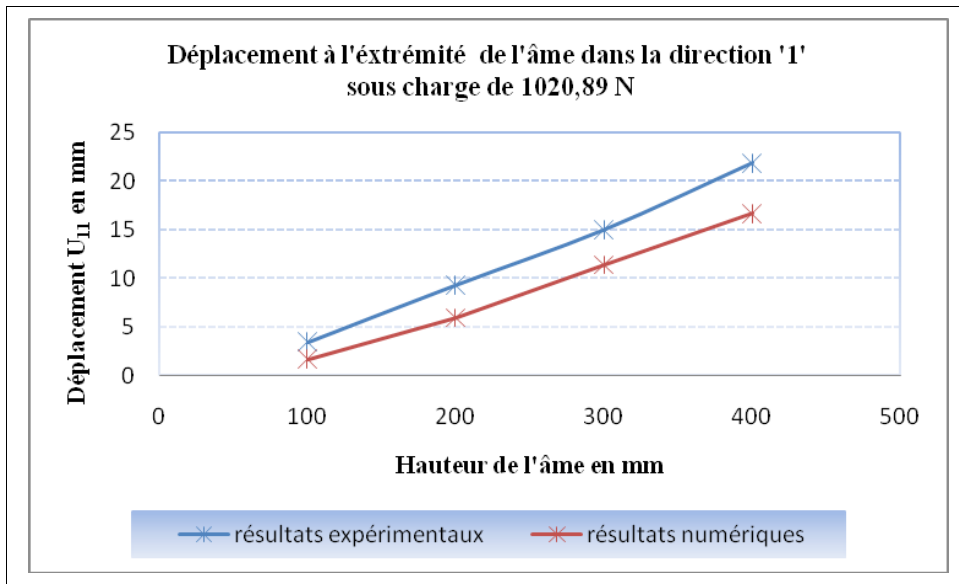


Fig.4.15.a Comparaison des déplacements U_{11} d'une poutre non renforcée à l'extrémité de l'âme sous charge de 1020,89 N

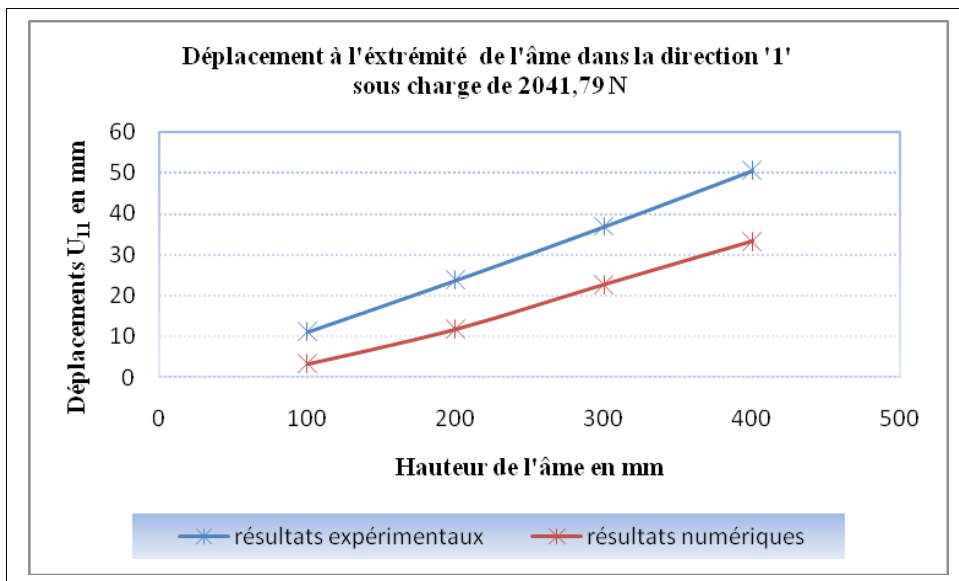


Fig.4.15.b. Comparaison des déplacements U_{11} à l'extrémité de l'âme d'une poutre non renforcée sous charge de 2041,79 N

Les figures (*Fig.4.15.a*), (*Fig.4.15.b*) montrent la concordance dans l'allure des courbes des résultats de l'analyse numérique avec celles obtenues au laboratoire. L'évolution des déplacements à l'extrémité de l'âme dans la direction '1' a propos de l'augmentation de la charge ponctuelle appliquée sur la poutre non renforcée. Les déplacements sont plus importants au point 400 mm (point proche à la zone d'application de la charge ponctuelle).

