

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté des sciences de l'ingénieur

Année 2008

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de MAGISTER

MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES PRS VIS-A-VIS DE L'INSTABILITE ELASTIQUE

Option

Structures et matériaux.

Par

SAMIRA ZEMOULI

DIRECTEUR DE MEMOIRE Dr YAZID HADIDANE M.C Université de Annaba

DEVANT LE JURY

PRESIDENT : Dr KAMEL DJEGHABA M.C Université de Annaba

EXAMINATEURS : Dr AMIRAT ABDELAZIZ M.C Université de Annaba

Dr MERZOUD MOULOUD M.C Université de Annaba

REMERCIEMENTS

ملخص

رسالة مقدمة

لنيل شهادة الماجستير

عنوان.

التحليل الرقمي للروافذ الملحمة الحديدية :

صاحبة الرسالة

زمولي سميرة

مؤسسة

جامعة باجي مختار عنابة

بعد المعاينة التي قامت بها مجموعة من الأساتذة بجامعة عنابة و الاستنتاج الذي دلو به علي الإلتلاف الذي تسبب به الزلزال في ناحية بومرداس في 12 ماي 2003, فريق البحث العلمي شعبة هياكل بنية وفولاذ بدوا بوضع برنامج يتعلق بتقوية الروافذ الملحمة الحديدية و ذلك من اجل التقليل إلي أدنى حد أو على مستوى مقبول م ن التشويه في الروافذ و الحفاظ على معظم البنايات الموجودة خاصة الممتدة مثل المعابر المرفوعة والبنايات القديمة (تجديد ميراثنا المعماري).

هذه الدراسة تتمثل في التحليل الرقمي لكيفية آلية التصرف للروافذ الملحمة الحديدية و خاصة التوقع الذي يحدث في الجزء العمودي المتمثل في العارضة الرفيعة م ن الرافدة. في أول الأمر قمنا بدراسة الرافدة وحدها تحت تأثير قوة منتشرة على سطحها الأعلى و قوة نقطية ثابتة المكان لكنها متغيرة في الشدة تمثل قوة الزلزال بعدها قمنا بدراسة آلية التصرف لهذه الرافدة لكن هذه المرة ثم تعزيزها بالخرسانة على كل جنب من العارضة الرفيعة، وهذا بهدف معرفة آلية تصرفها و مقارنتها مع الرافدة الغير معززة بالخرسانة وذلك باستخدام بروقرام كاستام 2000 و مقارنته مع النتائج المتحصل عليها بواسطة أباكيس

كلمات المفتاح:

رافدة ملحمة حديدية(ب.ر.س)، التوازن، التوقع، الترصيص، خرسانة، كاستام 2000، اباكيس

RESUME

MEMOIRE SOUMISE

POUR LE DIPLOME DE MAGISTER

Titre:

**MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES PRS VIS-A-VIS
DE L'INSTABILITE ELASTIQUE**

Auteur:

SAMIRA ZEMOULI

Institution:

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA

Suite à l'expertise effectuée par un ensemble d'enseignants de l'Université de Annaba , à la conclusion de leur rapport sur le dommage occasionné par le fort séisme survenue dans la région de BOUMERDES le **21 mai 2003** l'équipe de recherche option structure et construction métallique ont initié un programme de recherche concernant le renforcement des poutres métalliques afin de prévenir et de réduire au minimum ou à un niveau acceptable d'éventuelle déformation en cas d'un séisme futur et de préserver l'intégralité des structures existantes de grandes portées utilisées dans les ouvrages d'art ou aussi des structures de bâtiments (restauration de notre héritage architectural)

Cette étude porte sur l'analyse numérique du comportement mécanique des poutres reconstituées soudées plus précisément sur le voilement de l'âme de ces poutres. Dans un premier temps nous avons étudié le comportement de la poutre PRS lorsque celle-ci est chargée : charge permanente qui est constante et charge horizontale ponctuelle variable en intensité représentant l'effort sismique. Dans un deuxième temps nous avons réalisés la même étude numérique sur la poutre mais cette fois-ci cette dernière est renforcée par deux panneaux de béton au niveau de l'âme seulement dans le but d'analyser le comportement mécanique de cette dernière et le comparer avec celui de la poutre toute seule. Cette analyse a été réalisée par une élaboration d'un programme de modélisation en élément finis CASTEM2000 en langage de GIBIANE et par un calcul similaire en utilisant le logiciel ABAQUS.

MOTS CLES : PRS , stabilité, voilement des âmes, renforcement, Béton , modélisation, CASTEM , ABAQUS

ABSTRACT

THESIS SUBMITTED

FOR THE MAGISTER'S DEGREE

Title:

NUMERICAL MODELING OF PRS BEAM BEHAVIOUR
STADY OF ELASTIC INSTABILITY.

Author:

SAMIRA ZEMOULI

Institution:

BADJI MOKHTAR –ANNABA UNIVERSITY

Following the study and evaluation made by a team of Annaba university lecturer and the conclusion of their report on the damages caused by the huge earthquake in the area of BOUMERDES on the 21 of Mai 2003 the structure research group initiated an ambitious research program on the steel beam reinforcement to predict and reduce to a minimum level or at least to an acceptable level the deformations that will be induced as a result of any earthquake that will happen in the near future and also to preserve the shape and body of the large construction in place. This study deals with the numerical analysis of the mechanical behavior of welded reconstituted steel beams (PRS) to be more accurate the buckling of these beams.

The first part of the research was to study the PRS steel beam's behavior under a constant dead load and a horizontal point load which the increasing magnitude simulates the earthquake's effort.

The second part of the study deals with the numerical analysis of the mechanical behavior of the same beam whose plate girder was reinforced by a concrete plate en each side. This has been carried out in order to see and compare the results obtained for the unreinforced beam. The numerical Study was carried out using CAST3M code and the computer package ABAQUS which has been used to confirm the results obtained by the CASTEM written program. The figures obtained using the two programs have shown good agreement in the results.

Key words: PRS, stability, reinforcement, concrete, FEM, CASTEM, ABAQUS

Sommaire

<i>Chapitres</i>	<i>Pages</i>
ملخص	i
ABSTRACT	ii
RESUME	iii
LISTE DES FIGURES	iv
INTRODUCTION	1
1.1 INTRODUCTION GENERALE	2
1.2 OBJECTIF DU TRAVAIL	4
1.3 PRESENTATION DU TRAVAIL	6
CHAPITRE UN RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	7
1.1 INTRODUCTION	8
1.1.1 L'acier	9
1.1.2 Introduction	10
1.1.3 Définition	10
1.1.4 Avantage de l'acier	10
1.2 STABILITE DES STRUCTURES.	11
1.2.1 Introduction	11
1.2.2 Etat d'équilibre stable et instable	12
1.3 Critères généraux de la stabilité	13
1.3.1 Introduction	13
1.3.2 Principes de détermination de la stabilité des structures.	14
1.3.2.1 Principe du travail virtuel	14
1.3.2.2 Principe de l'énergie potentielle stationnaire	15
1.3.3 Mode d'instabilité élastique	16
1.3.3.1 Introduction	16
1.3.3.2 Flambement des poteaux	17
1.3.3.3 Le flambement latéral d'une poutre	17
1.3.3.4 Voilement des plaques	18
1.4 Flambement des éléments réelles des structures.	21
1.4.1 Introduction	21
1.4.2 Le voilement	22

1.5	Etudes antérieures sur le voilement d'une âme mince.	31
2.5	Présentations de quelques études sur le voilement de l'âme	35
CHAPITRE DEUX: PREDIMENSIONNEMENT DU MODELE		41
2.1	Introduction	42
2.2	Définition des poutres reconstituées soudées	42
2.3	Avantage des poutres reconstituées soudées	42
2.4	But d'utilisation des poutres reconstituées soudées	44
2.5	Méthode de fabrication	44
2.5.1	Techniques de soudage	45
2.6	Défaut d'imperfection des poutres reconstituées soudées	47
2.7	Prédimensionnement des poutres reconstituées soudées	47
2.7.1	Selon l'Eurocode	47
2.7.2	Classification des sections	48
2.7.2.1	Conditions sur les sections transversales pour une analyse globale élastique	49
2.8	Détermination du modèle	52
2.8.1	Choix d'une structure représentative	52
CHAPITRE TROIS: ETUDE NUMERIQUE DES POUTRES PRS.		55
3.1	Introduction	56
3.2	Aperçu succinct sur le logiciel CASTEM.	56
3.2.1	Brève définition du logiciel CASTEM	56
3.3	Choix de la nature des éléments	56
3.3.a	Eléments plaques	57
3.3.b	Eléments volumiques	57
3.4	Discrétisation et définition du modèle numérique	58
3.4.1	Modélisation de la poutre	58
3.4.2	Taille des éléments	58
3.4.3	Maillage des connections	59
3.4.3.1	Quelques rappels sur les contacts entre les surfaces libres	59
3.4.3.2	Elément joint dans CASTEM	60
3.5	Organigramme du programme	63
3.6	Analyse statique	65
3.6.1	Etat de déformation de la poutre	65
3.6.2	Isovaleurs des déplacements de la poutre	69

3.6.3	Evolution du déplacement en fonction de la charge ponctuelle	75
3.6.4	Contraintes dans l'âme de la poutre	78
3.6.4.a	Contraintes à l'extrémité de l'âme	83
3.6.4.b	Contraintes le long de l'âme	84
3.7	Poutre renforcée avec deux panneaux en béton	85
3.7.1	Maillage de la poutre renforcée	85
3.7.2	Déplacement de la poutre renforcée	87
3.7.3	Courbe des déplacements de la poutre renforcée	96
3.7.3.1	Influence de l'épaisseur du béton sur la poutre	100
3.7.4	Contraintes dans l'âme renforcée	101
3.7.5	Comparaison des contraintes dans l'âme	105
3.7.5.a	A l'extrémité de l'âme	105
3.7.5.b	A mi-hauteur de l'âme	108
3.8	Validation des résultats	111
	CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	115
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	119

LISTE DES FIGURES

Figure	titre	Pages
Fig.1.1	Trois états d'équilibre.	13
Fig.1.2	Flambement des poteaux	17
Fig.1.3	Flambement latéral des poutres	18
Fig 1.4	Voilement des plaques	19
Fig.1.5	Relation entre k et le rapport a/b	21
Fig.1.6(a)	Prise de vue sur le voilement de l'âme PRS	22
Fig.1.6(b)	Prise de vue voilement de l'âme	23
Fig.1.7	Type de voilement des plaques	23
Fig.1.8	Cas fondamental de voilement d'une plaque	24
Fig.1.9	Mode de flambement d'une plaque chargée en compression	25
Fig.1.10	Comportement d'une plaque chargée en compression.	26
Fig.1.11	Distribution de contrainte	27
Fig.1.12	Influence de l'élancement de la plaque sur la contrainte	28
Fig.1.13	Plaque chargée au cisaillement	30
Fig 1.14	Influence de la variation de la raideur de la semelle sur le mode la ruine	34
Fig 1.15	Influence de la variation de la hauteur d'âme sur le mode de ruine	34
Fig1.16	Flèche des membrures et déformation hors du plan de la poutre d'essai	34
Fig1.17	Distribution transversale des allongements longitudinaux durant les essais	36
Fig1.18	voilement de l'âme	37
Fig.1.19	influence de la nature d'acier sur le voilement de l'âme	38
Fig.1.20	comportement de l'âme	39
Fig.1.21	essais d'instabilité au cisaillement	40
Fig 2.1	exemple1 d'utilisation des PRS	43
Fig 3.2	exemple2 d'utilisation des PRS	43
Fig 2.3	différents type de PRS	44
Fig.2.4	Différent type de joints soudés.	46
Fig 2.5	méthode d'obtention d un joint soudé	46
Fig 2.6	PRS à échelle réelle	52
Fig.2.7	structure réelle	53
Fig.2.8	structure à échelle réduite	53
Fig 2.9	section réduite .	54
Fig.3.1	Points d'intégration d'un élément plaque	57

Fig.3.2	Élément volumique	58
Fig.3.3	Contact entre deux éléments	60
Fig.3.4 a	Maillage compatible sur l'interface	60
Fig.3.4 b	Maillage incompatible sur l'interface	60
Fig.3.5	Élément joint entre deux éléments	61
Fig.3.6	Maillage de la poutre.	65
Fig.3.7	conditions aux limites.de la poutre seule.	65
Fig.3.8	Flexion simple de la poutre sous la charge permanente	66
Fig.3.9(a)	Influence de la charge horizontale sur l'état de déformation de la poutre pour 3kN	67
Fig.3.9(b)	Influence de la charge horizontale sur l'état de déformation de la poutre pour 5kN	67
Fig.3.9(c)	Influence de la charge horizontale sur l'état de déformation de la poutre pour 8kN	68
Fig.3.9(d)	Influence de la charge horizontale sur l'état de déformation de la poutre pour 10kN	68
Fig.3.10 (a)	Isovaleurs des déplacements dans la direction x sous charge=3KN	69
Fig.3.10 (b)	Isovaleurs des déplacements dans la direction x sous charge=5KN	70
Fig.3.10 (c)	Isovaleurs des déplacements dans la direction x sous charge=8KN	70
Fig.3.10 (d)	Isovaleurs des déplacements dans la direction x sous charge=10KN	71
Fig.3.11 (a)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=3KN	71
Fig.3.11 (b)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=5KN	72
Fig.3.11 (c)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=8KN	72
Fig.3.11 (d)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=10KN	73
Fig.3.12 (a)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=3KN	73
Fig.3.12 (b)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=5KN	74
Fig.3.12 (c)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=8KN	74
Fig.3.12 (d)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=10KN	75
Fig.3.13	Déplacement de l'extrémité de l'âme dans la direction X	76
Fig 3.14	déplacement de l'extrémité de l'âme dans la direction de Z	76
Fig.3.15	déplacement de l'extrémité de l'âme dans la direction de Y	77
Fig.3.16	Déplacement à mi-hauteur de l'âme pour différents chargements	77
Fig.3.17 (a)	Contrainte σ_{zz} dans l'âme de la poutre Pour une charge de 3KN	78
Fig.3.17 (b)	Contrainte σ_{zz} dans l'âme de la poutre Pour une charge de 5KN	78
Fig.3.17 (c)	Contrainte σ_{zz} dans l'âme de la poutre Pour une charge de 8KN	78
Fig.3.17 (d)	Contrainte σ_{zz} dans l'âme de la poutre Pour une charge de 10KN	78
Fig.3.18 (a)	Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre pour une charge de 3KN	79

Fig.3.18 (b)	Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre pour une charge de 5KN	79
Fig.3.18 (c)	Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre pour une charge de 8KN	80
Fig.3.18 (d)	Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre pour une charge de 10KN	80
Fig.3.19 (a)	Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre pour une charge de 3KN	81
Fig.3.19 (b)	Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre pour une charge de 5KN	81
Fig.3.19 (c)	Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre pour une charge de 8KN	82
Fig.3.19 (d)	Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre pour une charge de 10KN	82
Fig.3.20 (a)	variation de contraintes σ_{xx} à l'extrémité de l'âme	83
Fig.3.20 (b)	variation de contraintes σ_{yy} à l'extrémité de l'âme	83
Fig.3.20 (c)	1a Variation de contraintes σ_{xx} sur la longueur de l'âme	84
Fig.3.20 (d)	Variation de contraintes σ_{yy} sur la longueur de l'âme	85
Fig.3.21(a).	Maillage de poutre renforcée par les panneaux de béton liés avec élément joint	86
Fig.3.21(b).	Chargement de la poutre renforcée avec deux panneaux de béton	86
Fig.3.21(c)	Déformation de la poutre renforcée avec deux panneaux de béton	87
Fig.3.22 (a)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=3KN	88
Fig.3.22 (b)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=5KN	88
Fig.3.22 (c)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=8KN	89
Fig.3.22 (d)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=10KN	89
Fig.3.23 (a)	Isovaleurs des déplacements dans la direction X sous charge=3KN	90
Fig.3.23 (b)	Isovaleurs des déplacements dans la direction X sous charge=5KN	90
Fig.3.23 (c)	Isovaleurs des déplacements dans la direction X sous charge=8KN	91
Fig.3.23 (d)	Isovaleurs des déplacements dans la direction X sous charge=10KN	91
Fig.3.24 (a)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=3KN	92
Fig.3.24 (b)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=5KN	92
Fig.3.24 (c)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=8KN	93
Fig.3.24 (d)	Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=10KN	93
Fig.3.25	Isovaleurs des déplacements de l'âme renforcée dans la direction Y	94
Fig.3.26	Isovaleurs des déplacements de l'âme renforcée dans la direction X	94
Fig.3.27	Isovaleurs des déplacements de l'âme renforcée dans la direction Z	95
Fig.3.28	influence de la charge ponctuelle sur le déplacement de l'âme sens y.	95
Fig.3.29 (a)	comparaison du déplacement poutre renforcée et non renforcée 3kN	96
Fig.3.29 (b)	comparaison du déplacement poutre renforcée et non renforcée 5kN	97
Fig.3.29 (c)	comparaison du déplacement poutre renforcée et non renforcée 8kN	97
Fig.3.29 (d)	comparaison du déplacement poutre renforcée et non renforcée 10kN	98

Fig.3.30	influence de la charge ponctuelle sur le déplacement à mi hauteur de l'âme.	99
Fig.3.31	comparaison des déplacements à mi hauteur de la poutre renforcée et non renforcée:10kN	99
Fig.3.32	effet de l'épaisseur du béton sur le déplacement de l'âme.	100
Fig.3.33	comparaison des déplacements de la poutre renforcée et non renforcée	100
Fig.3.34	Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 3KN	101
Fig.3.35	Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 5KN	101
Fig.3.36	Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 8KN	102
Fig.3.37	Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 10KN	102
Fig.3.38	Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 3KN	103
Fig.3.39	Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 5KN	104
Fig.3.40	Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 8KN	104
Fig.3.41	Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de10KN	105
Fig.3.42	Valeur de contraintes σ_{xx} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée.	105
Fig.3.43(a)	Comparaison des contraintes σ_{xx} de la 'âme de la poutre renforcée et non renforcée Pour la charge 3kN	106
Fig.3.43(b)	Comparaison des contraintes σ_{xx} de la 'âme de la poutre renforcée et non renforcée Pour la charge 10kN	106
Fig.3.44	Valeur de contraintes σ_{yy} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée	107
Fig.3.45(a)	Comparaison des contraintes σ_{yy} de la 'âme de la poutre renforcée et non renforcée Pour la charge 3kN	107
Fig.3.45(b)	Comparaison des contraintes σ_{yy} de la 'âme de la poutre renforcée et non renforcée Pour la charge 10kN	108
Fig.3.46	Valeur de contraintes σ_{xx} à mi hauteur de l'âme de la poutre renforcée.	109
Fig.3.47	Comparaison des contraintes σ_{xx} de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée Pour la charge 10kN	109
Fig.3.48	Valeur de contraintes σ_{yy} à mi hauteur de l'âme de la poutre renforcée.	110
Fig.3.49	Comparaison des contraintes σ_{yy} de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée Pour la charge 10kN	111
Fig.3.50	Déplacement maximum des poutres renforcée et non renforcée au point le plus sollicité par CASTEM et ABAQUS	112
Fig.3.51	Contraintes maximum dans le sens 'x' des poutres renforcée et non renforcée au point le plus sollicité par CASTEM et ABAQUS	113
Fig.3.52	Contraintes maximum dans le sens 'x' des poutres renforcée et non renforcée au point le plus sollicité par CASTEM et ABAQUS	113



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION :

1.1. INTRODUCTION GÉNÉRALE:

De nos jours l'industrie de la construction considère avec un intérêt particulier la restauration de notre héritage architectural. Le futur de cette industrie sera de plus en plus concerné par des aspects de renforcement, réutilisation et modernisation de vieux bâtiments qui peuvent avoir été endommagés, par exemple, par l'action atmosphérique ou par un tremblement de terre ou qui doivent être modifiés en fonction du changement d'utilisation, du remplacement de composants non structurels, tels que les utilités ou afin de supporter des installations additionnelles. Idéalement la possibilité de remise en état devrait être considérée dès le projet original en veillant à la flexibilité et l'adaptabilité de la forme structurelle utilisée.

Malheureusement, beaucoup d'ouvrages actuellement remis en état ont été conçus et construits il y a longtemps, bien avant l'introduction de caractéristiques techniques telles que les systèmes modernes de conditionnement d'air, les réseaux de télécommunication et les cloisons légères. Même si les besoins de rééquipement du bâtiment ont été pris en considération, il était difficile de prévoir l'ensemble des progrès qui ont été réalisés et la possibilité de remplacer les principaux composants des installations des bâtiments après un temps relativement court. La facilité de modernisation des constructions est devenue de nos jours une préoccupation importante au niveau du projet.

Certains des bâtiments ou ouvrages d'art, à rénover peuvent être d'un type courant, mais nombreux sont les bâtiments ou ouvrages d'art d'intérêt historique ou architectural. Dans tous les cas l'acier est un matériau idéal pour les travaux de rénovation à la fois du point de vue structurel et du point de vue architectural.

La charpente métallique fournit une base adaptée à toutes les formes de rénovation et de reconstruction aussi bien temporaire que permanente.

Dans tous travaux de remise en état ou de reconstruction, une évaluation initiale de la structure existante doit être menée à bien. L'examen doit considérer si le bâtiment ou l'ouvrage d'art existant est apte à une rénovation et si les éléments structurels sont capables de porter les nouvelles actions de service ou si, au contraire, ils doivent être remplacés afin de répondre aux nouvelles exigences du plan.

La construction métallique est très développée dans le domaine des bâtiments industriels et de stockage. Les avantages et les possibilités de la technique répondent à la demande des maîtres d'ouvrage en la matière. L'une des causes expliquant ce phénomène est probablement une méconnaissance du matériau et de ses capacités (acier).

Du point de vue structurel, l'acier peut être largement utilisé dans toutes les formes d'interventions à des structures existantes. Ces utilisations peuvent être classées en ordre d'importance de la manière suivante : assurer la sécurité, réparer, renforcer et restructurer. Ces avantages sont encore plus justifiés suite aux développements d'éléments de bonnes caractéristiques par reconstitution de poutre par soudage.

Malgré le haut niveau de fabrication, d'utilisation et de développement de ces éléments ainsi que les différentes recherches qui leur sont consacrées, leurs caractéristiques de résistance et de stabilité ne sont pas parfaitement maîtrisées. Ceci est surtout lié à :

- La sensibilité de tels éléments aux phénomènes d'instabilité générale et locale.
- Leur déformabilité.
- La présence de contraintes résiduelles de différentes origines
- Le manque de résultats expérimentaux suffisants sur leur comportement.

D'une manière générale le patrimoine d'ouvrage métallique est très important, la nature des ouvrages est très variée et certains d'entre eux sont plus que centenaires. Pour les maintenir en service dans les meilleures conditions des sécurités, ces ouvrages doivent être réhabilités. Les décisions permettant d'assurer dans les conditions optimales l'entretien, la répartition et le renforcement des ouvrages métalliques reposent sur un diagnostic pertinent et sur un choix approprié des techniques. A partir de l'analyse des

cas concrets, cette formation permettra aux participants d'acquérir les éléments de connaissance et de méthode pour :

- Connaître les causes de la dégradation et des pathologies des ouvrages métalliques ;
- Identifier les moyens qui permettent de diagnostiquer les pathologies ;
- Choisir les solutions de répartitions ou de renforcement les plus adaptées aux plans techniques et économiques.

Le thème central de ce travail est la mise en valeur des potentialités de la connexion entre l'acier et le béton et des avantages que la mixité apporte au cours de la vie des ouvrages ; d'où vient l'idée de renforcer l'âme des poutres reconstituées soudées avec des panneaux de béton au niveau de son âme. Dans cette optique la simulation numérique par la méthode des éléments finis est devenue un outil indispensable pour analyser le comportement structurel de cette poutre. La comparaison d'une poutre comportant deux panneaux de béton au niveau de l'âme avec une poutre n'en comportant pas, est alors capable de quantifier et de qualifier l'avantage du renforcement avec du béton.

1.2 OBJECTIF DU TRAVAIL :

Tenant compte de tous ces aspects, le but de ce travail consiste en l'étude de la résistance et de la stabilité de poutres reconstituées soudées. Il s'agit de mettre en évidence l'influence des principaux paramètres qui affectent le comportement de ces structures, principalement :

- Imperfection géométrique ;
- Contraintes résiduelles ;
- Caractéristiques dimensionnelles ;
- Procédés d'assemblage ;
- Interaction avec d'autres matériaux (béton) ;

L'analyse portera sur le comportement statique ainsi que sur la sensibilité aux phénomènes d'instabilité flambement d'ensemble, déversement, plus précisément le voilement de l'âme de la poutre PRS seule et après renforcement de l'âme par des

panneaux de béton. Depuis l'antiquité, l'homme essaie d'associer différents matériaux en sa possession afin de tirer sur le plan mécanique et économique le meilleur parti possible de cette association. Dans le domaine des bâtiments et des travaux publics, les matériaux les plus utilisés en raison de leur rapport coût/performance sont l'acier et le béton [1].

Les types de structures considérées et qui peuvent répondre à de nombreux cas pratiques sont :

- Structures de grandes portées utilisées dans les ouvrages d'art ; on citera le cas des PRS du pont de BOUMERDES qui a été endommagé par le séisme de mai 2003.



Prise de vue du séisme pont de BOUMERDES mai 2003

- Structures de bâtiment à réhabiliter ou à renforcer.

1.3. PRESENTATION DU TRAVAIL :

L'étude est faite en trois (03) phases :

Première phase : Ce mémoire 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 élastique. Dans ce dernier, une définition du voilement des plaques minces en général et le voilement des âmes des poutres reconstituées soudées en particulier a été présentée ainsi que des études faites par différents chercheurs sur le cloquage des âmes et quelques évolutions et tendances récentes pour assurer la durabilité des ouvrages métalliques.

Deuxième phase : Dans cette phase, le prédimensionnement de la poutre reconstituée soudée et la détermination du modèle numérique pour étudier le comportement de la poutre avant et après renforcement par deux panneaux de bétons au niveau de l'âme sont présentés dans le chapitre 2.

Troisième phase : Le chapitre 3 présente le modèle PRS implanté dans le code de calcul numérique CAST3M en langage de GIBIANE pour étudier son comportement quand il est soumis à une charge horizontale ponctuelle variable en intensité et une charge verticale permanente constante. Une analyse par le même programme du comportement de la poutre renforcée au niveau de l'âme par deux panneaux de béton à différentes épaisseurs ainsi une éventuelle validation des résultats obtenus faite en utilisant le logiciel ABAQUS sont aussi données dans le chapitre.

Enfin, les principaux résultats de cette recherche et leurs impacts dans la construction et la réparation des poutres endommagées ainsi que les perspectives sont présentés dans une conclusion générale

Chapitre 1

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1 :

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE:

1.1 INTRODUCTION :

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 de quel les hauts fourneaux fournissent en quantité importante un produit relativement bonne qualité [1].

Le fonctionnement mécanique des ossatures en acier ne diffère en rien, quant aux principes fondamentaux, du fonctionnement de n'importe quelle ossature. Les éléments fléchis sont toujours fléchis, les comprimés, comprimés... etc.

Toutefois, on relèvera que certaines différences sur la nature de matériaux induisent des différences de comportement ou de potentiel de fonctionnement. [2]

On donne quelques exemples des réalisations qui ont marqué le développement dans le domaine de la construction métallique:

1750	industrialisation de l'acier fondu.
1779	premier pont métallique conçu par ABRAHAM DARBY. Pont arc de Coalbrookdale sur la Serven (Angleterre) en fonte coulée, de 31m de portée.
1801	première véritable ossature métallique de bâtiment (poutre colonne) en Angleterre.
1881	Découverte et développement de la soudure à l'arc électrique.
1889	Réalisation à Paris, de la tour Eiffel (structure rivetée de 300m de hauteur) à l'occasion de l'exposition universelle.
1890	La reconstruction de Chicago après l'incendie. Mise en oeuvre
environ	des méthodes de protection contre le feu des structures aciers des bâtiments.

- 1931 Construction de l'Empire state building à New York : ossature en acier 380m de hauteur
- 1931 Utilisation de fils étirés à froids (résistance à la traction de 1520N/mm²) dans la construction à New York, par l'ingénieur Suisse O.H. Ammann, du George Washington Bridge de 1067m de portée.
- 1973 Construction du World Trade Center à New York : deux bâtiments de 110 étages hauts de 410 m chacun.
- 1974 Construction de la Sears Tower à Chicago : bâtiment de 109 étages d'une hauteur totale de 442m
- 1981 Réalisation du Humber Bridge à Hull (grande Bretagne) : pont suspendu de 1410m de portée centrale.
- 1998 Construction du Akashi Kaikyo Bridge au Japon : Pont suspendu de 1990m de portée centrale [3].

1.1.1. L'ACIER :

1.1.2. Introduction.

L'utilisation de l'acier dans la construction remonte à la fin du XIXe siècle, bien que les métaux ferreux soient connus depuis environ quarante siècles. Auparavant on employait la fonte qui peut se mouler facilement mais se révèle cassante et impossible à forger. Il faut donc l'assembler à l'aide de boulons, de vis ou de clavettes. On est progressivement passé, à partir des années 1840, de l'usage de la fonte à celui du fer puddlé, la fonte étant affinée industriellement pour obtenir du fer pur, plus souple et plus facile à laminier, à percer et à forger. Le principe des rivets posés à chaud a permis de disposer d'un mode d'assemblage universel et facile à mettre en oeuvre.

C'est une cinquantaine d'années plus tard que l'acier a pu être produit de façon industrielle et s'imposer ainsi à partir des années 1890 comme le matériau de la construction métallique, avec des caractéristiques physiques bien supérieures au fer grâce à la présence de traces bien dosées de carbone et d'autres éléments chimiques. L'assemblage s'est d'abord fait avec des rivets, puis, à partir des années 1930, par la soudure ou le boulonnage. La sidérurgie n'a cessé de perfectionner les qualités de ses aciers [4].

1.1.3 Définition :

L'acier est un matériau composé essentiellement de fer et de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement 1%) [2].

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- Soit involontairement : phosphore, soufre.....qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Soit volontairement : notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc.; ce qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité résilience, soudabilité).on parle dans ce cas, d'aciers alliés.

L'acier est généralement obtenu par une opération en deux phases :

- 1ère phase : l'introduction et la combustion de minerai de fer, de coke et de castine dans un haut-fourneau permet l'obtention de la fonte (matériau à plus de 1.7% de carbone).
- 2ème phase : il est procédé à la fonte liquide en acier, à une température de 1500°C environ, sous insufflation d'oxygène. Cette opération s'effectue dans un convertisseur et a pour objet de décarburer la fonte. L'acier obtenu ne possède plus qu'un faible pourcentage de carbone. Une autre technique d'élaboration par arc électrique se développe actuellement [3].

1.1.4 Avantage de l'acier

- L'acier est léger mais très robuste. Les fondations nécessaires sont moins lourdes, le transport et le montage sur chantier sont plus aisés.
- L'acier bénéficie d'une flexibilité considérable dans ses applications. Les plans des bâtiments sur mesure peuvent être modifiés selon les besoins.

- L'acier est disponible dans une grande variété de produits laminés à chaud ou à froid, plats ou profilés.
- Les composants sont produits en usine pour garantir exactitude et qualité. La coordination et l'avancement du chantier sont plus faciles à contrôler.
- Il est uniquement nécessaire d'assembler les éléments.
- La construction en acier est rapide. Il n'y a pratiquement que des travaux à sec
- Les charges sismiques sont intégrées dans le calcul du bâtiment.
- Le contrôle de qualité et l'assurance qualité donneront une garantie supplémentaire d'emploi économique de l'acier.
- Réhabilitation et renforcement des structures.
- L'acier est un matériau qui se marie bien avec son environnement :

– **Liberté de formes :**

Si l'insertion d'un bâtiment dans le paysage est avant tout affaire d'architecture et non de matériaux, opter pour un bâtiment à ossature métallique offre au concepteur une liberté de forme, une souplesse d'intervention, qui vont lui permettre de s'adapter au mieux aux contraintes du site.

– **Transparence :**

De surcroît, les ossatures en acier favorisent la transparence, la pénétration de la lumière naturelle, ce qui se traduit par un moindre impact visuel.

• **Adaptation à tous les types de sites :**

Utilisé en élément de façade ou d'enveloppe, l'acier apporte à l'architecte un éventail de textures, de géométries et de coloris, qui vont l'aider à répondre aux contraintes environnementales les plus aiguës, du site le plus contemporain au centre-ville classé monument historique, en passant par la pleine campagne.

Etc.

1.2. STABILITE DES STRUCTURES :

1.2.1. Introduction:

Les théories sur la stabilité ont été élaborées afin de déterminer les conditions par les quelles 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'élancement 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. 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} . Plus généralement, il faut déterminer les configurations d'équilibre de la structure sous les chargements imposés, celles parmi ces configurations qui sont stables, la valeur critique des chargements et les conséquences sur le comportement qu'ont ces niveaux de charge.

1.2.2. ETAT D'EQUILIBRE STABLE ET INSTABLE :

D'une manière générale, on peut définir la stabilité comme la capacité d'un système physique à revenir à l'équilibre lorsqu'il est perturbé légèrement. Pour un système mécanique, on peut adopter la définition donnée par Dirichlet : «L'équilibre d'un système mécanique est stable si, lorsque l'on déplace les points du système de leur position d'équilibre d'une quantité infinitésimale et en leur donnant à chacun d'eux une faible vitesse initiale, les déplacements des différents points du système restent, pendant le déplacement, contenus dans des limites imposées faibles ».

Cette définition montre clairement que la stabilité détermine une qualité d'une solution (une solution d'équilibre) d'un système et que le problème de s'assurer de la stabilité d'une solution concerne le « voisinage » de cette solution particulière. Si on considère un système élastique conservatif, initialement en état d'équilibre sous l'action d'un ensemble de forces, le système s'écartera de cet état d'équilibre seulement s'il subit une force perturbatrice temporaire. Si l'énergie fournie au système par cette force perturbatrice est W , on a alors :

$$W = T + V = \text{constante} \quad (1.1)$$

Dans cette relation, T représente l'énergie cinétique du système et V l'énergie potentielle. Une faible augmentation de T s'accompagne d'une diminution faible identique de V et vice versa.

Si le système est initialement en configuration d'équilibre d'énergie potentielle minimale, alors l'énergie cinétique T du déplacement libre correspondant décroît dans la mesure où V doit croître. Par conséquent, le déplacement depuis l'état initial restera faible et l'état d'équilibre est stable. Pour des corps rigides, la stabilité peut être illustrée par l'exemple bien connu de la bille sur un support courbe. Si la bille repose sur une surface concave, l'équilibre est stable ; si l'on donne à la bille une vitesse initiale faible, elle commencera à osciller, mais restera à proximité de son état d'équilibre. D'un autre côté, si le système n'est pas dans une configuration de V minimum (.énergie potentielle), alors le fait de lui donner une impulsion va conduire très rapidement à de grands déplacements et vitesses et on dit que le système est instable. C'est le cas lorsque la bille repose au sommet d'une surface convexe ou au point d'inflexion horizontal d'une surface. Si la bille repose sur un plan horizontal, l'équilibre est dit « neutre » [5].

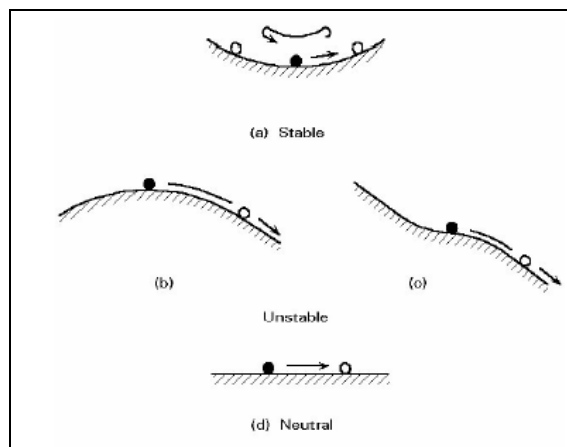


Fig.1.1 Trois états d'équilibre.

1.3. CRITERES GENERAUX DE STABILITE:

1.3.1. Introduction:

La conception générale des structures suppose la détermination des forces d'équilibre interne (moments, cisaillements, etc.) de la structure, sous charge donnée et la confirmation que la structure, sous ces conditions, est stable. Il est fondamental d'être sûr qu'une structure, légèrement écartée de sa position d'équilibre par des forces, des chocs, des vibrations, des imperfections, des contraintes résiduelles, etc. aura tendance à revenir à sa position initiale dès la suppression de la perturbation ; La plupart de ces méthodes dérivent des critères énergétiques généraux qui proviennent eux-mêmes des principes énergétiques de la mécanique.

Cette caractéristique requise de stabilité élastique est devenue de nos jours de plus en plus critiques avec l'usage croissant d'aciers à haute résistance dans des structures de plus en plus légères et élancées. La théorie de la stabilité élastique (flambement) fournit des méthodes pour déterminer :

- la stabilité d'une configuration d'équilibre,
- la valeur critique de la charge à l'instabilité.

La plupart de ces méthodes dérivent des critères énergétiques généraux qui proviennent eux-mêmes des principes énergétiques de la mécanique.

1.3.2. Principe de déterminations de la stabilité des structures:

L'étude des problèmes de stabilité fait appel à des critères généraux de l'énergie dérivés du principe du travail virtuel et du principe de l'énergie potentielle totale stationnaire.

Le premier de ces principes est identique au second pour des systèmes parfaitement conservatifs.

1.3.2.1. Principe du travail virtuel:

L'étude des problèmes de stabilité fait généralement appel au principe du travail virtuel, que l'on va voir dans ce paragraphe. 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.

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.

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 :

$$\delta W = \delta W_{int} + \delta W_{ext} = 0 \quad (1.2)$$

1.3.2.2. Principe de l'énergie potentielle total stationnaire:

Les forces intérieures et extérieures sont toutes conservatives (système parfaitement conservatif). Les forces intérieures dérivent d'une fonction scalaire unique des coordonnées généralisées $U (2.q_1, q_2, \dots q_n)$ dont la valeur U représente l'énergie de déformation exprimée par l'équation suivante :

$$W_{int.} = - \Delta U \quad (1.3)$$

De la même manière, les forces extérieures dérivent d'une fonction $\Omega (2.q_1, q_2, \dots q_n)$ 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 $V (2.q_1, q_2, \dots q_n)$, appelée fonction potentiel total, dont la valeur est donnée par l'énergie potentielle totale du système. Cette énergie potentielle totale peut être exprimée par :

$$V = U + \Omega \quad (1.4)$$

De toutes les configurations géométriques possibles d'un système, celle qui correspond à l'équilibre entre les charges appliquées et les réactions correspondantes sont celle pour laquelle l'énergie potentielle totale est stationnaire. [2]

1.3.3. MODE D'INSTABILITE ELASTIQUE :

1.3.3.1. Introduction:

Le calcul des structures exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée :

- Tant globalement, au niveau de la structure.
- Qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en deçà des limites admissibles.

Deux cas de figure se présentent :

- Le cas des petites déformations : Tant que l'on reste dans le domaine des petites déformations, on admet que les sollicitations ne varient pas (ou peu) sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.
- Le cas de grandes déformations : Dans ce cas, les déformations modifient considérablement les sollicitations qui les ont initiées et nécessitent des calculs spécifiques.

L'apparition de déformations importantes dans certaines pièces peut survenir :

- Dans le domaine élastique, lorsque la corrélation linéaire efforts/déformations n'est plus vérifiée, les déformations augmentant plus vite que les efforts appliqués.
- Dans le domaine élasto-plastique, lorsqu'il y a écoulement plastique.

Les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

- Le flambement, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion), qui est très dangereux.
- Le déversement, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.
- Le voilement qui affecte les âmes des pièces fléchies. [3].

D'une manière générale L'instabilité se produit dans tous les systèmes ou éléments soumis à des contraintes de compression. Le type le plus simple de flambement est celui d'une barre initialement rectiligne soumise à de la compression sous l'effet de deux forces axiales opposées Fig.1.2.

1.3.3.2. Flambement des poteaux

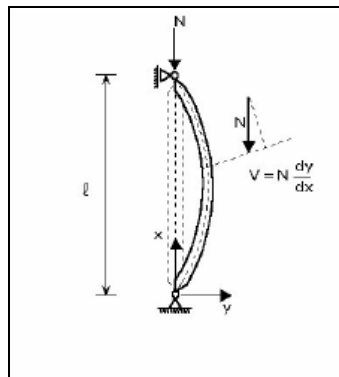


Fig.1.2 Flambement des poteaux

D'autres modes de flambement présentent un grand intérêt pratique pour les constructions en acier, comme par exemple :

1.3.3.3. Le flambement latéral d'une poutre:

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 1.3

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 (figure 1.3) ; le flambement latéral comporte donc de la flexion latérale et de la torsion.

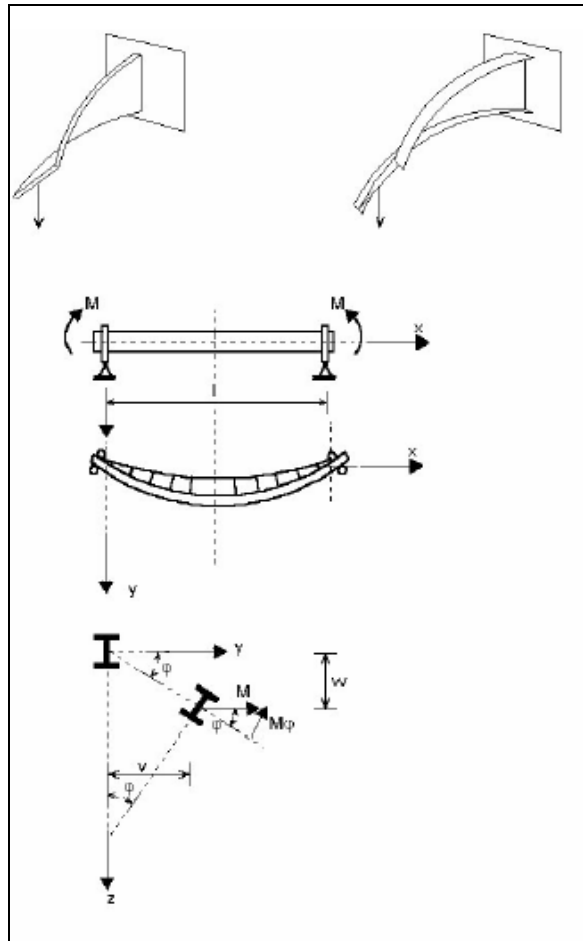


Fig.1.3 Flambement latéral des poutres

1.3.3.4. Voilement des plaques:

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 1.4. 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 1.4:

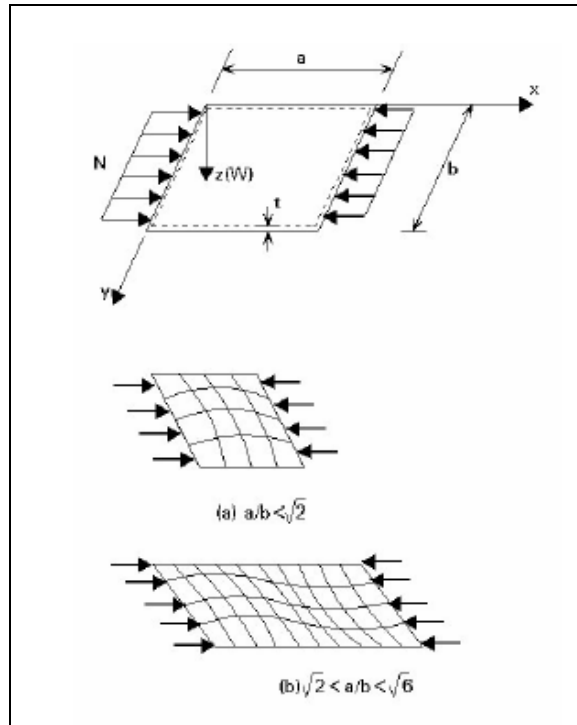


Fig.1.4 Voilement des plaques

Détermination de la charge critique :

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{N}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (1.5)$$

Où D représente la rigidité en flexion de la plaque :

$$D = \frac{E t^3}{12 (1 - \nu^2)} \quad (1.6)$$

La solution générale de cette équation est :

$$w = A \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (1.7)$$

Qui satisfait les conditions aux limites :

$$w = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad \text{pour} \quad x = 0 \quad (1.8)$$

$$w = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad \text{pour} \quad x = a \quad (1.9)$$

$$w = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \quad \text{pour} \quad y = 0 \quad (1.10)$$

$$w = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \quad \text{pour} \quad y = b \quad (1.11)$$

Si on reporte l'équation (2.6) dans l'équation (2.5), on obtient :

$$N = \frac{\pi^2 a^2 D}{m^2} \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 \quad (1.12)$$

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 :

$$N_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{b^2} \quad (1.13)$$

$$k = \left(\frac{b m}{a} + \frac{a}{b m} \right)^2 \quad (1.14)$$

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 1.5. Il est intéressant de noter que, pour les valeurs. Du rapport a/b , il y a coïncidence de deux modes de flambement [6].