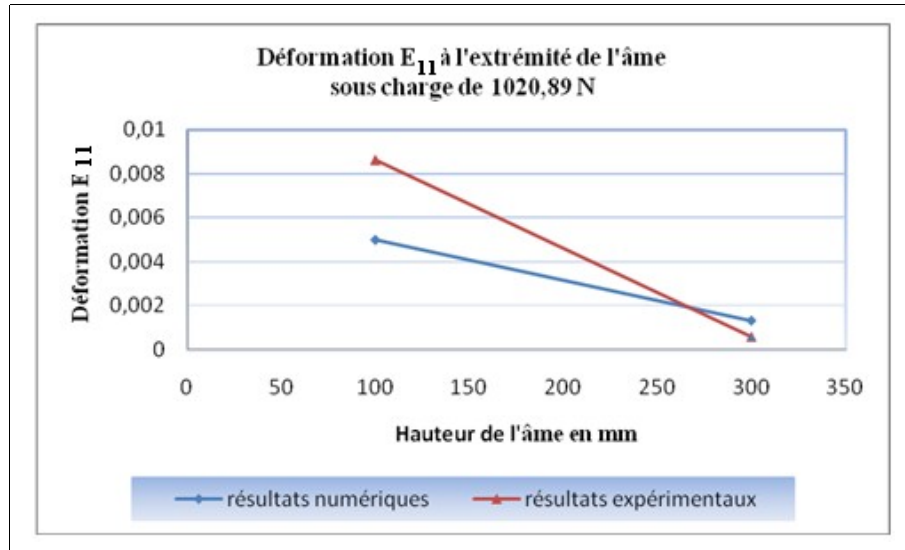


Fig.4.16.a Comparaison des déformations E_{11} à l'extrémité de l'âme d'une poutre non renforcée sous charge de 1020,89 N

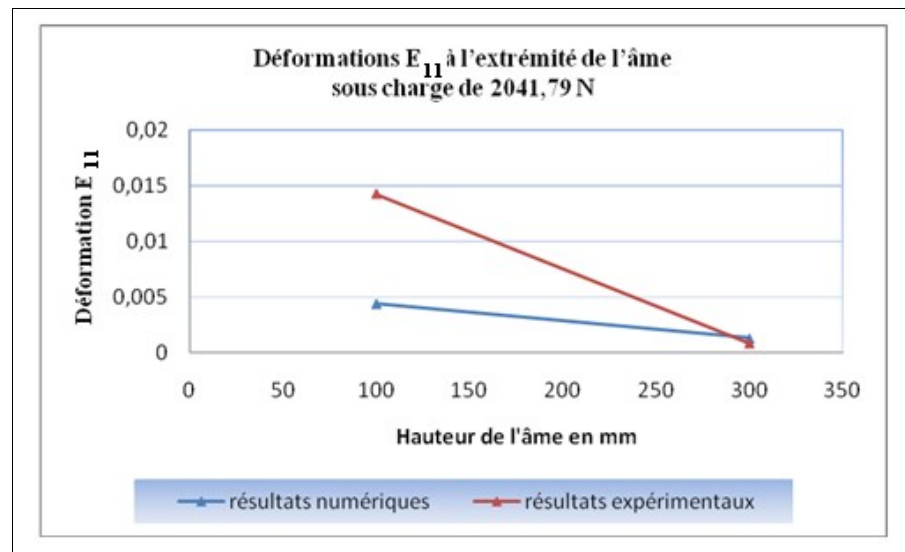


Fig.4.16.b Comparaison des déformations E_{11} à l'extrémité de l'âme d'une poutre non renforcée sous charge de 2041,79 N

Les figures (**Fig.4.16.a**), (**Fig.4.16.b**) montrent qu'il y a une coïncidence des résultats de laboratoire et numériques au point proche à la zone d'application de la charge horizontale et une divergence dans les valeurs des déformations obtenues au point proche de l'appui. Les résultats obtenus montrent que plus nous nous rapprochons de l'appui plus les déformations augmentent.

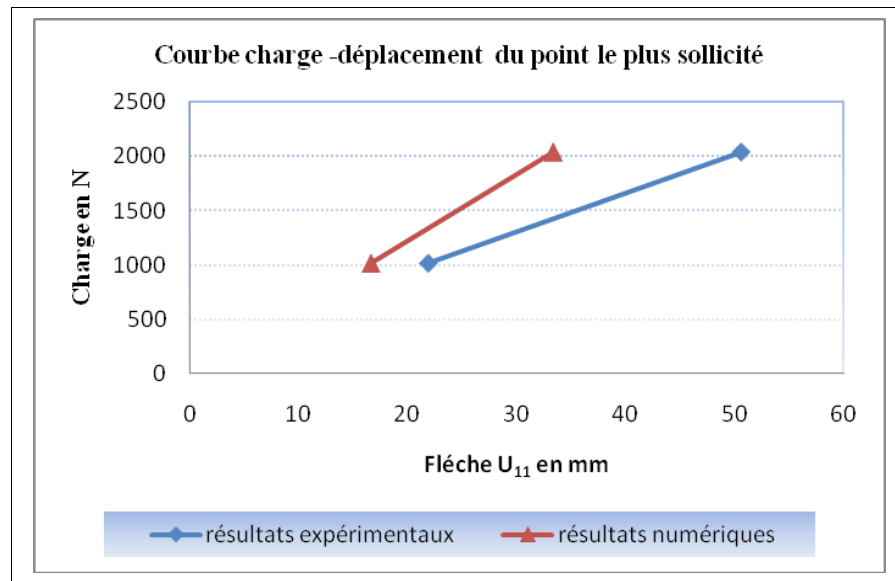


Fig. 4.17 Courbe charges - déplacements du point le plus sollicité dans la direction '1' à l'extrémité de l'âme
cas de la poutre non renforcée

La figure (**Fig.4.17**) montre que les déplacements du point le plus sollicité, c'est-à-dire le point proche à la zone d'application de la charge horizontale, pour une poutre non renforcée augmentent avec l'incrément des charges extérieures.

4.7- Conclusion :

Dans ce chapitre on fait un assujettissement de la poutre non renforcée aux essais de laboratoire, cette dernière soumise à une charge horizontale opposée de l'appui gauche à l'extrémité de l'âme plus une charge constante uniformément répartie sur sa longueur .

-Les flèches augmentent par l'augmentation de la charge horizontale.

- Les déplacements du point le plus sollicité, c'est-à-dire le point proche à la zone d'application de la charge horizontale, pour une poutre non renforcée augmentent avec l'incrément des charges extérieures.

-Les résultats obtenus montrent que plus nous nous rapprochons de l'appui plus les déformations augmentent.



CONCLUSION GENERALE
ET PERSPECTIVES

- CONCLUSIONS GENERALES

- Les résultats de la simulation de la poutre sous le poids propre plus la charge permanente constante montrent que la poutre fléchit légèrement.
- dans la direction (2) ,au milieu de l'âme le déplacement U_{22} atteint leur valeur maximal qui'est estimé à **-39, 75 mm**.
- Les contraintes maximales sont concentrées à l'extrémité de l'âme dans la direction '2' au niveau de l'appui gauche d'une magnitude égale à **-1696,57 MPa** , elle est dépassée de loin la limite d'élasticité de l'acier utilisé.
- Les contraintes S_{33} dans l'âme sont nulles pour n'importe quel type de chargement, ce qui concorde avec la théorie linéaire des plaques.
- Les déformations maximales sont concentrées à l'extrémité de l'âme dans la direction '2', au niveau de l'appui gauche d'une magnitude égale à **-7,54 e-3**.
- Le chargement de la poutre par la charge permanente constante et la charge ponctuelle horizontale appliquée à l'extrémité de l'âme provoque un état de déformation remarquable dans le sens d'application de la charge ponctuelle, dans la direction '1'. Le déplacement est plus prononcé avec l'augmentation de cette dernière, qui vari successivement dans un ordre croissant de 1020,89 N et de 2041,79 N. le déplacement augmente de **99,99 %**.
- Le déplacement maximal dans la direction '1' noté, à l'extrémité de l'âme où dans laquelle, on applique une force horizontale variable. L'augmentation de cette dernière influe sur la variation du déplacement, une valeur de **16,67 mm** enregistrée lorsqu'on applique une charge de 1020,89 N et **33,34 mm** pour une charge de 2041,79 N.
- L'augmentation de la charge ponctuelle n'a aucune influence sur l'augmentation des déplacements dans les directions '2' et '3'.
- L'augmentation de la charge horizontale n'influe que sur l'accroissance des contraintes à l'extrémité de l'âme dans les directions '1'et '2' et qu'au milieu de l'âme dans la direction '2'.
- Dans la direction '1', à l'extrémité de l'âme, on a observé une augmentation des contraintes au point d'application de la charge horizontale de **17,28 %** pour 1020,89 N et de **34,55 %** pour une charge de 2041,79 N et une réduction au niveau de l'appui.
- Dans la direction '2', une augmentation de contrainte de **22,58%** pour 1020,89 N et de **45,17%** pour une charge de 2041,79 N , une diminution de celles -ci au niveau de l'appui de **9,76 %** pour une charge de 1020,89 N et de **19,53 %** pour 2041,79 N .
- Les contraintes S_{33} dans la direction '3' sont nulles pour n'importe quel type de chargement, ce qui concorde avec la théorie linéaire des plaques.