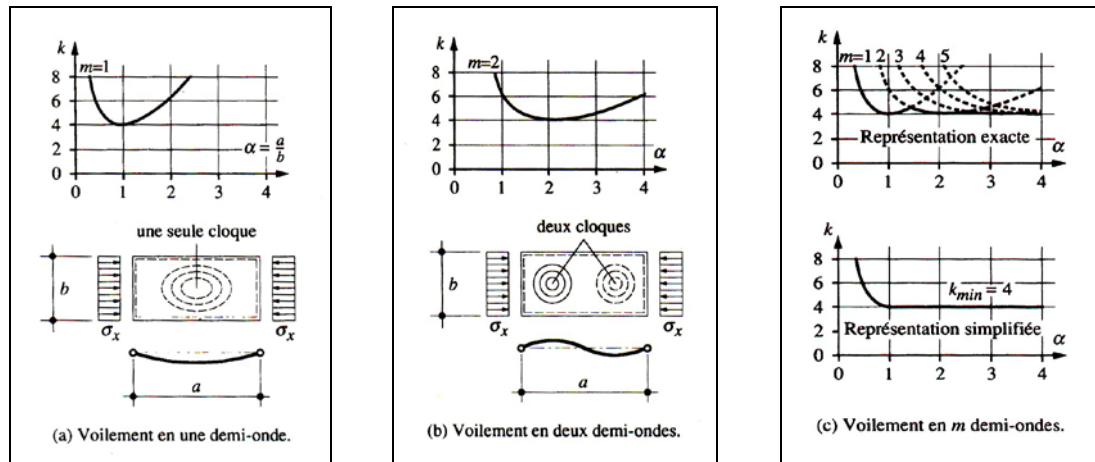


Fig.1.5 Relation entre k et le rapport a/b

Conclusion :

Pour des éléments en compression tels que poteaux, poutres, plaques et coques, la charge critique est la valeur limite supérieure correspondant à la charge ultime d'un élément réel (.non parfait). La charge critique est associée à la condition d'équilibre neutre de l'élément. Dans des cas simples, les charges critiques peuvent être calculées en résolvant les équations différentielles d'équilibre qui décrivent le phénomène.

1. 4. FLAMBEMENT DES ELEMENTS REELS DES STRUCTURES :

1.4.1. Introduction :

On étudiera le voilement, parce que c'est le but de notre travail et aussi on le rencontre souvent sous la forme de flambement local, c'est-à-dire flambement de composants de section en forme de plaque ; on peut comprendre ce cas a partir du flambement des poteaux par torsion, pour lesquels le flambement est créé par une rotation de la section droite.

1.4.2. Le voilement :

Le voilement d'une plaque a lieu lorsque sa section à âme mince subit des contraintes de compression. Ce phénomène ressemble assez au flambement de poteau ; il implique cependant plutôt les éléments de la section droite du composant que le déplacement de la section dans son ensemble. Les contraintes de compression peuvent naître, non seulement d'un effort normal de compression, mais aussi de la flexion du composant et même de charges localisées sur des zones réduites. On peut aussi trouver du voilement sur des plaques soumises au cisaillement, dans la mesure où le cisaillement donne lieu à des contraintes principales de compression et de traction. Les sections formées à froid et les sections constituées de plaques minces sont les plus sensibles au voilement. Les modes de flambement élastique et les contraintes critiques correspondantes des plaques en compression dérivent des équations des plaques faiblement déformées.

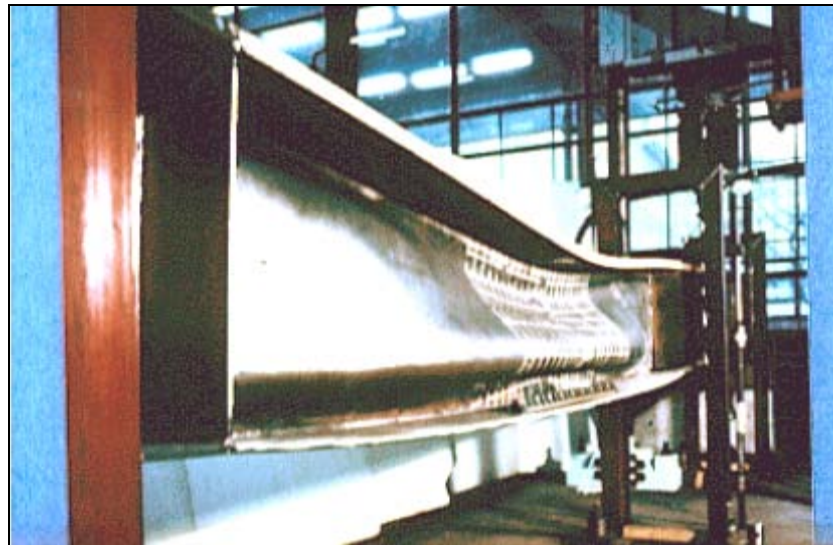


Fig.1.6(a) Prise de vue sur le voilement de l'âme PRS

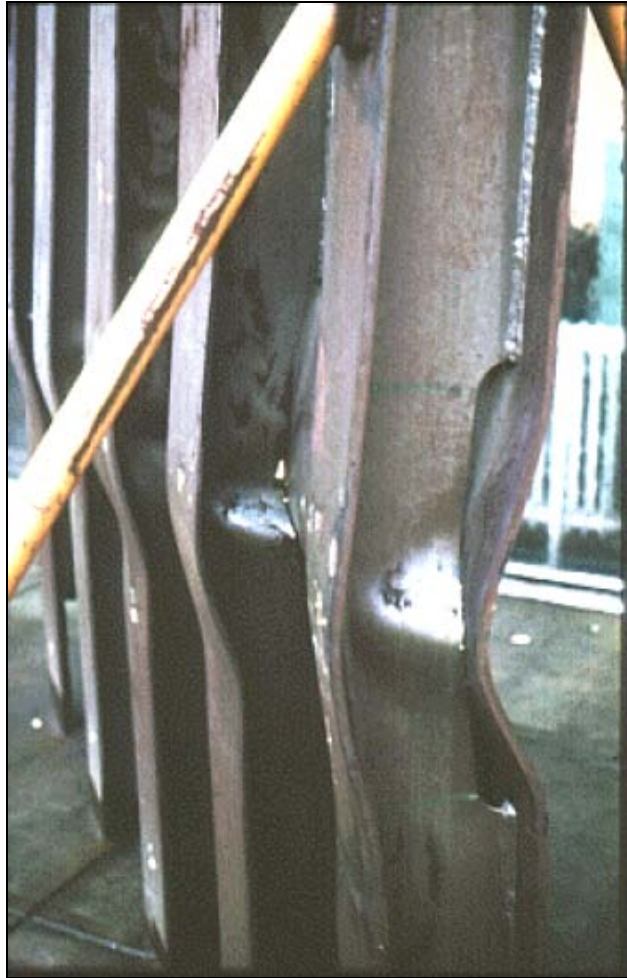


Fig.1.6(b) Prise de vue voilement de l'âme

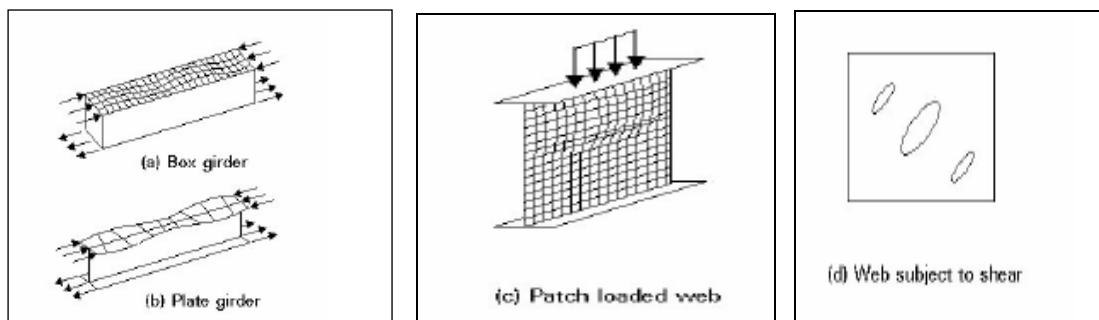


Fig.1.7 Type de voilement des plaques

On reconnaît depuis longtemps que la charge critique de voilement d'une plaque n'est pas un moyen satisfaisant de mesure de la résistance réelle d'une plaque. En fait, dès que la plaque a tendance à flamber, les déplacements hors du plan donnent lieu à des forces de membrane dues à l'allongement du plan moyen de la plaque.

Pour comprendre ce comportement, considérons une plaque rectangulaire initialement plate, dont les côtés sont soit simplement appuyés, soit encastrés et chargée par un effort

de compression uni axiale uniforme. Supposons, de plus, que le rapport des dimensions est tel que la plaque flambera dans un mode à une seule demi-onde Fig.1.7. Pour cette étude, on peut remplacer la plaque par un système de bandes dans les deux directions perpendiculaires ; les bandes longitudinales sont comprimées et sont donc susceptibles de flamber. En dessous de la charge critique de flambement élastique de la plaque, toutes les bandes longitudinales sont rectilignes car la plaque est plate ; elles conservent leur rigidité initiale et subissent la même contrainte de compression. Une fois que la plaque flambe, les bandes longitudinales proches du bord sont obligées de rester rectilignes, alors que celles qui sont éloignées des bords sont plus sujettes au flambement ; en d'autres termes les premières conservent leur rigidité axiale, tandis que les autres en perdent une partie.

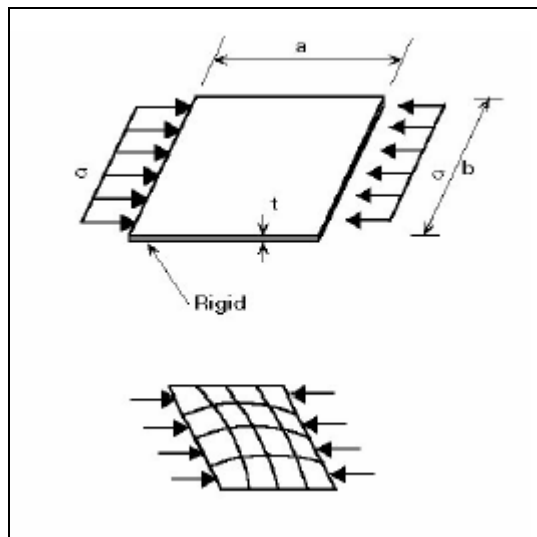


Fig.1.8 Cas fondamental de voilement d'une plaque

Le voilement crée une augmentation de longueur des bandes transversales, car les bords longitudinaux sont retenus vis-à-vis du raccourcissement libre de la plaque dans la direction transversale ; ceci crée des forces de traction de membrane dans les bandes transversales qui exercent un effet stabilisateur sur les bandes longitudinales Fig.1.8.

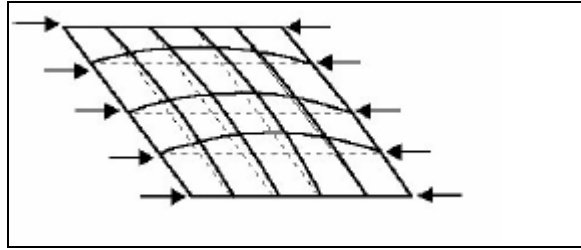


Fig.1.9 Mode de flambement d'une plaque chargée en compression.

Ceci explique pourquoi la plaque peut atteindre un état d'équilibre stable au-delà de sa charge critique de flambement élastique, avec pour résultat la possibilité d'avoir une résistance post flambement importante, à condition que le matériau ne se plastifie pas prématurément. C'est la différence fondamentale entre le comportement d'une plaque et le flambement d'un poteau qui, lui, ne peut présenter une telle réserve de résistance.

Quand une plaque se voile, il y a interaction des déplacements dans le plan et hors du plan, d'où un comportement non linéaire. Le comportement d'une plaque, dans le domaine des grands déplacements, ne peut être déduit qu'à la fois des équations de compatibilité et des équations non linéaires d'équilibre des plaques. Il est représenté, sur la Fig.1.9, par le tracé de la contrainte principale appliquée par rapport au déplacement latéral de la plaque et par rapport au raccourcissement d'extrémité ; le dernier tracé est bilinéaire lorsque la plaque est initialement parfaitement plate et sa pente représente la rigidité axiale de la plaque ; la rigidité axiale post flambement dépend des maintiens dans le plan offerts par les liaisons, mais varie généralement de 40 à 75 % de la rigidité initiale. Plus les maintiens par rapport aux déplacements dans le plan fournis par les liaisons (d'abord sur les bords longitudinaux) sont importants, plus l'effet stabilisateur dû aux forces de membrane sera grand et plus la réserve disponible de résistance post flambement sera grande.

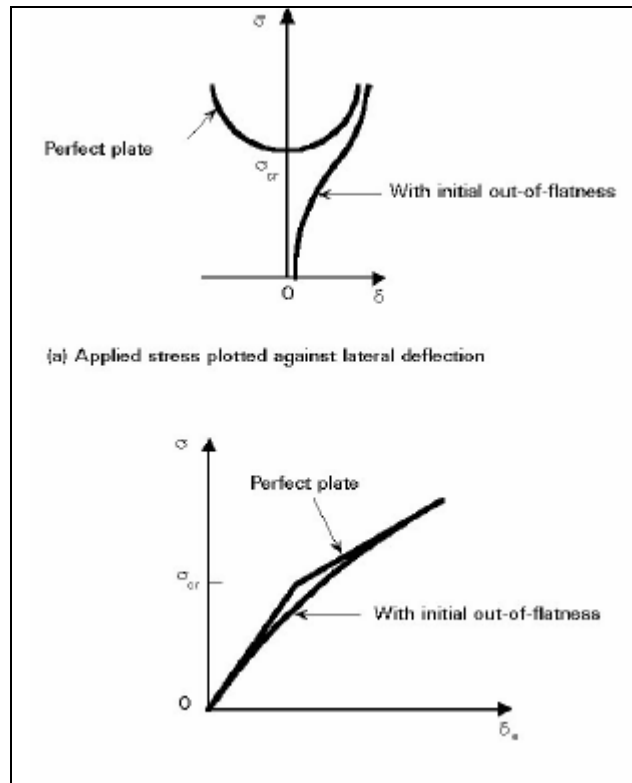


Fig.1.10 Comportement d'une plaque chargée en compression.

La charge ultime est finalement atteinte lorsque la rigidité de la plaque a été suffisamment détériorée par la plasticité du matériau. Le voilement se traduit, ainsi qu'on l'a dit précédemment, par une distribution de contraintes de membrane non uniforme à travers la plaque, avec des valeurs maximales (pics) aux bords longitudinaux Fig.1.11. L'écoulement plastique apparaîtra donc sur ces bords et se propage rapidement jusqu'à l'effondrement. La résistance post flambement apparaît en particulier sur les plaques qui ont des proportions réduites et qui, jusqu'à une certaine limite, se comportent de manière élastique. Dans ce cas, la charge ultime peut être égale à plusieurs fois la charge critique élastique. Pour des plaques d'élançement faible ou intermédiaire, c'est la plasticité du matériau qui affecte principalement le comportement de la plaque ; en fait plus la plaque est massive, plus l'écoulement plastique aura tendance à précéder le voilement, ce qui donnera lieu à une résistance ultime éventuellement plus faible que la charge critique élastique. Les processus de mise en œuvre et de fabrication d'une plaque donnent lieu à des imperfections géométriques inévitables et à des contraintes résiduelles. Dans la plupart des cas, les deux ont des effets sur le comportement pré- et post flambement.

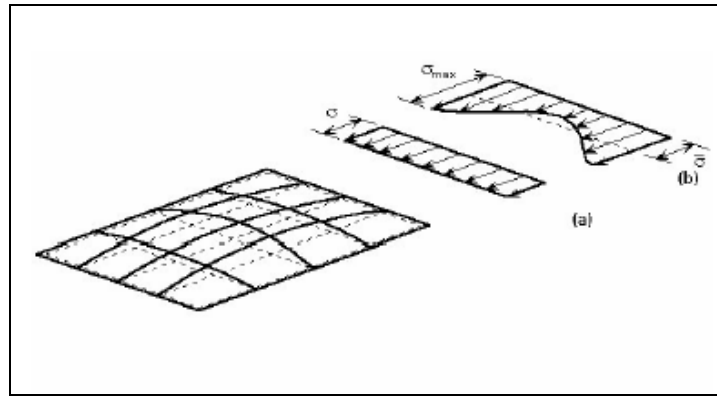


Fig.1.11 Distribution de contrainte

Les imperfections géométriques de base sont la non- planéité initiale qui, comme on peut s'y attendre, affecte de manière significative le voilement. En raison du manque de planéité, les déformations de la plaque hors du plan augmentent dès le début du chargement. La grandeur de la non- planéité influe sur la réponse de la plaque par la déformée due à la charge ; cependant, aussi longtemps que cette réponse est élastique, les plaques, quel que soit le niveau de l'imperfection, s'approcheront du comportement post flambement des plaques parfaitement plates (figure 1.11.a). Sur un tracé charge raccourcissement d'extrémité, l'effet du non -planéité est d'arrondir le « coude » à la contrainte critique (figure 1.11.b). Non seulement la grandeur, mais aussi le dessin de la non- planéité initiale ont une influence sur la réponse de la plaque ; plus le mode de flambement est proche de ce dessin, plus le voilement apparaît et se produit doucement. Par ailleurs, toute non planéité différente du mode de flambement a tendance à retarder le voilement ; cependant, quand il se produit, il se produit soudainement et donne lieu à un claquement sec. En raison de la nature aléatoire de la répartition de la non- planéité (inconnue au stade du calcul), on suppose d'habitude, par prudence, que l'imperfection est proche du premier mode de voilement de la plaque.

Les contraintes résiduelles dans la plaque ont aussi tendance à réduire la rigidité axiale initiale et à affecter le processus d'écoulement plastique. L'élanement de la plaque est le paramètre géométrique qui gouverne la résistance ultime de la plaque. Cette dernière est généralement représentée (Fig.1.12. a), par le tracé de la contrainte principale appliquée à l'effondrement par rapport au paramètre d'élanement $\lambda' = b/t$, (Fig.1.12. b) désignant l'épaisseur de la plaque dans la direction perpendiculaire à la compression.

Une plaque élastique initialement plate flambe pour une contrainte critique :

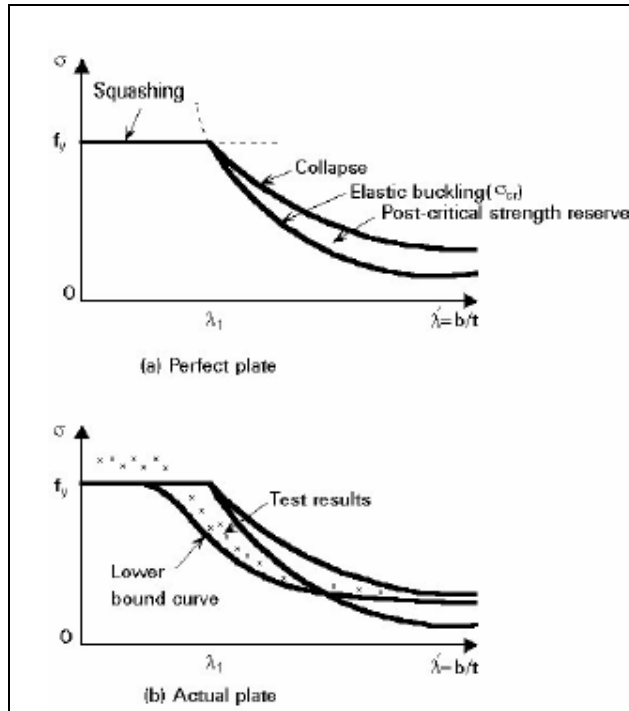


Fig.1.12 Influence de l'élancement de la plaque sur la contrainte

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} \left[\frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \right] \left(\frac{1}{\lambda'} \right)^2 \quad (1.15)$$

k_{σ} : Désigne le coefficient du voilement

ν : Coefficient de poisson.

A cause de la plasticité du matériau, la charge d'écrasement fournit une limite à la résistance de la plaque et constitue une limite tronquée de la courbe de flambement élastique. Comme on l'a expliqué précédemment, cependant, la contrainte ultime moyenne d'une plaque élancée, c'est-à-dire une plaque pour laquelle σ_{cr} est plus faible que la limite d'élasticité f_y , dépasse la contrainte critique élastique à cause de la résistance post flambement ; la courbe de la contrainte ultime se trouve au-dessus de la courbe de la contrainte critique. La transition entre l'écrasement et le voilement a lieu pour $\sigma_{cr} = f_y$, c'est-à-dire pour la valeur suivante de l'élancement :

À cause de la plasticité du matériau, la charge d'écrasement fournit une limite à la résistance de la plaque et constitue une limite tronquée de la courbe de flambement

élastique. Comme on l'a expliqué précédemment, cependant, la contrainte ultime moyenne d'une plaque élancée, c'est-à-dire une plaque pour laquelle σ_{cr} est plus faible que la limite d'élasticité f_y , dépasse la contrainte critique élastique à cause de la résistance post flambement ; la courbe de la contrainte ultime se trouve au-dessus de la courbe de la contrainte critique. La transition entre l'écrasement et le voilement a lieu pour $\sigma_{cr} = f_y$, c'est-à-dire pour la valeur suivante de l'élancement :

$$\lambda_1' = \pi \sqrt{\frac{k E}{12 (1 - \nu^2) f_y}} \quad (1.16)$$

Pour une plaque longue simplement appuyée, soumise à une compression uniforme, le coefficient de flambement est $k = 4$; la valeur correspondante de $\lambda_1' = 1,9 E / f_y$ vaut entre 56 et 46 pour les nuances d'acier habituelles S235 et S355. La valeur du coefficient de flambement k , pour les autres cas, dépend du rapport des dimensions de la plaque, du type de chargement et des conditions aux limites.

L'existence d'une résistance post flambement pour la plaque soumise au cisaillement peut être expliquée physiquement de la manière suivante : un élément carré, dont les bords sont orientés à 45° par rapport aux côtés de la plaque, subit des contraintes de traction σ_1 sur deux faces opposées et des contraintes de compression σ_2 , sur les deux autres (figure 1.13.a) ; ces contraintes de compression peuvent donc induire du voilement sous la forme de renflements allongés orientés dans la direction des contraintes de traction (Fig.1.13).

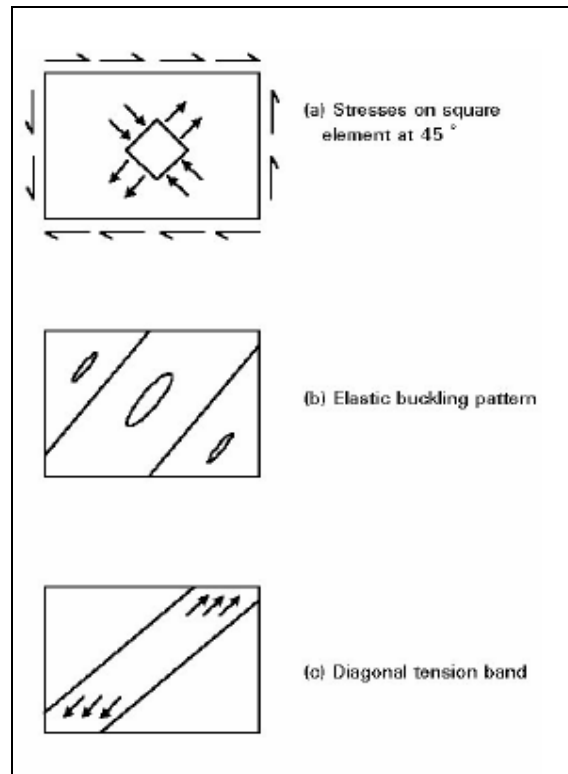


Fig.1.13 Plaque chargée au cisaillement.

La contrainte critique de cisaillement élastique τ_{cr} , est donnée par une expression semblable à σ_{cr} ; de plus τ_{cr} dépend du rapport des dimensions et des conditions de liaison sur les bords. Une fois que la plaque flambe au cisaillement, l'augmentation des contraintes de compression n'est plus possible, tandis que la rigidité axiale initiale de la plaque, dans la direction de la composante de traction est encore presque complètement disponible. De ce fait, ce sont les augmentations de contraintes de traction qui servent fondamentalement à résister aux augmentations de l'effort de cisaillement et par conséquent les renflements se rapprochent. La plaque se comporte comme une série de bandes dans la direction de la traction et développe une soi-disant zone de traction (Fig.1.13.c). Cette zone tourne quand la contrainte appliquée augmente, pour s'aligner plus précisément sur la diagonale de la plaque ; la charge ultime de cisaillement est atteinte quand ces bandes se plastifient. Ici aussi, les liaisons dans le plan peuvent avoir une influence appréciable sur l'augmentation de la réserve de résistance post flambement.

On peut donc en conclure que la non- planéité initiale, les contraintes résiduelles et l'écroutissage affectent tous le comportement et la résistance ultime des plaques ; leur effet est similaire à celui du flambement d'un poteau, l'unique mais fondamentale différence étant que, pour des élancements élevés, la courbe de résistance de la plaque

s'approche plutôt de la courbe post flambement que de la courbe de flambement critique.

On peut étendre qualitativement les conclusions ci-dessus à n'importe quelle portion de plaque qui subit des contraintes de compression ; quantitativement, on peut dire que la quantité de résistance post flambement peut varier de façon appréciable avec le type de chargement et le type de conditions aux limites.

De la même manière que pour les courbes de résistance des poteaux, les courbes de résistance des plaques sont d'habitude tracées selon des coordonnées normées. La contrainte ultime principale est divisée par la contrainte d'élasticité du matériau, tandis que l'on définit un élancement normé de la plaque, comme pour le flambement de poteau, dans les termes généraux :

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (1.17)$$

En utilisant l'équation (1.1), l'élancement normé de la plaque est

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b}{t} \frac{1,05}{\sqrt{K}} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (1.18)$$

En conséquence, $\bar{\lambda}_p = 1$ constitue l'élancement limite correspondant à la transition entre l'écrasement et le voilement. L'élancement normé inclue l'élancement de plaque classique, $\lambda' = b/t$, mais est modifié à travers k , par le rapport des dimensions de la plaque, le type de chargement et les conditions aux limites. Si on veut prendre en compte les imperfections réelles, les courbes de résistance de la plaque devraient se situer à la limite inférieure des résultats de tests disponibles.

1.5 ETUDES ANTERIEURES SUR LE VOILEMENT D'UNE ÂME MINCE:

Les premières études relatives aux cloquages d'une âme comprimée par deux forces égales et opposées, sans l'influence de la flexion d'ensemble, se limitaient à la détermination de la charge critique. On adoptait donc les théories linéaires, avec des

déplacements hors du plan de l'âme supposés infiniment petits mais le problème est complexe. Le problème d'une âme sollicitée par une force concentrée agissant sur un coté et équilibrée par des cisaillements n'a été étudié que près de trente années plus tard par GIRKMANN [7]. Une étude un peu récente de ce même problème a été faite par P.DUBAS et H. TSCHAMPER [8] qui tiennent compte de l'influence des contraintes longitudinales de flexion. Ils montrent que dans le cadre de la théorie du voilement par bifurcation, on peut admettre une loi d'interaction linéaire entre les deux sollicitations considérées isolément avec l'introduction de l'effort concentré d'une part, la flexion d'ensemble d'autre part.

En ce qui concerne la ruine des âmes minces sollicitées par des charges concentrées, introduite sans l'intermédiaire de raidisseurs transversaux, les premières investigations semblent remonter à GRANHOLM [9] dans le cadre du développement en suède de poutres à âme mince type HSI lorsque l'on peut négliger l'influence de la flexion globale, la résistance ultime F_R s'écrit à partir des résultats expérimentaux de GRANHOLM sous la forme :

$$F_R = 0,85.t_w^2 \quad 1.20$$

Avec :

F_R est en tonnes

t_w : épaisseur de l'âme en mm

Les lecteurs de la construction métallique se souviendront peut être que DELESQUE [10], sur la base des résultats connus en 1974, a proposé une formule adimensionnelle du même type:

$$F_R = 0,04.E.t_w^2 \quad 1.21$$

Depuis lors, un grand nombre de solutions ont été présentées, fondées tant sur des modèles à la ruine simple que sur les considérations semi empiriques.

Le problème le plus fréquemment traité par les chercheurs est le cas d'une charge concentrée appliquée sur une seule semelle appelée charge locale transversale, la résistance est en générale estimée au moyen de deux vérifications, une pour l'écoulement plastique (écrasement) et l'autre pour l'instabilité élastique (voilement) [11], c'est le cas qu'on va étudier. Parmi les méthodes de calcul de la résistance, la plus

répandue est celle de ROBERT [12] qui est également utilisée dans l'Eurocode3 partie 1[13] pour le chargement local. La formule de ROBERT est fondée sur des observations du comportement de poutres d'essai à l'état de chargement ultime, et elle est dérivée de la résolution d'un mécanisme faisant intervenir des charnières plastiques dans la semelle et dans l'âme. D'autres solutions au problème comme la résistance à la charge locale ont été suggérées par BERGFELT [14], cité dans le code de calcul suédois [15] et par Ungermann [16].

Lorsqu'une poutre est soumise à l'action d'une force concentrée appliquée dans le plan de l'âme et transversalement à une de ses semelles, son âme peut voir sa capacité portante ultime gouvernée par l'un des trois modes de ruine suivants [17]:

1. Plastification locale de l'âme.
2. Voilement global de l'âme.
3. Voilement local.

Les conditions géométriques et la raideur de la semelle chargée (ou de l'âme) déterminent quel mode se produit par exemple Fig1.14 pour une semelle de faible dimension comparée à celle de l'âme, la ruine se produit par plastification locale de l'âme. Si cette raideur augmente, la plastification locale de l'âme cède sa place au voilement local de l'âme et si l'accroissement de raideur est suffisant, le mode de ruine est le voilement global de l'âme. Un accroissement de la raideur de la semelle chargée correspond à une augmentation de la longueur d'application de la charge. De même Fig1.15 pour une hauteur d'âme faible, la ruine se produit par plastification locale de l'âme et un accroissement de cette hauteur produirait un voilement global de l'âme ou local pour un accroissement encore plus important [18].

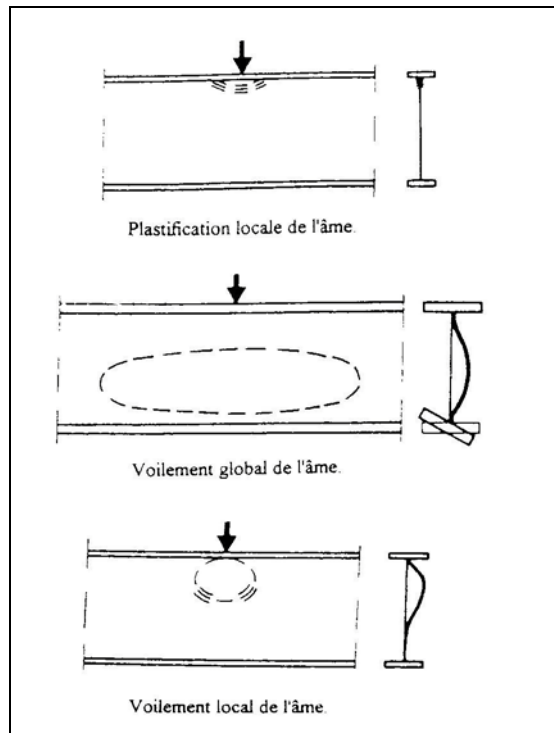


Fig 1.14 Influence de la variation de la raideur de la semelle sur le mode la ruine

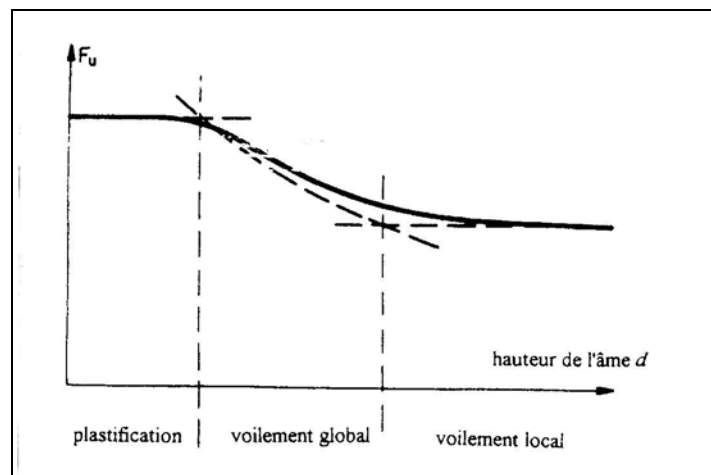


Fig 1.15 Influence de la variation de la hauteur d'âme sur le mode de ruine

Concernant le voilement local de l'âme ; c'est le cas des grandes poutres à âme élancée reconstituée par soudage. Les formules de la charge critique sont données en l'absence de toute interaction entre les contraintes normales de flexion longitudinale et l'état de contrainte complexe généré dans l'âme par la charge concentrée :

DRDACKY [18]:

$$F_u = 11.6 t_w f_{y,w} [(1+0.004l_o / t_w) \cdot (I_f / t_w^4)^{0.153}] \quad 1.22$$

$$I_f = b f \cdot t_f^3 / 12.$$

RAOUL, SPINASSAS ET VIRGEUX [19]:

$$F_u = \chi f_y \quad 1.23$$

$$\chi = 0.05 + (0.22 / \lambda) + (0.21 / \lambda^2) \text{ et } \lambda = (F_y / F_{cr})^{1/2}$$

CECM n°44, 1986 [20]:

$$F_u = 0.5 t_w^2 f_{y,w} (E / f_{y,w})^{1/2} \cdot (t_f / t_w)^{1/2} \cdot (c / t_f)^{0.25} \cdot (1 + l_o / d). \quad 1.24$$

$$c \leq 12.5 t_f \text{ et } 1 + l_o / d \leq 1.25.$$

Cette formule est assez proche de celle proposée par la norme suisse SIA 161 [21].

ROBERT [22]:

$$F_u = 0.5 t_w^2 f_{y,w} (E / f_{y,w})^{1/2} \cdot (t_f / t_w)^{1/2} \cdot [(1 + l_o / d) \cdot (t_f / t_w)^{1.5}]. \quad 1.25$$

Eurocode3 [13]:

$$[l_o / d \leq 0.2]. \quad 1.26$$

1.5.1 Présentation de quelques études sur le voilement de l'âme

Le calcul d'une charge critique des systèmes élastiques linéaires parfaits ou imparfaits est chose donc courante et anciennes. Une étude expérimentale a été entreprise par FREY dans le but de tester la résistance ultime postcritique sur appui simple de longues poutres à âme mince non raidie uniformément chargées. Dans ces essais les imperfections ont été mesurées avec le plus grand soin. Les résultats de ces essais ont montré que les contraintes résiduelles normales sont dans un quart de la section droite. La discrétisation de la poutre en éléments finis n'a été réalisée que dans une zone d'appuis où se produit la ruine à 1/3 de la longueur. Le calcul numérique avait fourni que la charge critique est en concordance avec celle de l'essai. [20].

Pour résoudre le problème du voilement des âmes de poutres pendant le lancement de l'ouvrage métallique ainsi que pour les conditions économiques, un ensemble d'essais a été réalisé par P.DUBAS et H TSCHAMPER [8] sur des poutres à âmes minces sollicitées en charge concentrée et / ou moment de flexion. Des essais ont été effectués sur les panneaux d'extrémité des poutres. Avec une très faible portée la ruine s'est produite par formation d'une cloque de hauteur très limitée ; ce cloquage se superpose à un voilement global. L'allure des flèches de la membrure supérieure et la membrure inférieure d'une des poutres en cours d'essai d'interaction soumise à une charge concentrée, montre que pour des charges élevées, l'accroissement est plus rapide de la flèche de la membrure supérieure. Ce dernier est dû à la formation de la cloque sous la charge ainsi qu'un déplacement est également représenté à vrai dire dans une zone située en dessous de la cloque proprement dite Fig1.16.

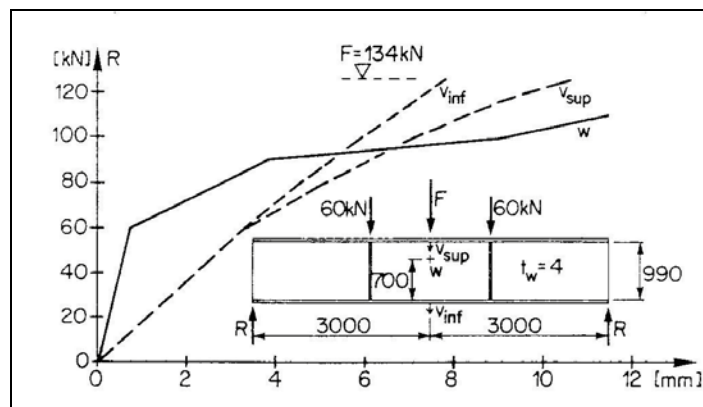


Fig1.16 Flèche des membrures et déformation hors du plan de la poutre d'essai

Par contre la flèche de la membrure inférieure n'est pas linéaire, ceci est dû à une déformation plastique des panneaux d'extrémités soumis à des cisaillements élevés. En présence d'une flexion globale, la cloque due à l'introduction de l'effort concentré diminue de longueur, mais elle se propage plus profondément dans l'âme. Il en résulte une diminution de la charge à la ruine par rapport à celle supportée sans flexion concomitante. On a constaté qu'il y a eu une diminution des raccourcissements dans la partie supérieure de l'âme à côté de la semelle comprimée. Ces raccourcissements arrivent même à changer le signe au voisinage de la ruine cette traction qui apparait dans la zone est due à l'introduction de l'effort concentré. La déduction générale de ces essais est qu'il y a eu interaction entre la résistance d'une âme élancée soumise à une charge concentrée et le moment de flexion global .Fig. 1.17

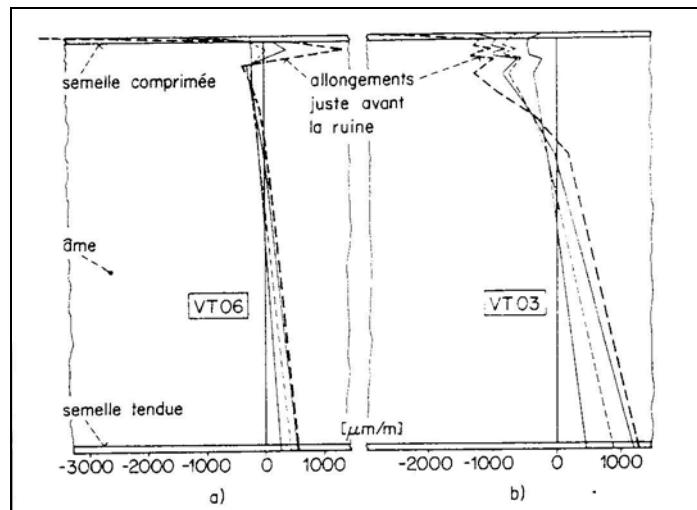


Fig1.17Distribution transversale des allongements longitudinaux durant les essais

Les recherches expérimentales faites par OVE LAGERQVIST et BERNT JOHANSON [11] ont porté sur un total de 60 essais individuels concernant la résistance des âmes de poutres de ponts soumises à des charges concentrées appliquées sur l'âme. 48 essais effectués sur des poutres soudées en acier à haute résistance trempées et revenue S690 et 12 effectuées sur des poutres en acier de nuance courante. Le but était d'obtenir la résistance à la rupture. Les paramètres variables entre les essais étaient la hauteur et l'épaisseur de l'âme et la longueur chargées comme conclusion des essais :

1. La longueur de la partie déformée de semelle chargée augmente avec l'accroissement de l'élanement de l'âme.
2. Les essais effectués ont montré que la résistance a été sous estimé.

On donne quelques exemples des évolutions récentes et tendances actuelles des chercheurs pour assurer la durabilité des ouvrages métalliques essentiellement les ponts métalliques. Ces travaux trouvent leurs débouchés dans le cadre de la normalisation en cours d'élaboration (Eurocode3 et 4). Il convient de souligner que les ponts métalliques mettent en oeuvre des aciers dont la limite d'élasticité reste modérée parfaitement couverts par les normes de produits telles que l'EN10 113. Les produits mis en œuvre sont les tôles fortes, les profils laminés, les tubes. La recherche ici concerne l'utilisation de l'acier S 460. On présente ici une action qui rentre dans le cadre de la thèse de Doctorat entreprise par Laurence Davaine (en liaison avec le SETRA), concerne l'étude

de la résistance de panneaux d'âme de poutres élancées vis à vis de la compression locale transversale (dite résistance au " patch-loading ") en présence de raidisseurs Longitudinaux et/ou transversaux soudés normalement sur l'âme [23]. L'étude de cet aspect de stabilité, fort important pour le lancement des ponts mixtes en cours de construction, sera poursuivie par voie numérique à l'aide du code Systus du Sétra. [23] Donc il s'agit de vérifier le bien-fondé des modèles de l'Eurocode 3, Voici un essai de résistance au **voilement local** d'une âme fléchie de classe 4. Dans cet essai on compare la résistance expérimentale à la résistance selon le modèle. De tels essais nécessitent des installations conséquentes (200 tonnes au vérin). Le pilotage en déplacement permet de constater l'allure caractéristique de la courbe charge déplacement lorsque survient l'instabilité.

Les deux essais suivant s'intéressent au problème de chargement transversal concentré résultant du lancement du tablier. C'est un sujet qui a été beaucoup étudié ces dernières années, et les modèles successifs proposés par les Eurocodes justifient les résistances sensiblement plus importantes qu'auparavant.

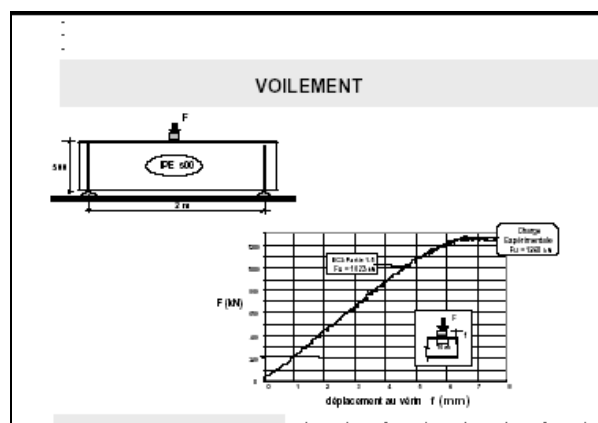


Fig.1.18 Voilement de l'âme

Ce problème concerne également, à un degré moindre, les profils laminés, ici un IPE500 (S460). La disposition géométrique des galets joue évidemment un rôle important dans la résistance obtenue. On peut constater la pertinence du modèle donné dans l'Eurocode 3-1-5.

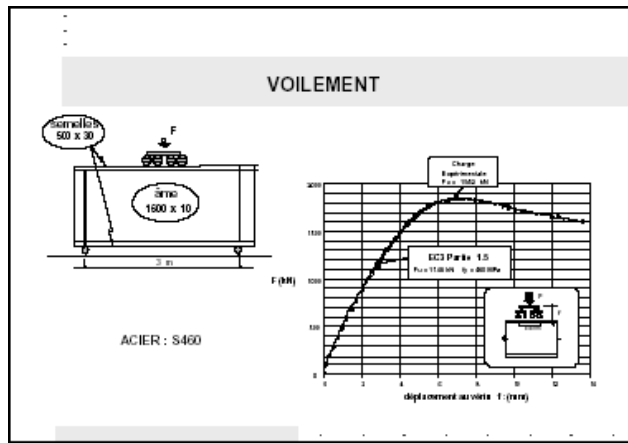


Fig.1.19 influence de la nature d'acier sur le voilement de l'âme

Lorsqu'on reproduit ces comportements par éléments finis, on constate l'importance de la déformée initiale de l'âme (forme et amplitude). C'est pour cette raison que les spécimens d'essai ne peuvent avoir une échelle trop réduite, sous peine que leur fabrication n'aboutisse à des imperfections non représentatives de la réalité. Fig. 1.19

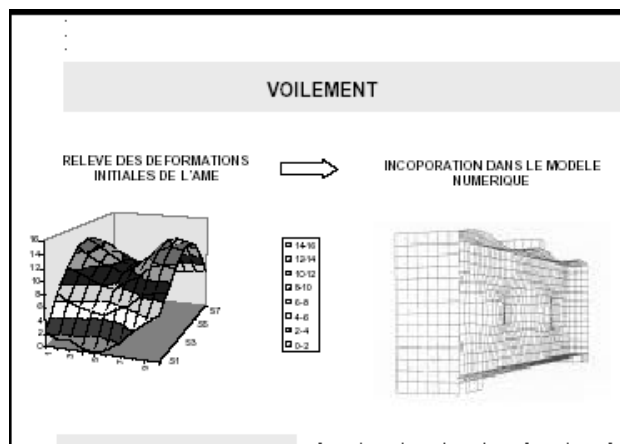


Fig.1.20 Comportement de l'âme

Le deuxième essai s'intéresse à l'instabilité par le cisaillement des panneaux Fig. 1.20. On signale ici l'étude à la respiration des âmes, c'est-à-dire la fatigue des soudures âme semelle par voilement répété de l'âme. Les nombreuses études menées (France, Belgique, Allemagne) doivent conduire dans un avenir proche à un modèle complet, intégrant les complexes interactions entre flexion et cisaillement [23]

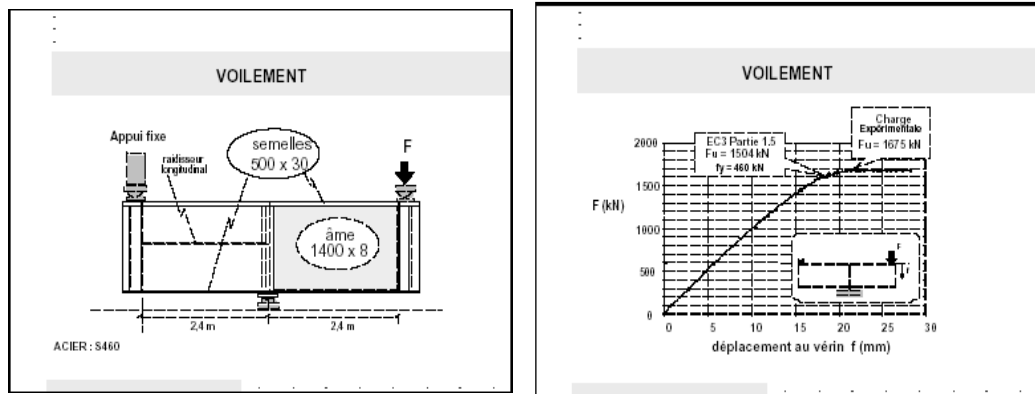


Fig.1.21 Essais d'instabilité au cisaillement

Une autre étude particulière a été faite sur le voilement local des panneaux d'âmes durant l'année 2000 à l'aide du code FINELG sous une sollicitation de flexion pure, démontrant que la situation d'une âme en classe 4 et d'une semelle comprimée en classe 1, très souvent rencontrée dans les ponts, pouvait conduire à une capacité de rotation non négligeable sous moment quasi constant au voisinage des appuis, et donc intervenir dans le sens favorable pour la redistribution des moments [24].