-Les mêmes remarques que nous avons enregistrées pour les variations des déformations.

- Puisque les contraintes S_{33} dans la direction '3' dans l'âme pour n'importe quel chargement sont nulles, les déformations sont nulles.

- Pour le cas de renforcement de l'âme de la poutre par deux panneaux en béton, nous avons enregistrés une diminution importante dans les valeurs des déplacements, d'une façon très remarquable dans toutes les directions surtout dans la direction '1' à l'extrémité de l'âme de **98,54 %**.

- Le renforcement de l'âme avec les panneaux en béton de part et d'autre réduit aussi :

✓ Le déplacement maximal au milieu de l'âme, dans la direction '2' d'un pourcentage de **40,45 %**.

✓ Le déplacement maximal à l'extrémité de l'âme, dans la direction '3' d'un pourcentage de **25,36 %**.

✓ La contrainte maximale au milieu de l'âme, dans la direction '1' de **63,24 %**.

✓ La contrainte maximale à l'extrémité de l'âme, dans la direction '2' de **99,80 %**.

✓ La déformation maximale au milieu de l'âme, dans la direction '1' de **75,69 %**.

✓ La déformation maximale à l'extrémité de l'âme, dans la direction '2' de **98,90%**.

- On conclue que la solution de renforcement de la poutre PRS, avec deux panneaux en béton de part et d'autre augmente la rigidité de la poutre. Ce qui permet d'assurer leur stabilité et améliorer leur comportement mécanique.

-Dans le quatrième chapitre, on fait un assujettissement de la poutre non renforcée aux essais de laboratoire. Cette dernière soumise à une charge horizontale opposée de l'appui gauche à l'extrémité de l'âme plus une charge constante uniformément répartie sur sa longueur

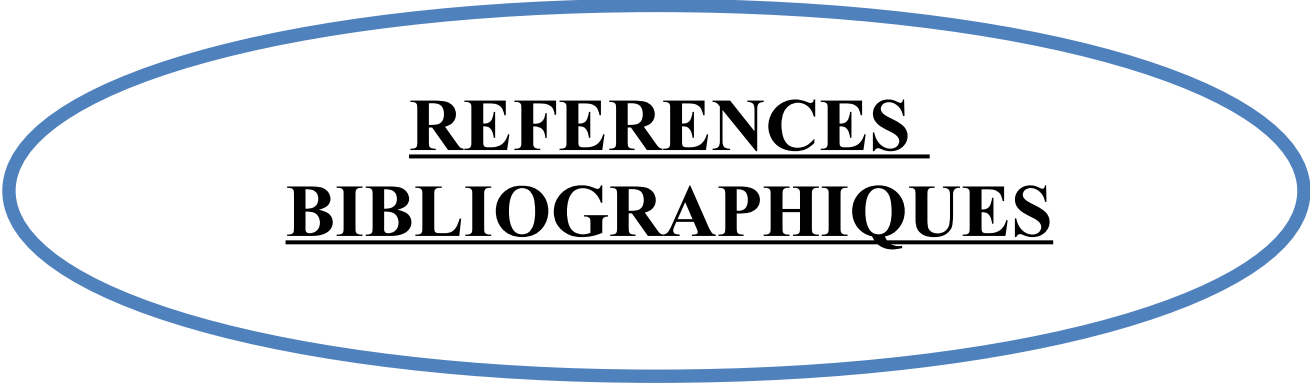
-Les flèches augmentent par l'augmentation de la charge horizontale.

- Les déplacements du point le plus sollicité, c'est-à-dire le point proche à la zone d'application de la charge horizontale, pour une poutre non renforcée augmentent avec l'incrément des charges extérieures.

-Les résultats obtenus montrent que plus nous nous rapprochons de l'appui plus les déformations augmentent.