Il se dégage alors de ce chapitre bibliographique la nécessité de mettre en œuvre un programme numérique visant à améliorer la compréhension du phénomène du voilement des profils reconstitués

Chapitre 2

PREDIMENSIONNEMENT DU MODELE

PREDIMENSIONNEMENT DU MODELE:

2.1 INTRODUCTION.

Les Profilés Reconstitués Soudés trouvent leurs utilisations dans de nombreuses applications liées à la construction métallique. Leur fabrication réalisée " sur mesure " permet d'offrir des profilés de plus grandes dimensions et d'un poids plus faible que les profilés laminés. Ce gain de poids et l'optimisation des sections des profilés permettent de réduire de manière substantielle le coût de réalisation des structures [25].

2.2. DEFINITION DES POUTRES RECONSTITUEES SOUDEES.

Les profilés de construction qu' ils soient laminés ou soudés peuvent être considérés comme être constitués d' un ensemble des parois distinctes , dont certaines sont internes (par exemple les âmes de poutres ouvertes ou les semelles de caissons) et d'autres sont en console (par exemple les semelles des profils ouverts et les ailes des cornières). Comme les parois des profilés de construction sont relativement minces comparées à leur largeur, lorsqu'elles sont sollicitées en compression (par suite de l'application de charges axiales sur la totalité de la section et/ou par suite de flexion), elles peuvent se voiler localement La disposition d'une paroi quelconque de la section transversale au voilement peut limiter la capacité de résistance aux charges axiales ou la résistance à la flexion de la section en l'empêchant d'atteindre sa limite d'élasticité. On peut éviter une ruine prématurée provoquée par les effets du voilement local en limitant le rapport largeur / épaisseur des parois individuelles au sein de la section transversale.

2.3. AVANTAGE DES POUTRES RECONSTITUEES SOUDEES.

La fabrication des profilés reconstitués soudés offre simultanément deux avantages majeurs :

- Elle permet la réalisation de section élancée notamment à grande hauteur d'âme, ce qui autorise le franchissement de portées importantes.

- Elle permet de modeler les caractéristiques géométriques des poutres pour les adapter aux sollicitations et à leur variation. Hauteur d'âme et épaisseur de l'âme et des semelles, varient suivant le besoin : c'est le principe de l'inertie variable.

Ce type de poutres trouve des applications diverses, poutres de pont ou de plancher par exemple ; mais ce sont probablement les portiques hyperstatiques à usage de bâtiment industriel ou apparenté qui offrent les possibilités d'application les plus multiples.



FIG2.1 Exemple1 d'utilisation des PRS



FIG2.2 Exemple2 d'utilisation des PRS

Remarque : on notera que l'on fait varier rarement la largeur des semelles d'une poutre parce que, à côté des avantages que cela peut offrir au niveau de la résistance, de nombreux inconvénients en accompagnant le traçage, la fabrication, le transport et le montage.

2.4. BUT D'UTILISATION DES PRS :

- Les proportions géométriques de ces poutres, ou éléments d'ossature, leur confèrent une très grande légèreté, alliée à une résistance élevée.
- Leur faible poids entraîne aussi une réduction des coûts de manutention, de transport et de montage.

2.5. METHODE DE FABRICATION :

Les PRS sont des Profils Reconstitués Soudés obtenus par assemblage par **mécano soudure** d'éléments divers (en général des plats). Cette technique est employée pour obtenir des profils sortant de la gamme des PCC (très grands I par exemple), ou des profils présentant une forme particulière (poutre à inertie variable). Ces PRS peuvent être à âme pleine ou ajourée pour une recherche de gain de poids [26].

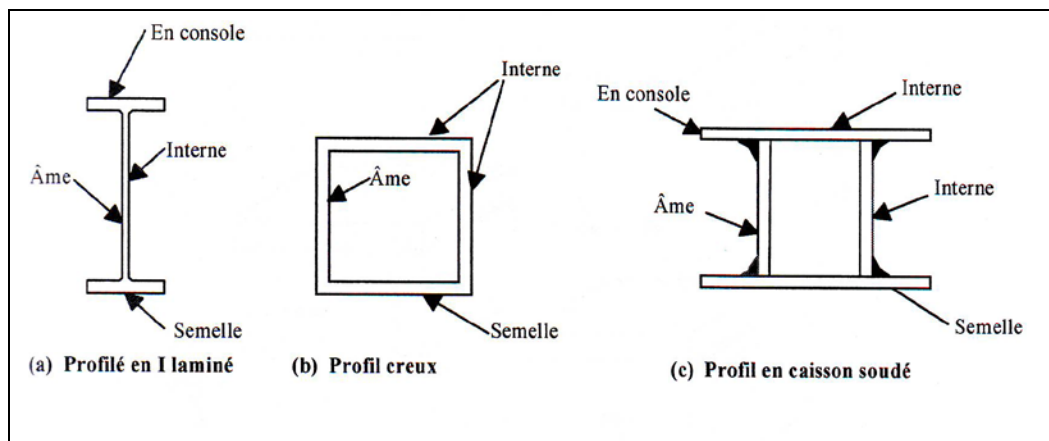


FIG2.3 Différents type de PRS

2.5.1. Technique de soudage :

Le soudage est une opération de micro métallurgie consistant à exécuter un cordon fondu liant les bords de deux pièces, il est dit homogène quand ces deux pièces, ainsi que le métal d'apport du joint, ont une composition chimique identique ou voisine, et hétérogène dans les autres cas.

- Il constitue un moyen privilégié d'assemblage pour toute construction faisant intervenir des matériaux métalliques. Et offre un moyen de faire des assemblages continus, capable de transmettre des charges entre les composants d'une structure.
- Le soudage nécessite un apport de chaleur. Toute les sources d'énergie peuvent être utilisées chimique (flamme), lumineuse (laser), électrique ou mécanique.
- Il assure une continuité métallique de la pièce lui conférant ainsi des caractéristiques au niveau de l'assemblage équivalente à celles du métal assemblé (mécanique, thermique, chimique, électrique d'étanchéité de durabilité...).
- Il répond à des sollicitations élevées, durable et garantie l'étanchéité de la pièce soudée.

Sur les structures, on trouve une grande variété de joint soudés : ils sont fabriqués à partir des quatre configurations de base représentées sur la figure ci-dessous que l'on peut classer de la manière suivante :

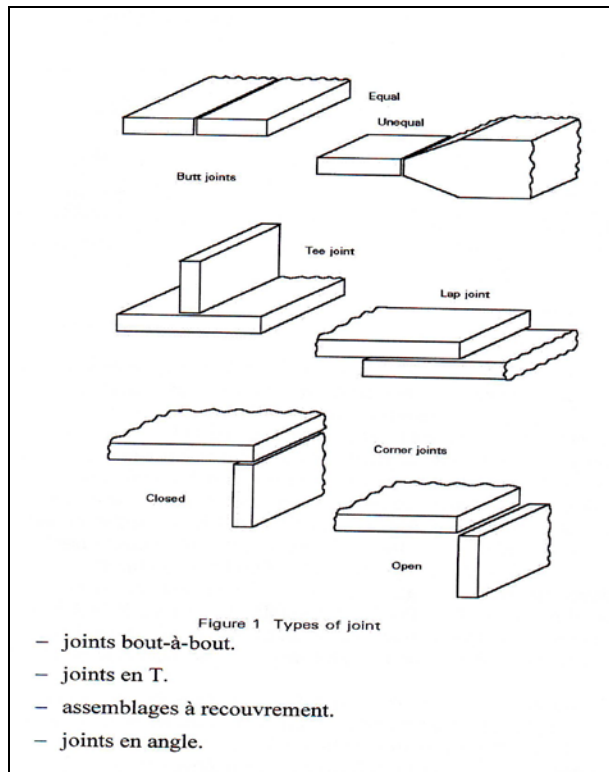


FIG.2.4 Différent type de joints soudés.

Comme on peut le voir sur la figure fig2.5, un joint soudé s'obtient en faisant fondre des plats en acier ou des profilés (métal de base) le long de la ligne du joint. Le métal fondu provenant de chaque élément est réuni au niveau du joint dans un bain de métal fondu qui comble l'interface. Au fur et à mesure que le bain de fusion se solidifie, formant un lien solide avec le métal de base. Quand la solidification est totale, il y a continuité du métal à travers le joint.

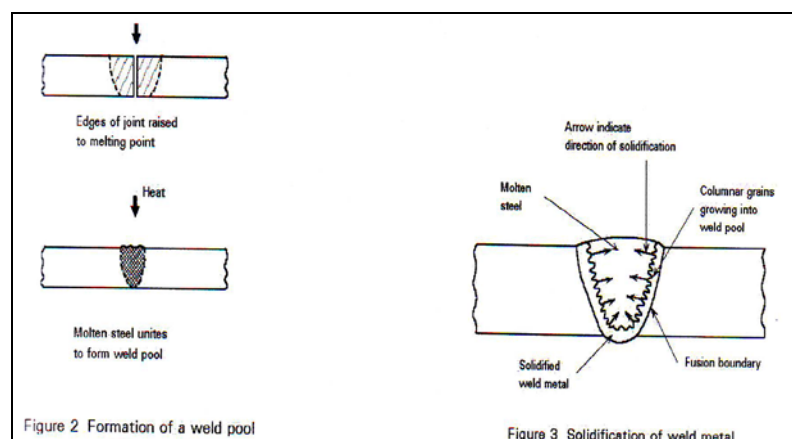


FIG.2.5 Méthode d'obtention d un joint soudé

2.6. DEFAUT D'IMPERFECTION DES PRS :

- L'éclatement des sections est une caractéristique essentielle des profilés reconstitués soudés. Il augmente cependant le risque d'apparition d'imperfection géométriques et des défauts au cours du processus de fabrication.
- Les dimensions relatives de l'âme et des semelles : les trois plaques âmes et semelles accusent des ondulations, mais dans des mesures très variables ; l'effort de compression induit par le refroidissement des cordons de soudure est absorbé par les trois plaques, les plus épaisses subissent un raccourcissement élastique, les plus minces voilant éventuellement. Donc ce sont les âmes des PRS qui seront principalement affectée par le phénomène d'ondulation.
- Les contraintes résiduelles dans les tôles d'acier: il existe, dans les tôles de base, des contraintes résiduelles dues aux opérations de laminage et de découpage des tôles.
- L'opération de soudage : Les paramètres du soudage (type de soudage, nature des électrodes, intensité du courant, différence de potentiel, vitesse d'avancement, etc....) et la dimension transversale des cordons ainsi que la méthodologie de soudage jouent un grand rôle dans le voilement des âmes des PRS. Etc. [27]

2.7. PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRS.

Pour 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.

2.7.1. 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. [28]

2.7.2. 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) :

- **Classe 1** : 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). [28]

2.7.2.1. 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.

D'après le tableau 2.1:

(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 (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

Tab.2.1 Rapports largeur –épaisseur maximaux pour parois comprimées

Âme

Le tableau 2.1 traite chaque paroi isolément de la section dont elle appartient. Pour notre cas on considère que :

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

$$d / t_w \leq 124 \varepsilon \quad 2.1$$

D'après le livre conception et disposition constructive [29]:

1. L'épaisseur minimale de l'âme :

$$t_w \geq 0.005h_w \quad 2.2$$

$$t_w = 10\text{mm} \Rightarrow h_w \leq 2000\text{mm}.$$

On prend $h_w = 1800\text{mm}$.

Vérification selon l'EUROCODE3 :

D'après le tableau 2.2:

(c) Parois de semelles en console :

Sections laminées

Sections soudées

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

**Tab.2.2 Rapports largeur – épaisseur maximaux pour parois comprimée
Semelle en console**

$t_w \geq 14.51 \text{ mm.} \implies t_w = 15 \text{ mm.}$

On considère que la semelle est de classe 1 :

D'après L'eurocode3 partie1-1 :

2.3

$C / t_s \leq 9 \epsilon$

D'après le livre conception et disposition constructive [29]:

2.4

$$400 \geq b \leq 1300\text{mm}$$

Où b est la largeur de la semelle.

On prend $b = 800\text{mm}$.

D'après (3) $t_s \geq 44\text{mm}$.

On prend $t_s = 50\text{mm}$.

D'où on opte pour les dimensions suivantes de la poutre fig2.6 :

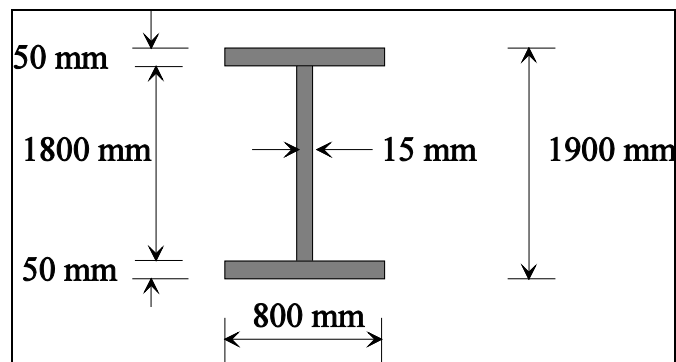


FIG2.6 PRS a échelle réelle.

2.8. DETERMINATION DU MODELE

2.8.1 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 [30]:.A cette échelle le pont que nous avons choisit aura les dimensions suivantes

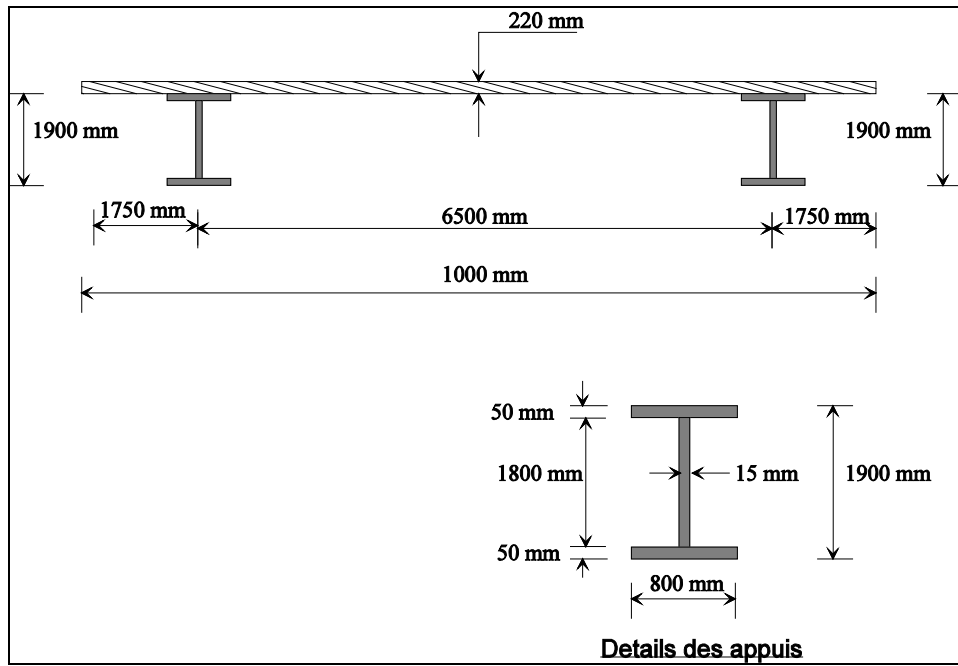


FIG.2.7 Structure réelle

En appliquant le facteur d'échelle

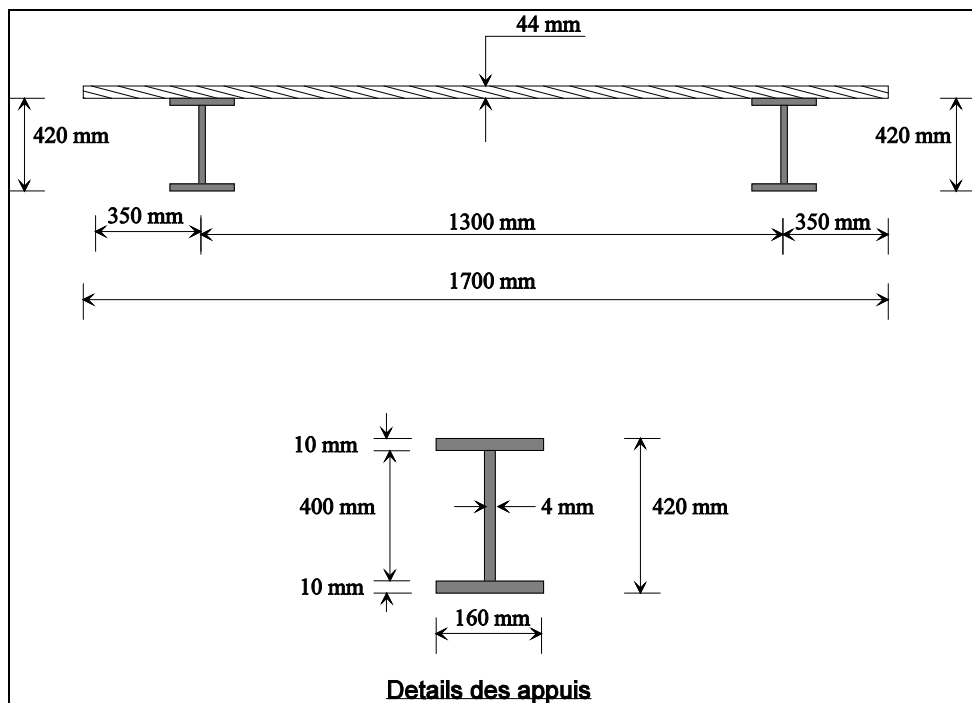


FIG.2.8 Structure à échelle réduite

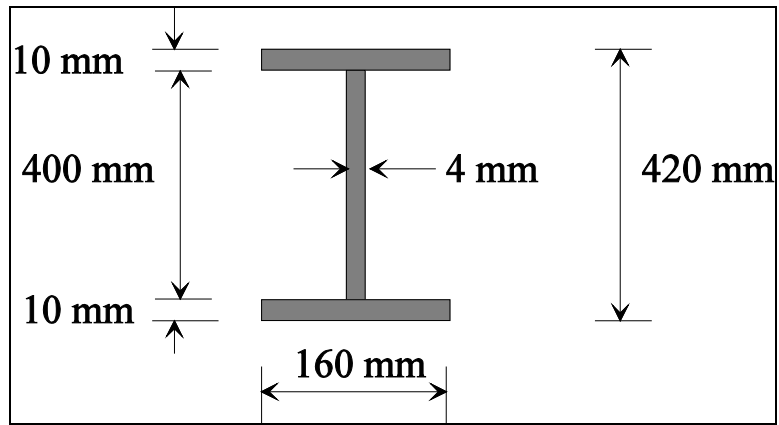


FIG2.9 Section réduite.

Chapitre 3

ETUDE NUMERIQUE DES POUTRES PRS

ETUDE NUMERIQUE DES POUTRES PRS

3.1. INTRODUCTION :

Ce chapitre présente l'étude numérique utilisant le logiciel "CASTEM" d'une poutre reconstituée soudée PRS. Celle-ci a pour but d'étudier son comportement mécanique lorsqu'elle est soumise à une charge permanente constante uniformément répartie sur sa longueur et à une charge ponctuelle variable en intensité, son point d'application est à l'extrémité droite de la poutre simulant ainsi une force sismique équivalente.

3.2. APERCU SURCINT SUR LE LOGICIEL "CASTEM"

3.2.1 Brève définition du logiciel CASTEM :

CASTEM 2000 est un code de calcul pour l'analyse des structures par la méthode des éléments finis. Il a été développé par le Département Mécanique et Technologie (DMT) du Commissariat français à l'Energie Atomique (CEA). Ce nouveau code intègre non seulement; les processus de calculs proprement dits mais également les fonctions de construction du modèle (pré- processeur) et les fonctions de traitement des résultats (post-traitement).

CASTEM 2000 est un programme que l'utilisateur peut adapter à ses besoins pour résoudre ses propres problèmes [31]. Il permet de réaliser des calculs en 2D et 3D, élastique, élastoplastique et visqueux en incluant des chargements de pressions, force ponctuelle ou répartie, température et des conditions aux limites diverses [33].

Afin de convertir les noms des objets en entités informatiques utilisables par le programme, il faut disposer d'une interface. Le langage GIBIANE permet à l'utilisateur de communiquer directement avec le programme. Ses opérations consistent en une manipulation des objets existants dans le but de les modifier ou d'en créer de nouveaux [31].

3.3 Choix de la nature des éléments :

Des éléments plaques et des éléments volumiques ont été choisis pour modéliser la structure qui consiste à étudier une poutre PRS renforcée avec deux panneaux de béton. Ces

pièces sont de caractéristiques et des dimensions différentes correspondant à des familles d'éléments numériques distincts.

3.3 .a Eléments plaques :

Les plaques sont des solides dont une dimension appelée épaisseur est petite par rapport aux deux autres et qui admet un plan de symétrie passant par le milieu de l'épaisseur appelé feuillet moyen .Dans le repère de l'élément, le plan (xoy) est le plan de symétrie ayant pour perpendiculaire l'axe (z) .

Dans la théorie linéaire des plaques isotropes trois hypothèses sont généralement admises:

1. Les contraintes normales au plan des plaques σ_{zz} sont négligeables par rapport aux contraintes existantes dans le plan de la plaque ($\sigma_{zz}=0$).
2. Les pentes du feuillet moyen restent petites par rapport à l'unité, et ceci dans n'importe quelle direction. De plus le feuillet moyen ne subit aucune déformation du fait de la flexion.
3. Un plan orthogonal au feuillet moyen avant déformation l'est encore après déformation.

Par conséquent, des éléments plaques définis par quatre nœuds ayant chacun 6 degrés de liberté, trois déplacements et trois rotations. Ces éléments comportent quatre points d'intégrations définis sur la surface du feuillet moyen Fig.3.1.

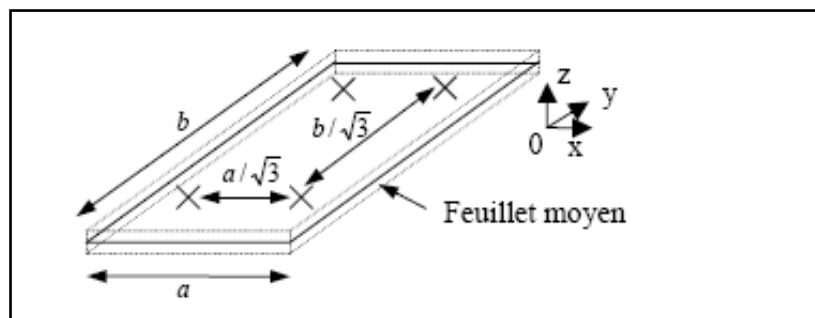


Fig.3.1 Points d'intégration d'un élément plaque

3.3 .b Eléments volumiques:

Les éléments volumiques sont des éléments tridimensionnels, leur géométrie est explicitement décrite dans l'espace. Des éléments linéaires CUB8 ont été utilisés lors de la modélisation. Ces derniers sont définis par huit nœuds comportant trois degrés de liberté (les trois

déplacements). L'intégration de ces éléments est faite au moyen de huit points d'intégrations [34] Fig.3.2.

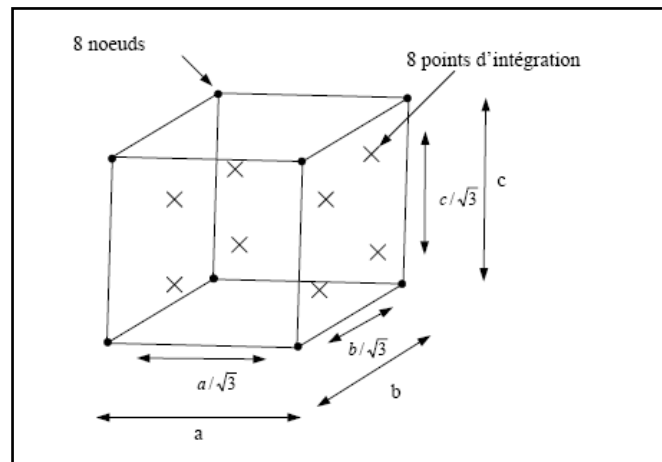


Fig.3.2 Élément volumique

3.4. DICRETISATION ET DEFINITION DU MODELE NUMERIQUE:

La poutre modélisée est une poutre PRS comme présentée dans le chapitre précédent de longueur totale 4000mm. Elle est supportée par deux appuis linéaires et sollicitée par son poids propre, un chargement vertical uniformément réparti ayant pour valeur 6.875kN/m^2 et une charge horizontale à intensité variable.

3.4.1. Modélisation de la poutre :

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 résumées dans le tableau (Tab.3.1) suivant :

ACIER	$E_s=2.1.10^5\text{MPa}$	$\mu=0.3$	$F_y=335\text{MPa}$	$\gamma=78.5\text{ kN/m}^3$
BETON	$E_c=36600\text{MPa}$	$\mu=0.2$	$F_{c28}=25\text{ MPa}$	$\gamma=25\text{ kN/m}^3$

Tab.3.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

3.4.2. Taille des éléments :

La complexité de la géométrie physique d'un ouvrage ne peut jamais être parfaitement décrite par un maillage. De plus, l'unicité n'existe pas pour décrire une forme donnée. Cependant en prenant certaines précautions, le maillage peut se rapprocher judicieusement de la géométrie

physique. La génération d'un maillage est souvent considérée, à tort, comme une étape bénigne de la simulation; elle est pourtant la fondation des résultats numériques.

Nous présentons le maillage en 3D de la poutre PRS qui est considérée composée de trois plaques qui sont : les deux semelles et l'âme. La difficulté principale de la génération d'un maillage tridimensionnel réside dans la connexion des pièces qui sont multiple et dans des directions différentes. De plus la densité de notre maillage doit être optimale afin de réduire autant que possible la taille du problème.

Le maillage des trois plaques est constitué d'éléments cubiques à 4 nœuds. Chaque plaque est défini par son feuillet moyen. Pour notre poutre nous avons maillé l'âme en 30 éléments de même taille sur sa longueur, et en 41 éléments de même taille sur sa hauteur malgré que la hauteur de la poutre est dix fois plus petite que sa longueur cette hauteur est maillée finement parce qu'elle représente la zone susceptible de développer des déformations significatives donc notre poutre est discrétisée en 2541 nœuds pour 1230 éléments.

3.4.3. Maillage des connections

En premier lieu, nous devons franchir l'obstacle de la connexion des pièces à lier. La démarche la plus logique est de conserver le même nombre d'éléments dans les pièces à joindre. Les trois plaques sont reliées entre elle par élimination des nœuds communs on utilisant la directive Elim utilisée dans CASTEM ce qui représente convenablement la soudure des plaques métalliques de la poutre seule.

Dans le cas de la poutre renforcée par du béton le contact des deux surfaces devient un problème délicat. Nous présentons brièvement quelques problèmes de contact, puis des éléments joints que l'on trouve notamment dans le code CASTEM.

3.4.3.1. Quelques rappels sur les contacts entre les surfaces libres :

De nombreuses stratégies sont utilisées pour faire apparaître un contact entre des éléments issus de structures différentes. Le contact est un problème non linéaire, en effet, lors d'un contact parfait entre deux solides, on peut s'attendre à avoir soit du glissement, soit du décollement Fig3.3.

Sous CASTEM nous avons la possibilité d'utiliser deux méthodes: soit on a des maillages compatibles aux interfaces dans ce cas on utilise la fonction RELA Fig.3.4.a.

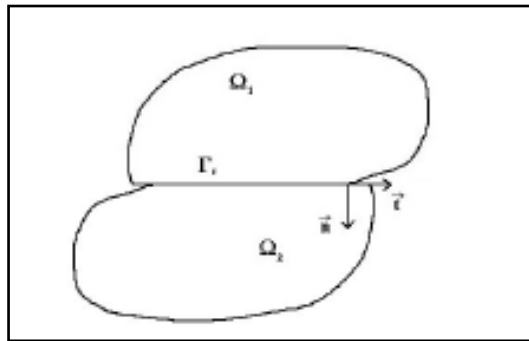


Fig.3.3 Contact entre deux éléments

Dans le cas de maillages incompatibles la technique précédente n'est pas applicable, on génère un maillage de contact. On utilise pour cela l'opérateur IMPO de CASTEM. Celui-ci va utiliser une gestion du contact en faisant appel à la technique des maillages maître-esclave Fig.3.4.b

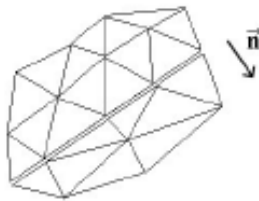


Fig.3.4 a Maillage compatible sur l'interface



Fig.3.4 b Maillage incompatible sur l'interface

3.4.3.2. Élément joint dans CASTEM :

Les éléments joints peuvent être utilisés pour des problèmes de contact entre deux surfaces. En effet ceux-ci sont souvent utilisés pour gérer les discontinuités au niveau des propriétés mécaniques appartenant à deux structures différentes. Ils prennent en charge aussi bien le comportement normal (contact ou séparation des deux éléments) que le comportement tangentiel de cisaillement (glissement des deux éléments).

Dans CASTEM, l'élément joint est issu de la théorie de BEER. C'est un élément iso paramétrique, il permet la modélisation d'un contact entre deux coques ou massifs aussi bien dans un cadre bidimensionnel que tridimensionnel. Il n'a pas forcément une épaisseur propre. Sur la Fig.3.5 on remarque un élément joint d'épaisseur e entre deux éléments finis supposés infiniment rigides.

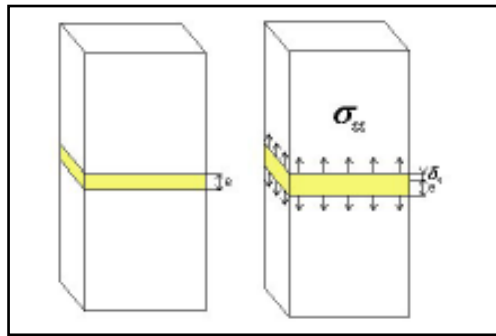


Fig.3.5 Elément joint entre deux éléments

Contrairement à la loi de comportement classique utilisée en mécanique cet élément n'a pas une loi de comportement contraintes/déformations, mais une loi de comportement contraintes/déplacements. Ainsi lors de la traction représentée, on relie les grandeurs selon l'équation

$$\sigma_{zz} = K_n \delta_e \quad 3.1$$

Comme la contrainte σ_{zz} s'exprime en N/m^2 et le déplacement δ_e en m, la raideur normale K_n s'exprime donc en N/m^3 . Si le joint a une épaisseur e, il modélise une couche de matière entre deux éléments, ce qui ne pose aucun problème pour calculer sa raideur. En effet on a :

$$\sigma_{zz} = E. \epsilon_{zz} \quad 3.2$$

$$\epsilon_{zz} = \delta/e \quad 3.3$$

On en déduit :

$$K_n = E/e \quad 3.4$$

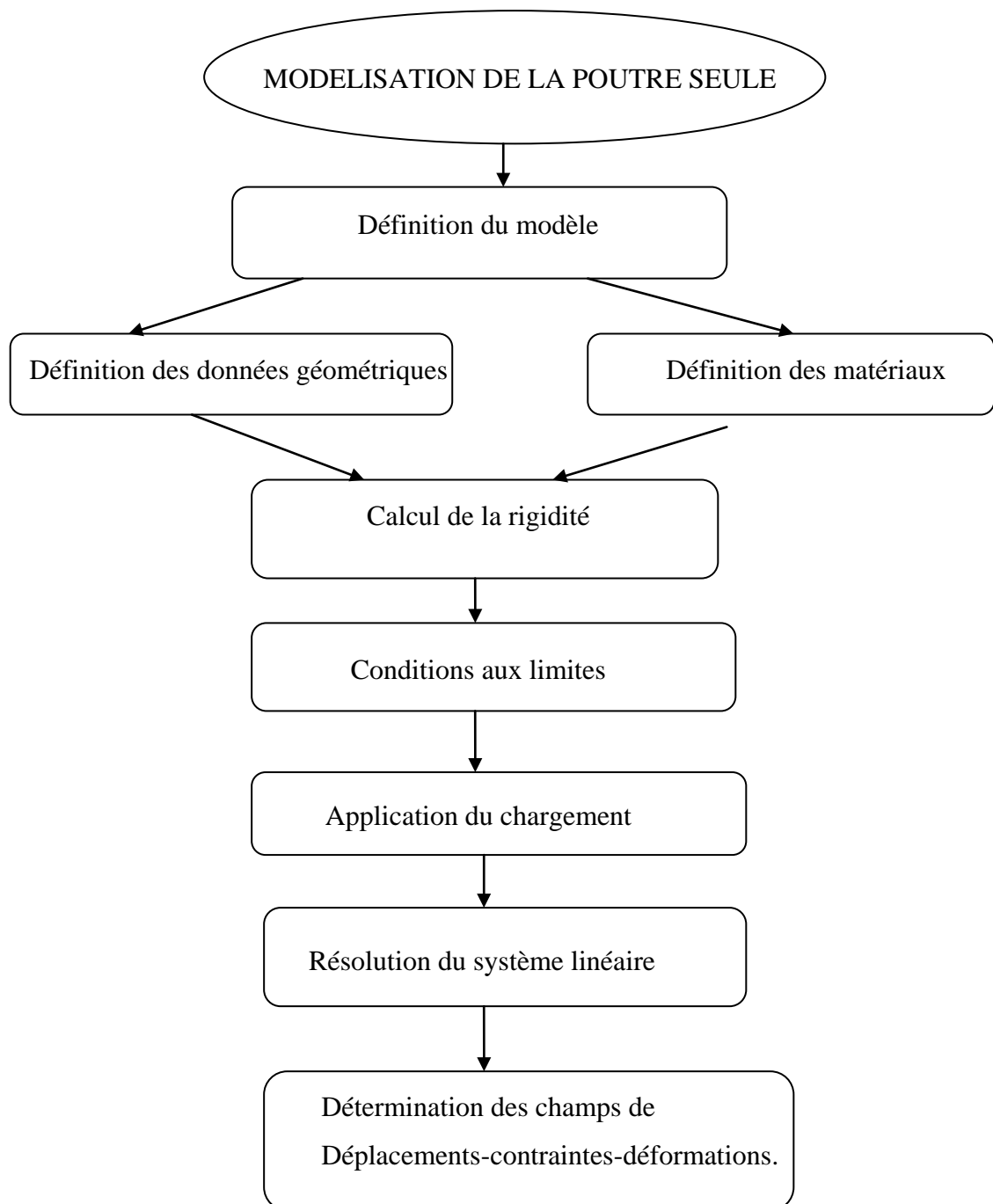
Par contre, lorsque le joint a une épaisseur nulle, il modélise une surface de contact entre deux éléments, la détermination de la raideur du joint devient problématique. On choisit «usuellement» dans ce cas une raideur supérieure à celles des deux éléments finis en contact. Il faut également fournir à ce modèle les raideurs de cisaillement.

- Donc on a utilisé dans le programme l'élément joint pour lier les deux faces des deux éléments en utilisant la fonction LIAISON dans CASTEM.

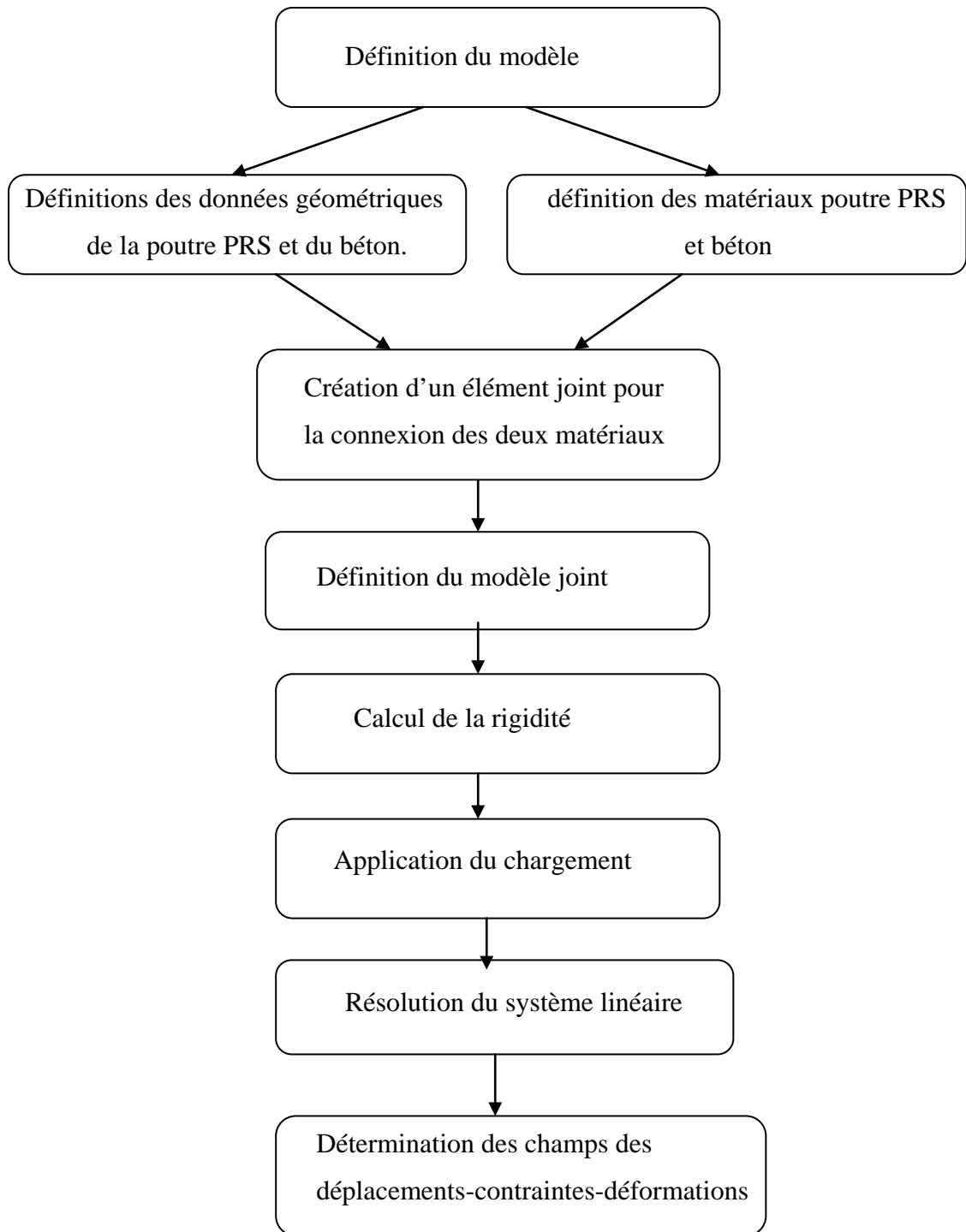
Les différentes étapes de construction du programme pour un calcul statique linéaire mécanique, se résument comme suit:

- 1^{ère} étape : Définition des modèles. [31]. Le solide décrit d'un point de vue géométrique servira de support au modèle élément finis [32].
- 2^{ème} étape : Définition du ou des matériaux. Un matériau peut s'appuyer sur plusieurs modèles assemblés par **ET**. Dans le matériau, on mettra aussi les caractéristiques géométriques (on peut aussi les affecter à l'aide de l'opérateur **CARActéristique**).
- 3^{ème} étape : Calcul de la ou des rigidité(s) élémentaire(s) à l'aide de l'opérateur **RIGIdité** par utilisation des étapes précédentes.
- 4^{ème} étape : Définition des chargements.
- 5^{ème} étape : Définition des conditions aux limites à l'aide des opérateurs **BLOQuer** (ou **RELAtion** ou **SYMétrie** ou **ANTIsymétrie**) et **DEPImposé**.
- 6^{ème} étape : Assemblage des chargements (étapes 4 et 5) et des rigidités (étapes 3 et 4) à l'aide de l'opérateur **ET**.
- 7^{ème} étape : Résolution du système linéaire à l'aide de l'opérateur **RESOlution**.
- 8^{ème} étape : post traitement : utilisation du champ de déplacement des nœuds pour déterminer les contraintes, les déformations, et les tracer.

3.5. Organigramme du programme



Modélisation de la poutre PRS renforcée avec deux
panneaux de bétons



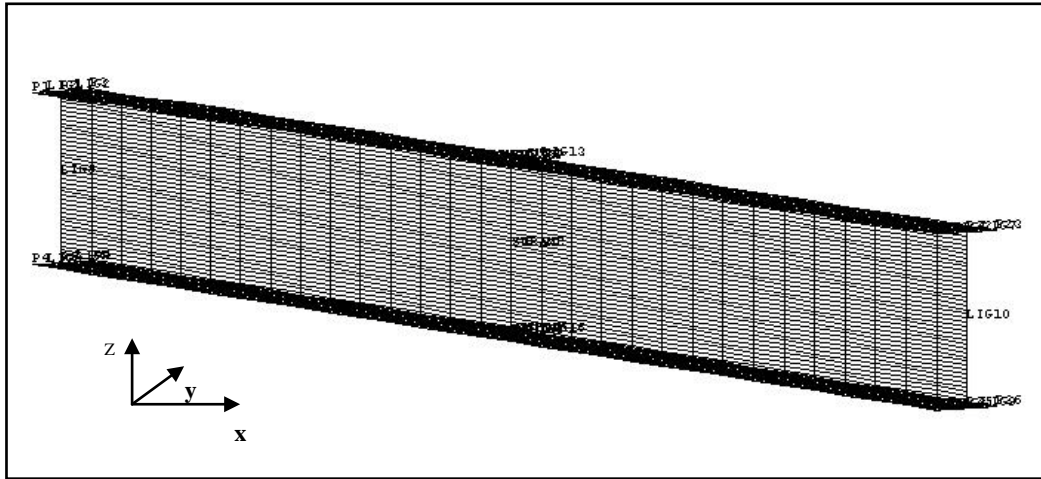


Fig.3.6. Maillage de la poutre

Les conditions aux limites de notre poutre se traduisent par un blocage des déplacements de tous les nœuds appartenant aux lignes des extrémités inférieures donc $UX = UY = UZ = 0$. Par contre les rotations sont libres pour les lignes LIG3 et LIG4 et libérer les déplacements UX des lignes LIG8 et LIG9.

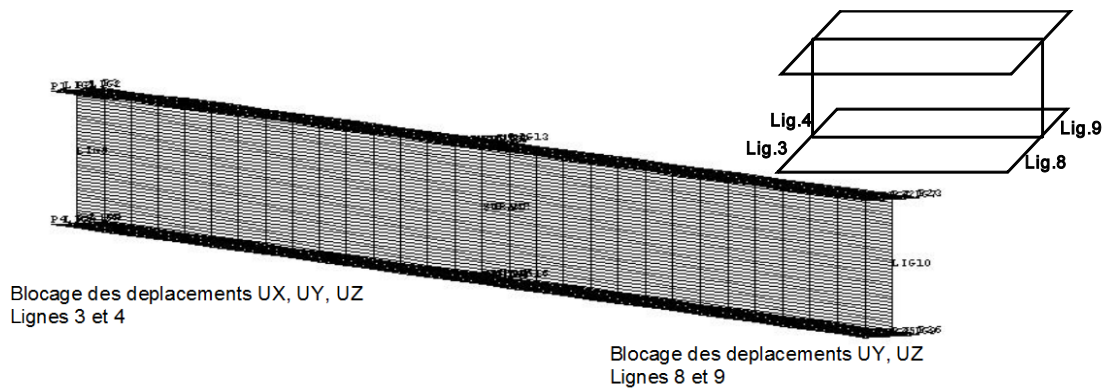


Fig.3.7 Conditions aux limites de la poutre seule.

3.6 ANALYSE STATIQUE

L'analyse statique est nécessaire pour dimensionner et comprendre le fonctionnement d'un ouvrage. Nous devons considérer le poids propre de la poutre lorsqu'elle est seule et prendre en plus le béton lorsqu'elle est renforcée, la charge ponctuelle variable en intensité et qui représente l'effet sismique équivalent.

3.6.1. Etat de déformation de la poutre

L'influence du chargement de la poutre a été étudiée numériquement pour deux combinaisons de charge à savoir :

1. Le poids propre plus la charge permanente constante
2. Le poids propre plus la charge permanente constante et la charge ponctuelle

Pour la première combinaison, les résultats obtenus sont montrés sur la figure Fig.3.8 Ils montrent clairement que le poids propre et la charge permanente n'ont aucune influence sur le comportement de la poutre. En effet, bien que la poutre ait présenté une déformation, celle-ci ne semble pas être importante.

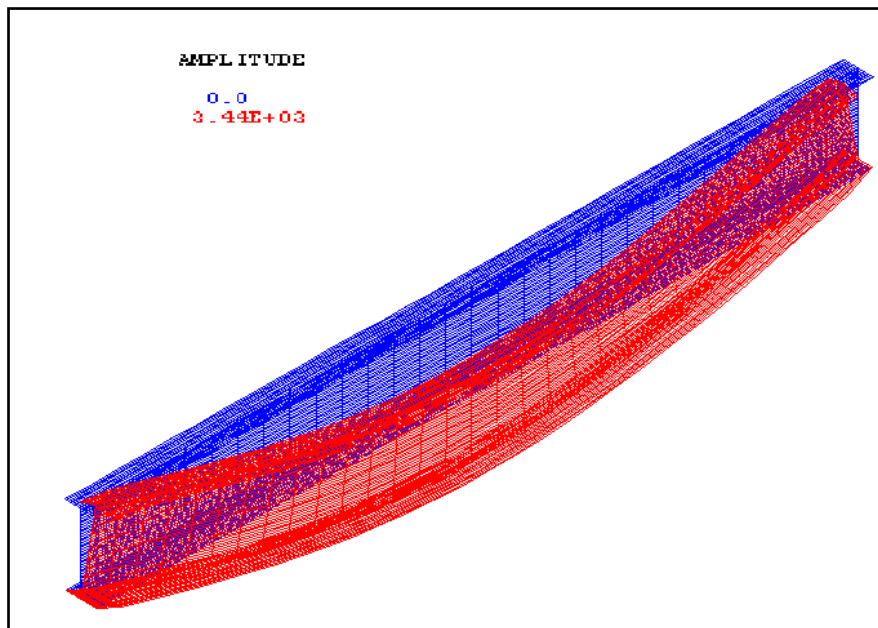


Fig.3.8 Flexion simple de la poutre sous la charge permanente

Contrairement à la première combinaison, le chargement de la poutre par le poids propre, la charge permanente constante et une charge ponctuelle à l'extrémité provoque un état de déformation plus remarquable et important. Ce dernier est plus prononcé avec l'augmentation de la charge ponctuelle qui varie successivement dans un ordre croissant de 3, 5, 8 et 10kN. Les figures 3.9 (a), (b), (c) et (d) montrent ces observations.