▪ **Perspectives :**

- ✓ Il est proposé de faire renforcer plusieurs poutres PRS d'un pont bipoutre avec des techniques différentes en laboratoire comme utilisant :
- les panneaux en béton
 - Raidisseur verticaux et horizontaux
 - TFC



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **MARC.LANDOWSKI. BERTRA LEMOINE.** Collection Mémentos. Concevoir et construire en acier, 2005.
- [2] **CENTRE D'INFORMATION SUR LES EMBALLAGES RECYCLES EN ACIER FABRICATION DE L'ACIER,** www.ciemra.fr
- [3] **M35 2001-2002** Construction chapitre 6 (les ossatures en acier).
- [4] **SITE INTERNET, USINOR,** <http://www.usinor.com/>
, www.acierconstruction.com **L'acier : présentation d'un matériau**
, www.otua.org/v3/batiment/avantages-construction-acier.htm - 17k).3
, www.constructalia.com .
, CETICIM, Acier construction
, ORGANISME CETICIM
, www.wikipedia.org/wiki/ABAQUS,_Inc
, <http://wapedia.mobi/fr/Abaqus>
- [5] **FRANÇOIS FREY,** Analyse des structures et milieux continus mécanique des structures, (chap11-instabilité et flambement)
- [6] **GROUPE DE TRAVAIL.** Cours APK Chapitre 6, 1991.
- [7] **G. LOOSS:** "Elementary stability and bifurcation theory", Springer-Verlag, 1990.
- [8] **A. LEGER, A. COMBESURE, M. POTIER-FERRY :** "Bifurcation, flambage, stabilité en Mécanique des structures", Cours IPSI, 1998.
- [9] **A. LEGER :** "Bifurcation, flambage, stabilité en mécanique des structures", Note EDF-DER HI-74/98/024/0.
- [10] **C. CHAVANT, A. COMBESURE, J. DEVOS, A. HOFFMANN, Y. MEZIERE :** "Flambage élastique et plastique des coques minces", Cours IPSI, 1982.
- [11] **J.C. WOHLER, T.J. HEALEY:** "A group theoretic approach to the global bifurcation analysis of an axially compressed cylindrical shell", Comp. Meth. In Applied Mech. And Engineer. Vol. 122, 315-349, 1995.
- [12] **N. GREFFET, J.M. PROIX, L. SALMONA –Organism (s): EDF-R&D/AMA)**
(Critères de stabilité structurale), 22/07/2009.
- [13] Théorie linéaire du voilement des plaques.
- [14] **BERNARD PILON,** Renforcement de poutres à âme pleine au moyen de barres de précontrainte – cas des viaducs du boulevard la jeunesse.
- [15] **KOFFI AHO VERCELLINO,** Construction Métallique- Conception, 2001.
- [16] **JEAN-PIERRE MUZEAU,** Constructions métalliques - Assemblages par soudage - Université Blaise Pascal de Clermont-Ferrand, 2005.
- [17] **SAF-CONSTRUCTION METALLIQUE,** Fabrication de PRS - Profilés Reconstitués Soudés catalogue.

- [18] **KOFFI AHO VERCELLINO**, Composants métalliques fléchis – Conception, 2003.
- [19] **ARAYE RADJI, COLLON SAMUEL, VERZAT BENOIT**, PROJET DE CONSTRUCTION - PONT MIXTE ACIER-BETON - *Mai 2005*.
- [20] **SAMIRA ZEMOULI**, Modélisation Numérique Du Comportement Des PRS Vis-à-vis De L'instabilité Elastique ,2008 .
- [21] **MICKAËL ABBAS** -Université de Technologie de Compiègne -Laboratoire Roberval / UMR UTC-CNRS] , 2004 .
- [22] **ZHI-HUA ZHONG**, Finite Element Procedures for CONTACT-IMPACT PROBLEMS -Oxford Science publications, 2005.
- [23] **OLIVIER ANSART-FABIEN AVRILLAS-ERIC KREMER -IBRAHIMA NIANG -KARIM ZANNIR OU MNRV 2**, Apprentissage du crash sur ABAQUS, Projet scolaire 2004/2005 –université du Maine.
- [24] **J.L. BATOZ, G.DHATT**, "Modélisation des structures par éléments finis : poutres et plaques ", Hermès, Paris, 1992.
- [25] **D. BUI**, "Le cisaillement dans les plaques et les coques : modélisation et calcul", Note HI-71/7784, 1992.
- [26] **JEAN-JACQUES BARRAU, MICHEL SUDRE**, Modélisation des structures par éléments finis, 1997.
- [27] **FRANCK POURROY**, Apport des éléments finis à la conception mécanique, 1991.
- [28] **YANNICK SIEFFERT**, L'entretoisement des ponts mixtes multipoutres ferroviaires, Analyse numérique et expérimentale, 2004.