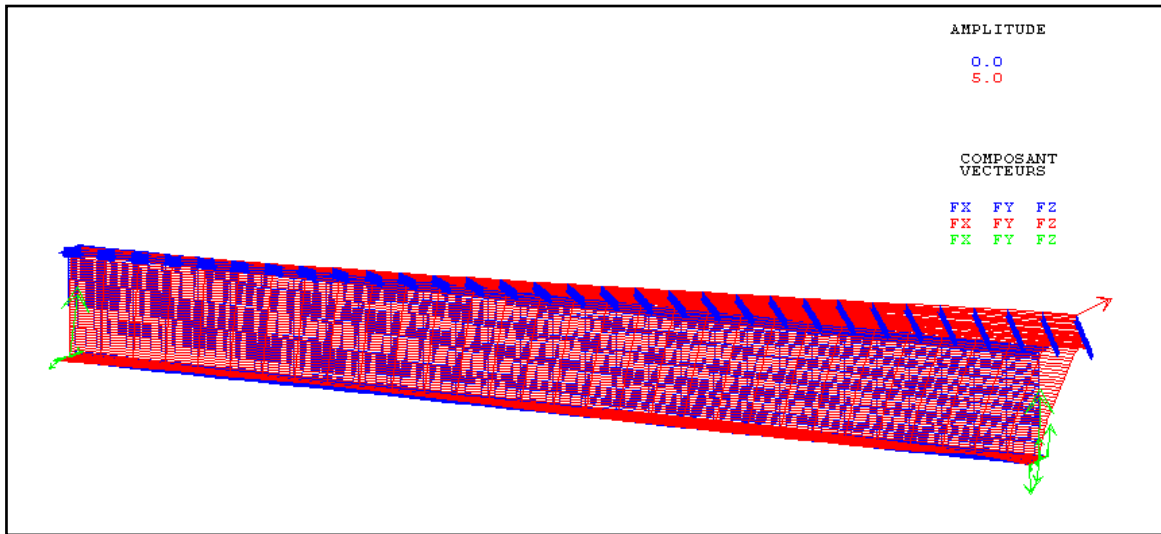


Fig.3.9(a) Influence de la charge horizontale sur l'état de déformation de la poutre pour 3kN

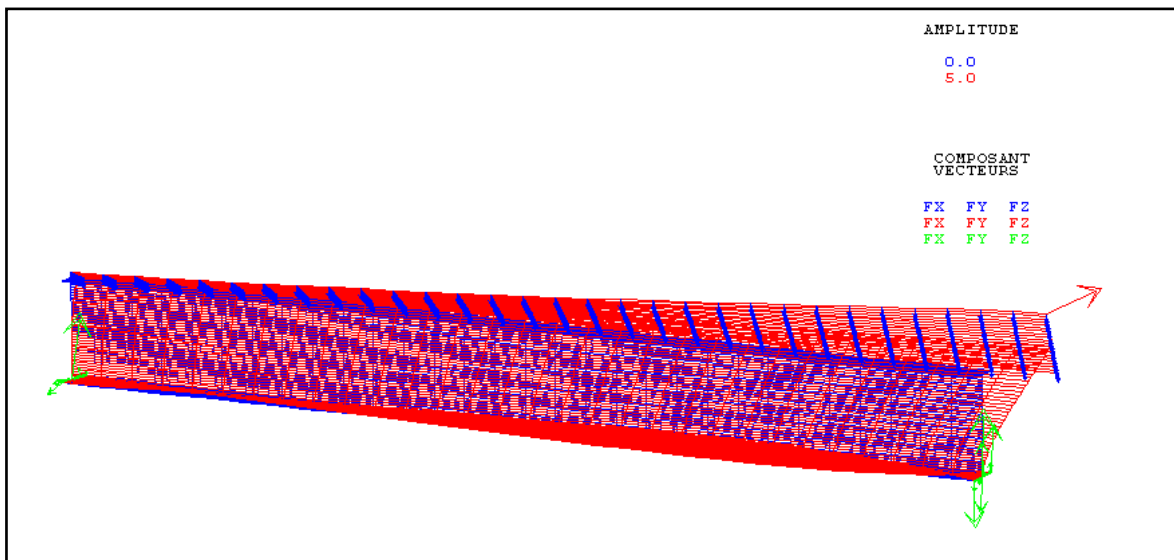


Fig.3.9(b) Influence de la charge horizontale sur l'état de déformation de la poutre pour 5kN

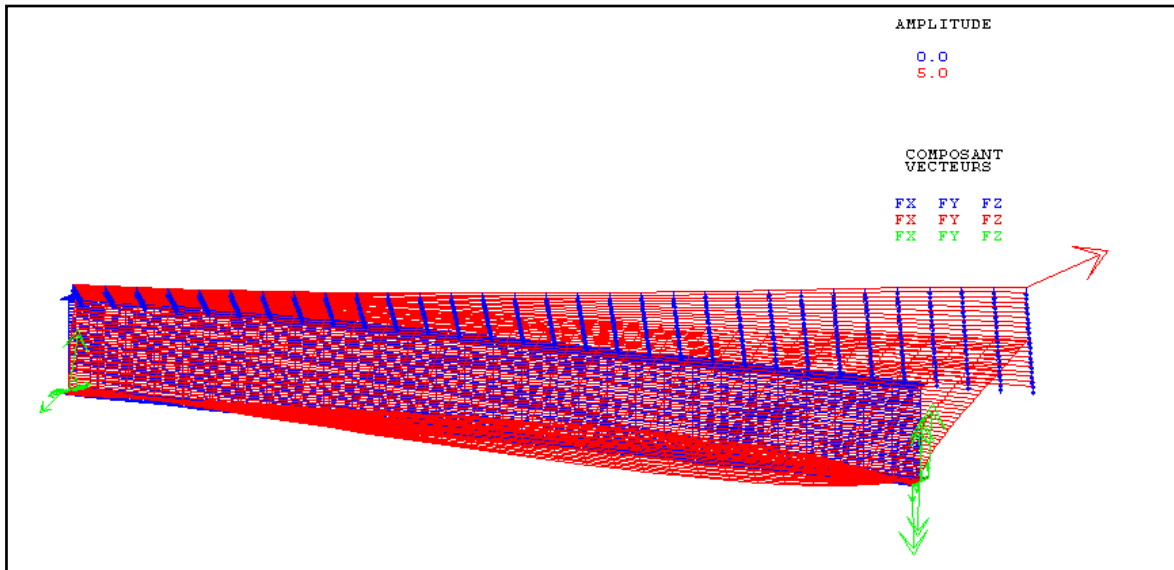


Fig.3.9(c) Influence de la charge horizontale sur l'état de déformation de la poutre pour 8kN

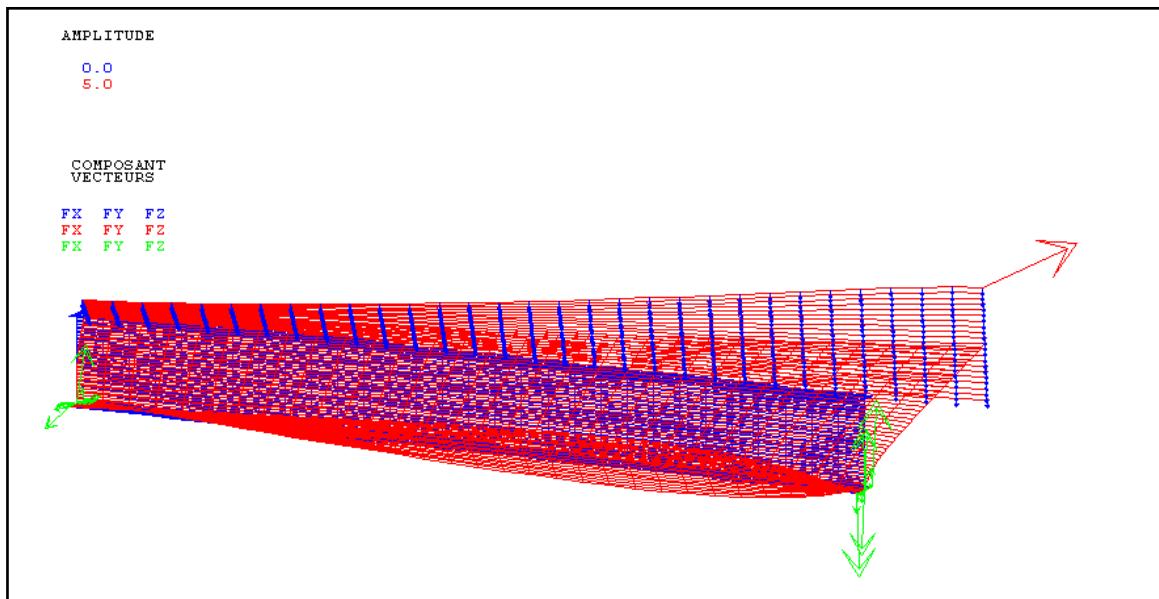


Fig.3.9(d) Influence de la charge horizontale sur l'état de déformation de la poutre pour 10kN

Suite à ces observations, la deuxième combinaison a été choisie pour l'étude de l'importance de la charge sur le déplacement, la déformation et les contraintes dans la poutre et plus précisément le comportement de l'âme.

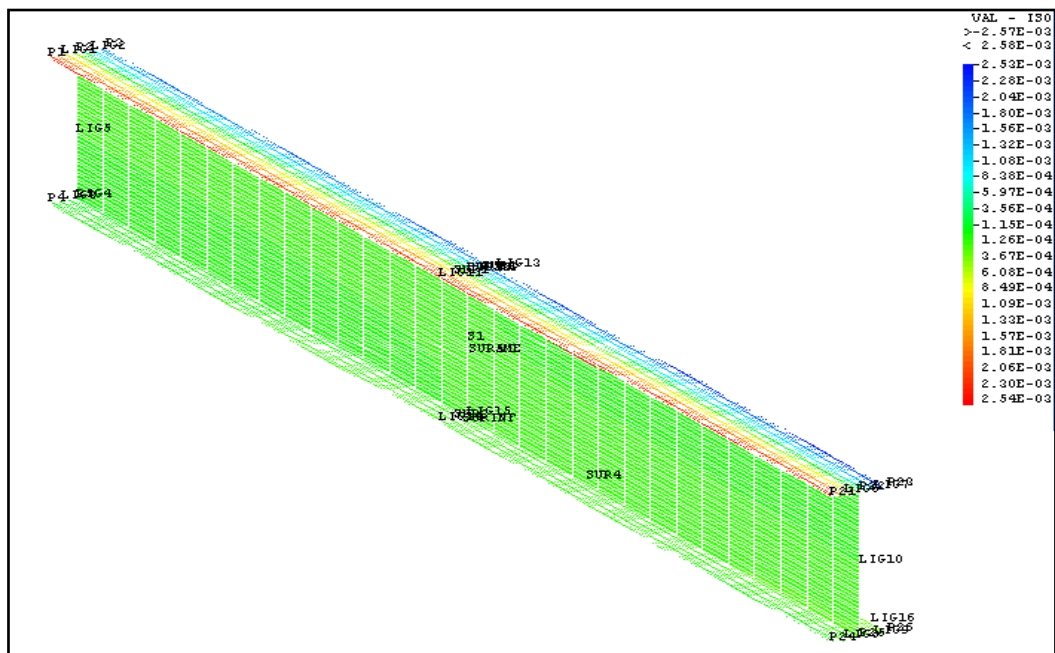


Fig.3.10 (b) Isovaleurs des déplacements dans la direction x sous charge=5KN

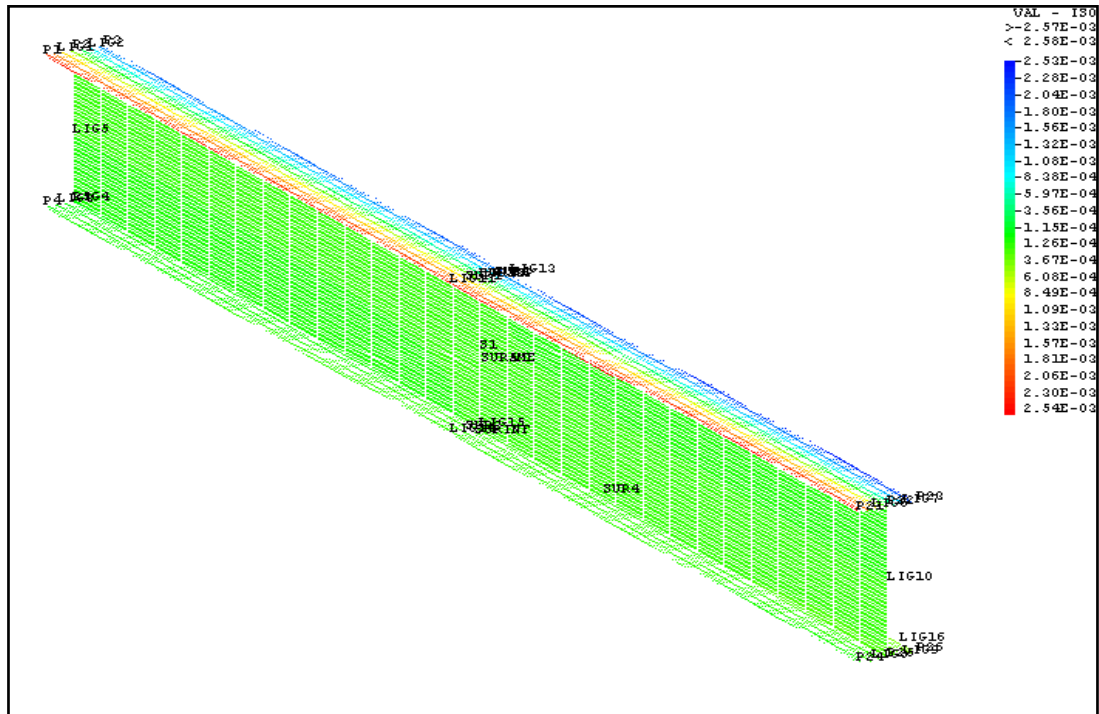


Fig.3.10 (c) Isovaleurs des déplacements dans la direction x sous charge=8KN

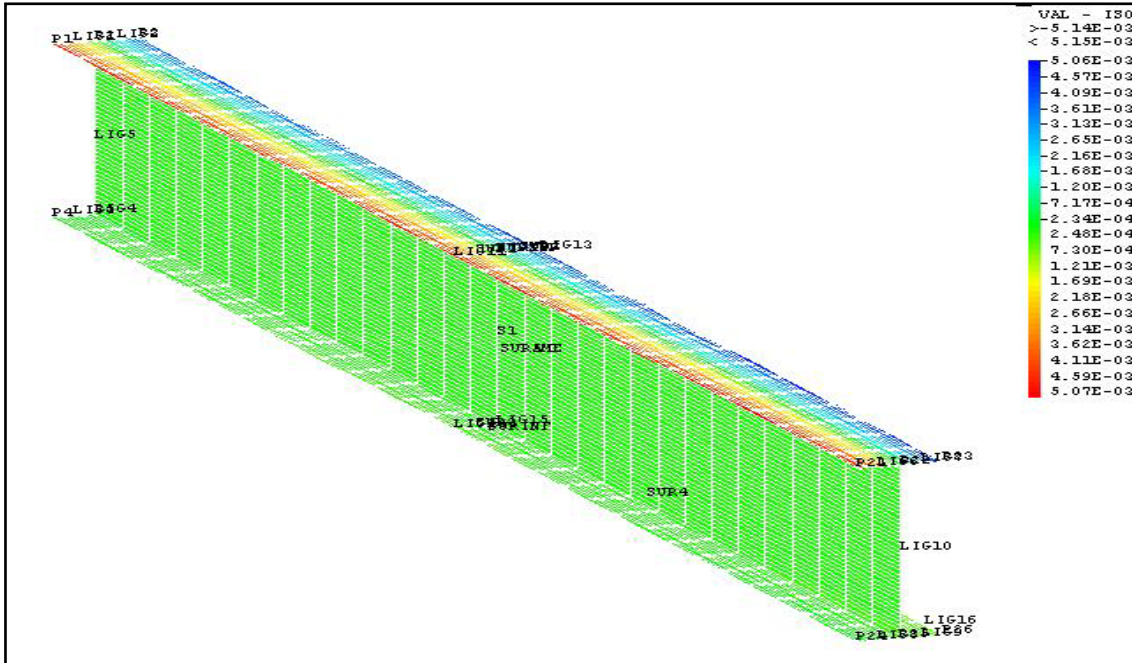


Fig.3.10 (d) Isovaleurs des déplacements dans la direction x sous charge=10KN

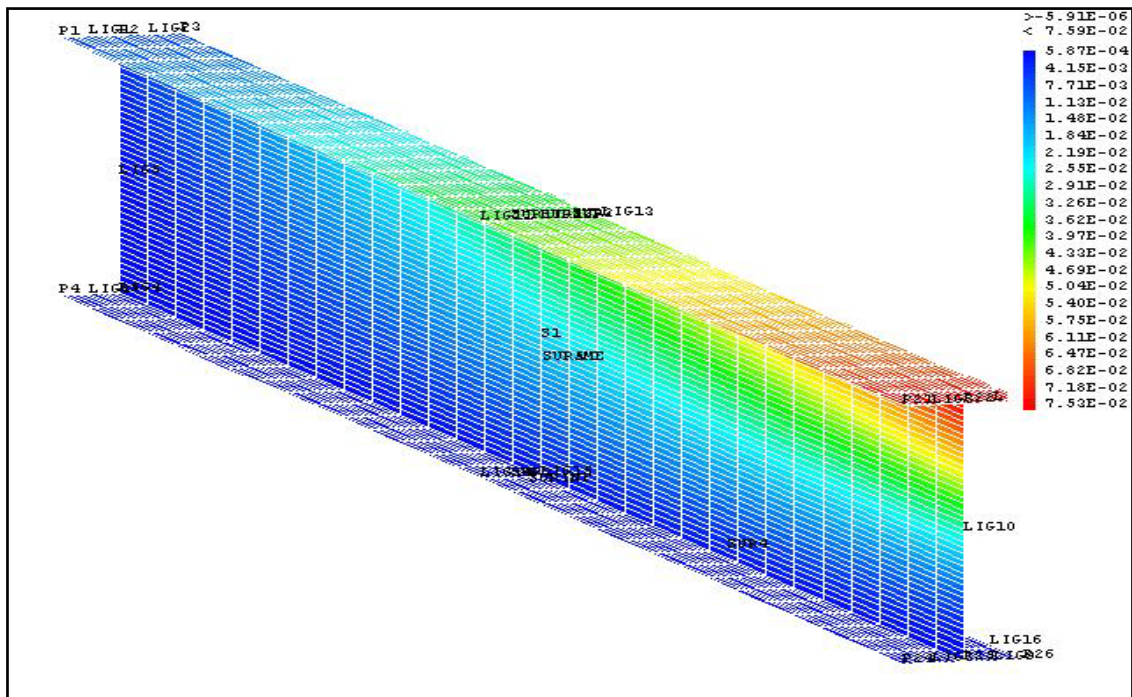


Fig.3.11 (a) Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=3KN

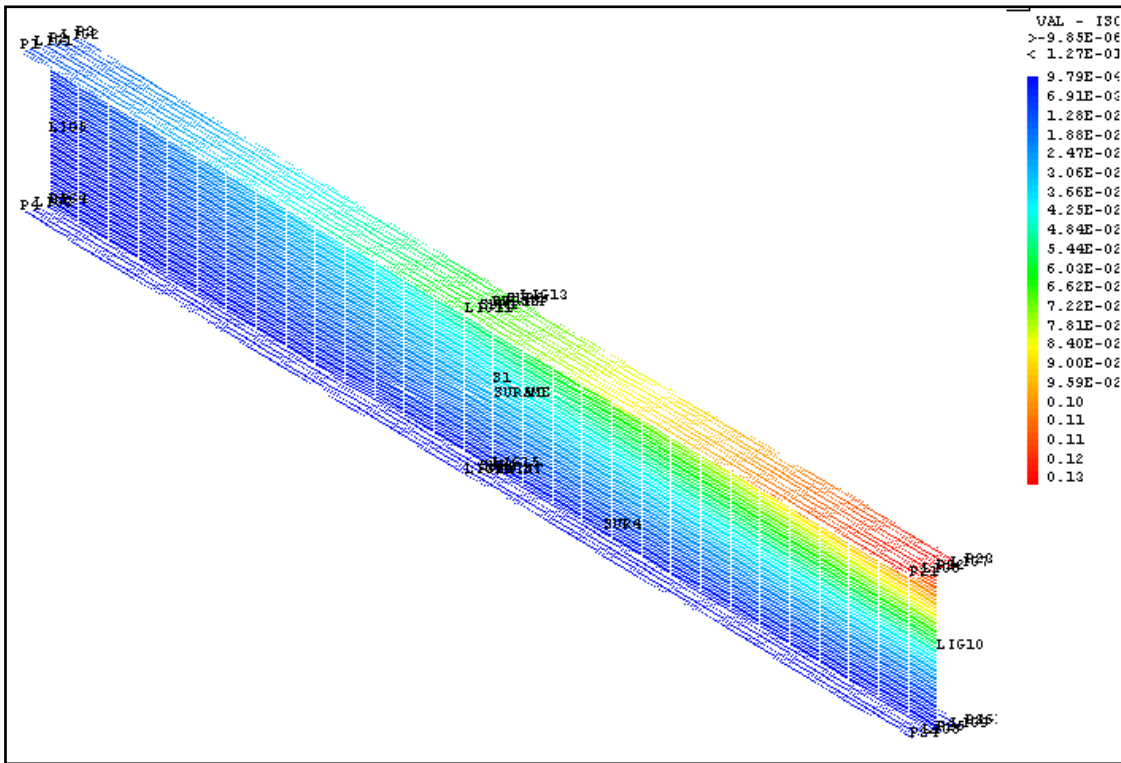


Fig.3.11 (b) Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=5kN

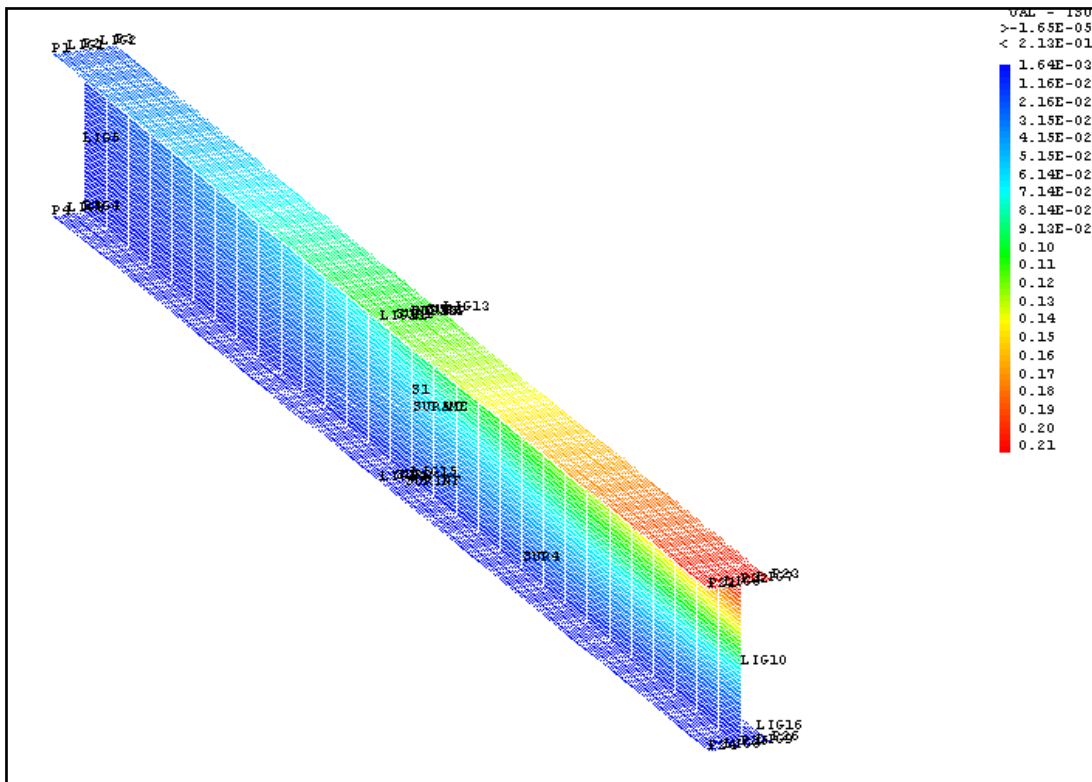


Fig.3.11 (c) Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=8kN

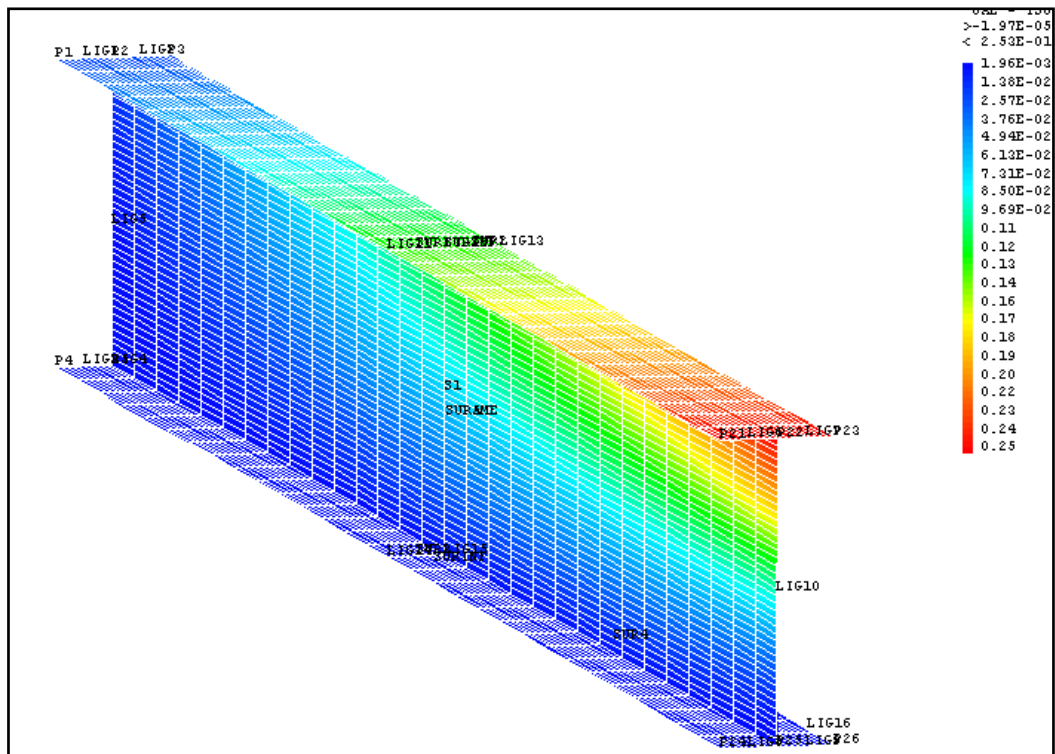


Fig.3.11 (d) Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=10kN

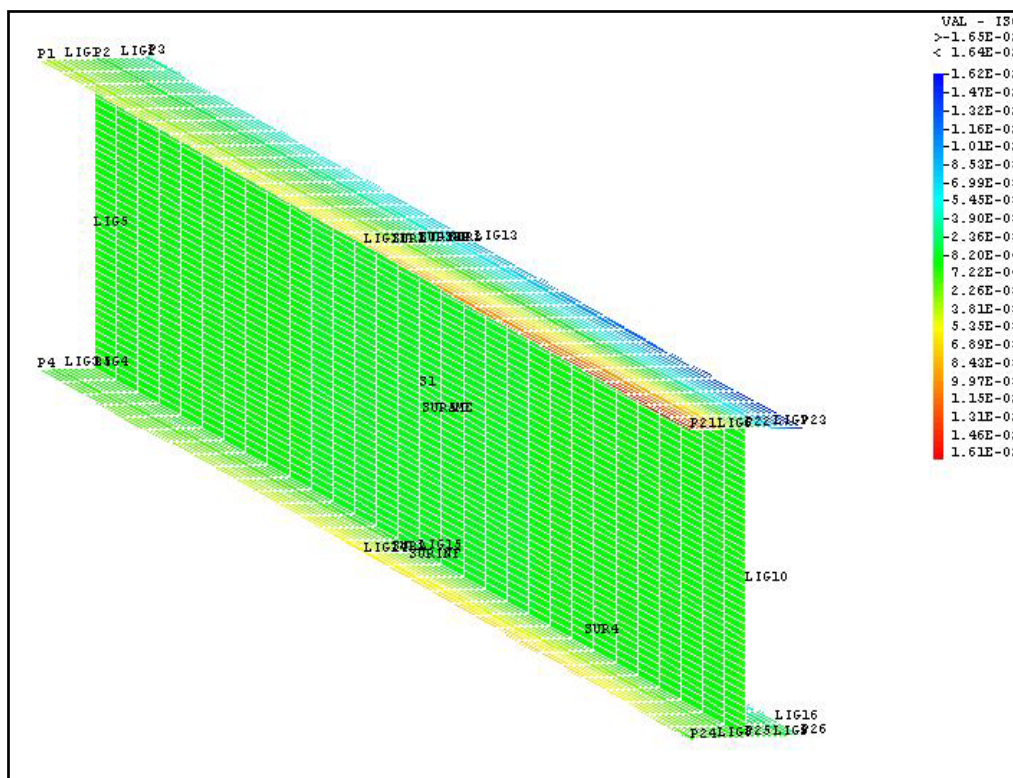


Fig.3.12 (a) Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=3kN

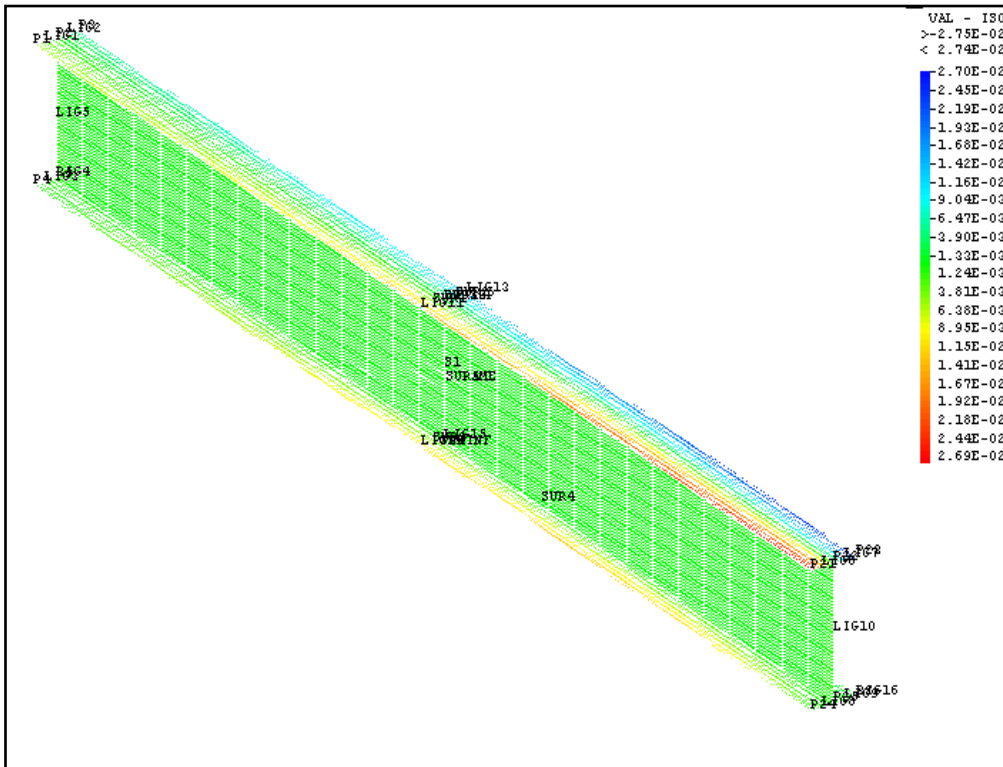


Fig.3.12 (b) Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=5kN

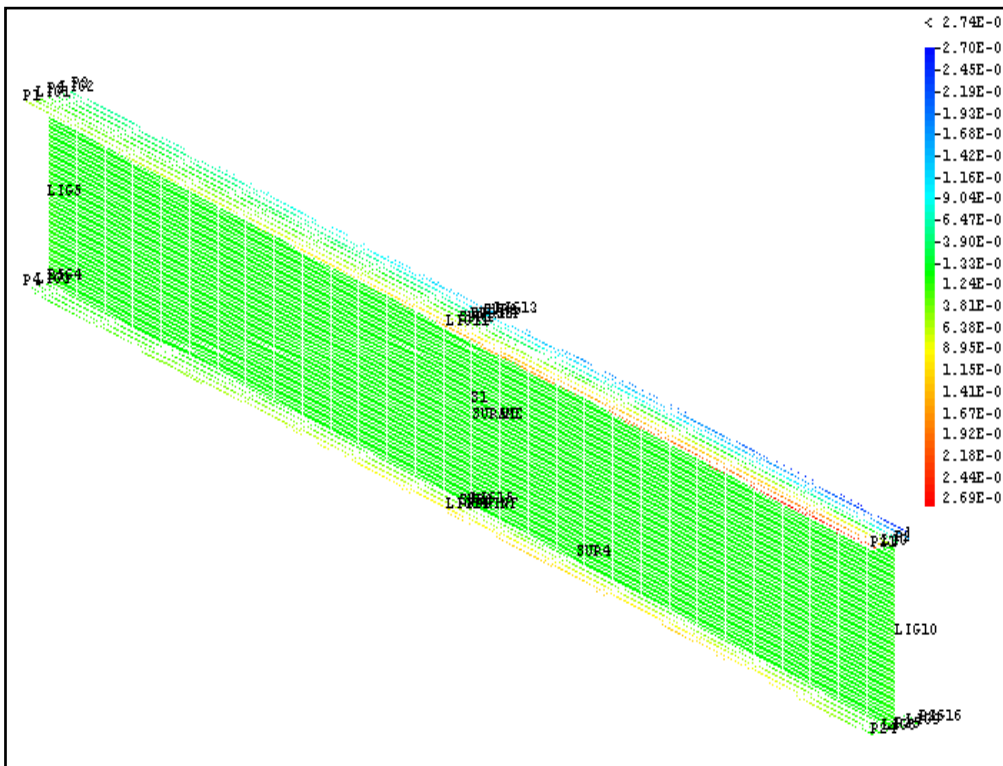


Fig.3.12 (c) Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=8kN

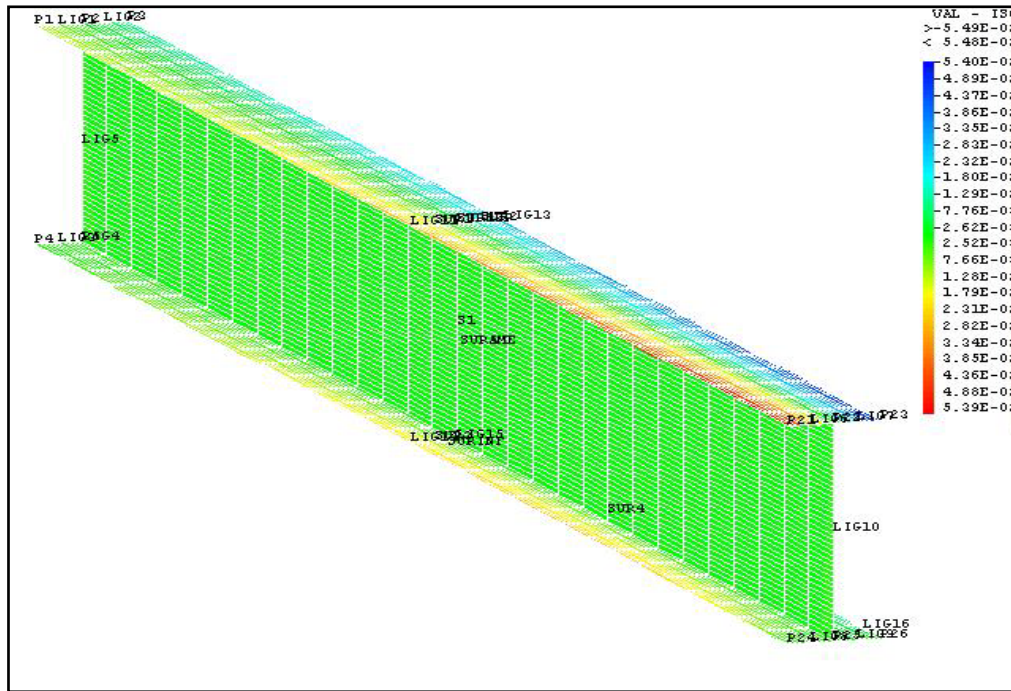


Fig.3.12 (d) Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=10kN

3.6.3. Evolution du déplacement en fonction de la charge ponctuelle.

Le comportement de l'âme a été étudié en représentant le déplacement à l'extrémité, point d'application de charge ponctuelle. Dans la direction (x), l'augmentation de la charge ponctuelle n'a pas beaucoup d'influence sur le déplacement. En effet, les quatre courbes présentées dans la figure 3.13 sont presque identiques et confondues. L'analyse de chacune d'elles montre que le déplacement évolue avec le rapprochement à l'appui où il est le maximum. Cela semble le plus normalement possible vu le choix de l'appui adopté, ce dernier est un appui simple bloqué dans les sens (z) et (y) mais libre dans le sens (x).

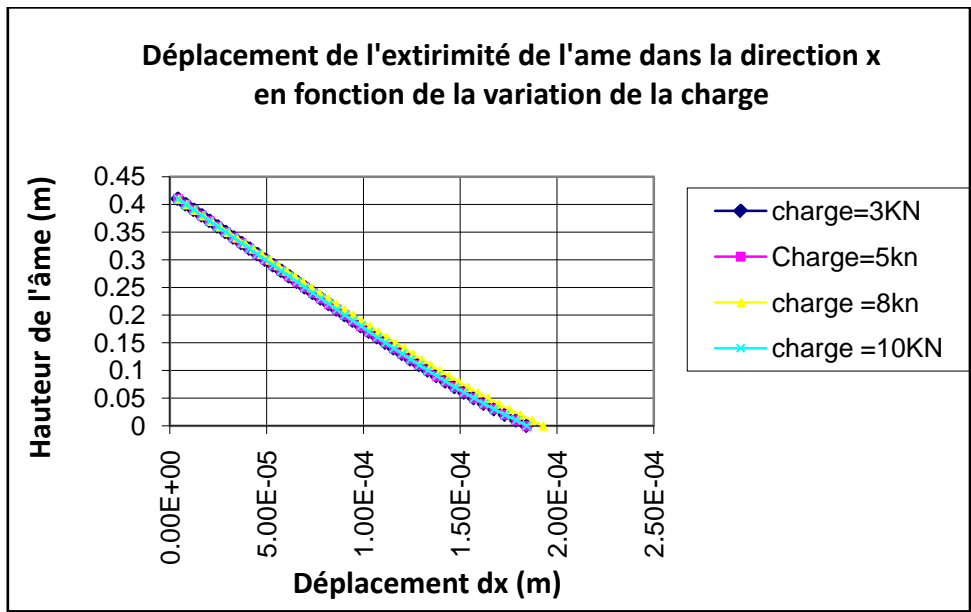


Fig.3.13 Déplacement de l'extrémité de l'âme dans la direction X

Dans la direction (z), malgré que l'augmentation du chargement ne présente pas une influence ces courbes montrent par contre une déformation successive de l'âme ce ci est bien représenté sur la figure 3.14.

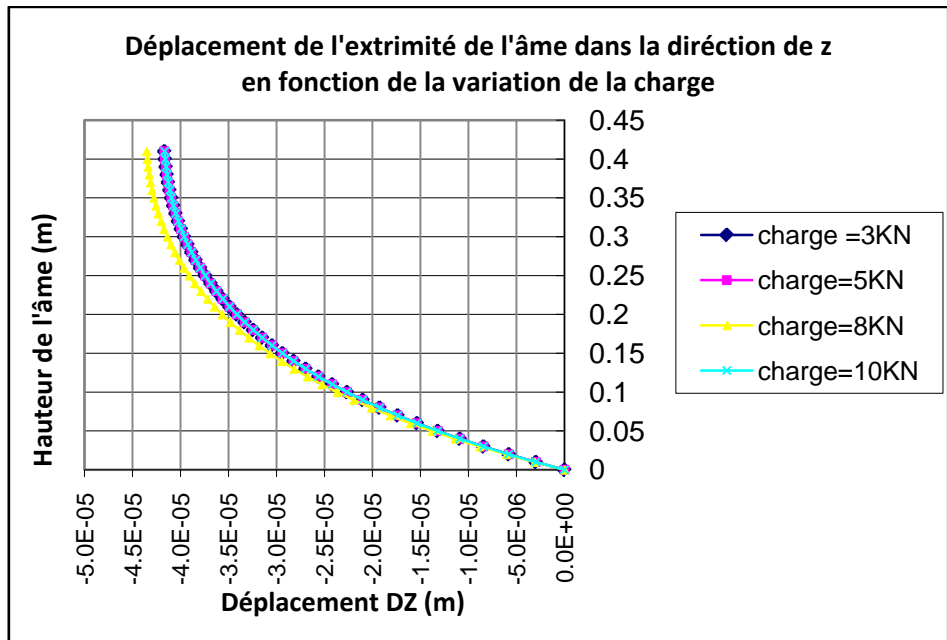


Fig 3.14 déplacement de l'extrémité de l'âme dans la direction de Z

Dans la direction (y), la différence entre les courbes est remarquable. En effet, plus la charge est importante plus le déplacement augmente. Un déplacement de 25cm est obtenu pour une

charge ponctuelle horizontale de 10kN. Ce déplacement est important relativement aux dimensions de la poutre Fig.3.15.

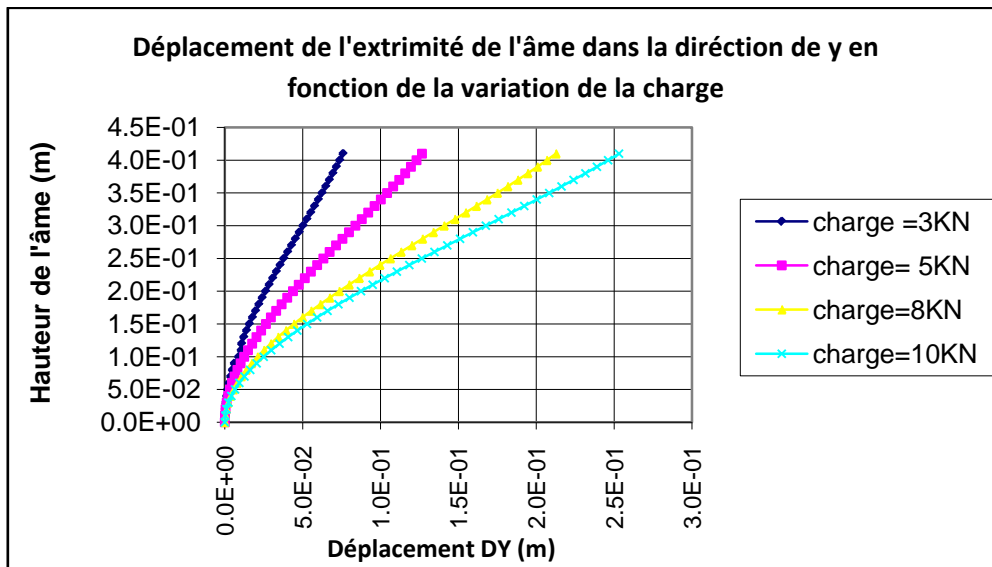


Fig.3.15 Déplacement de l'extrémité de l'âme dans la direction de Y

A la mi hauteur de l'âme, l'étude est faite sur la longueur de la poutre dans la direction la plus sollicitée. Ce qui correspond au sens (y). Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 3.15. Cette dernière montre que les déplacements sont moins importants, relativement aux déplacements à l'extrémité. Ces courbes montrent aussi l'apparition d'un cloquage dans la zone proche du point d'application de la charge ponctuelle. Ce cloquage est plus apparent avec l'augmentation de la magnitude de cette charge.

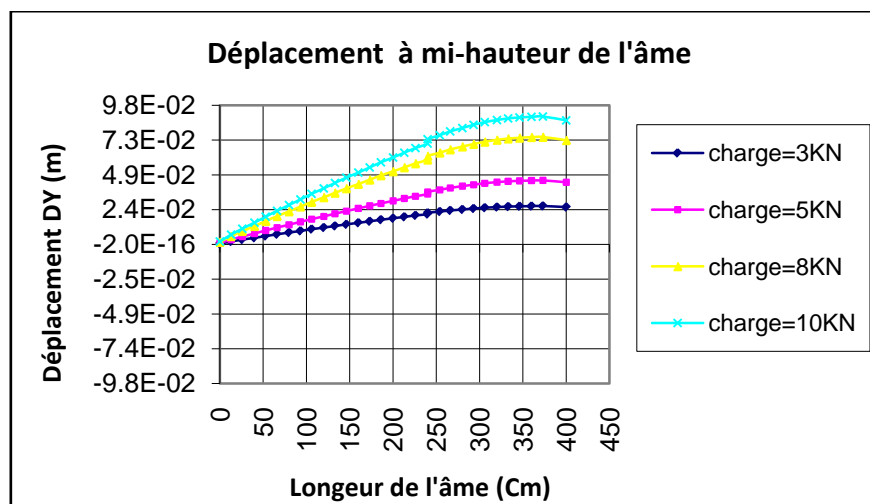
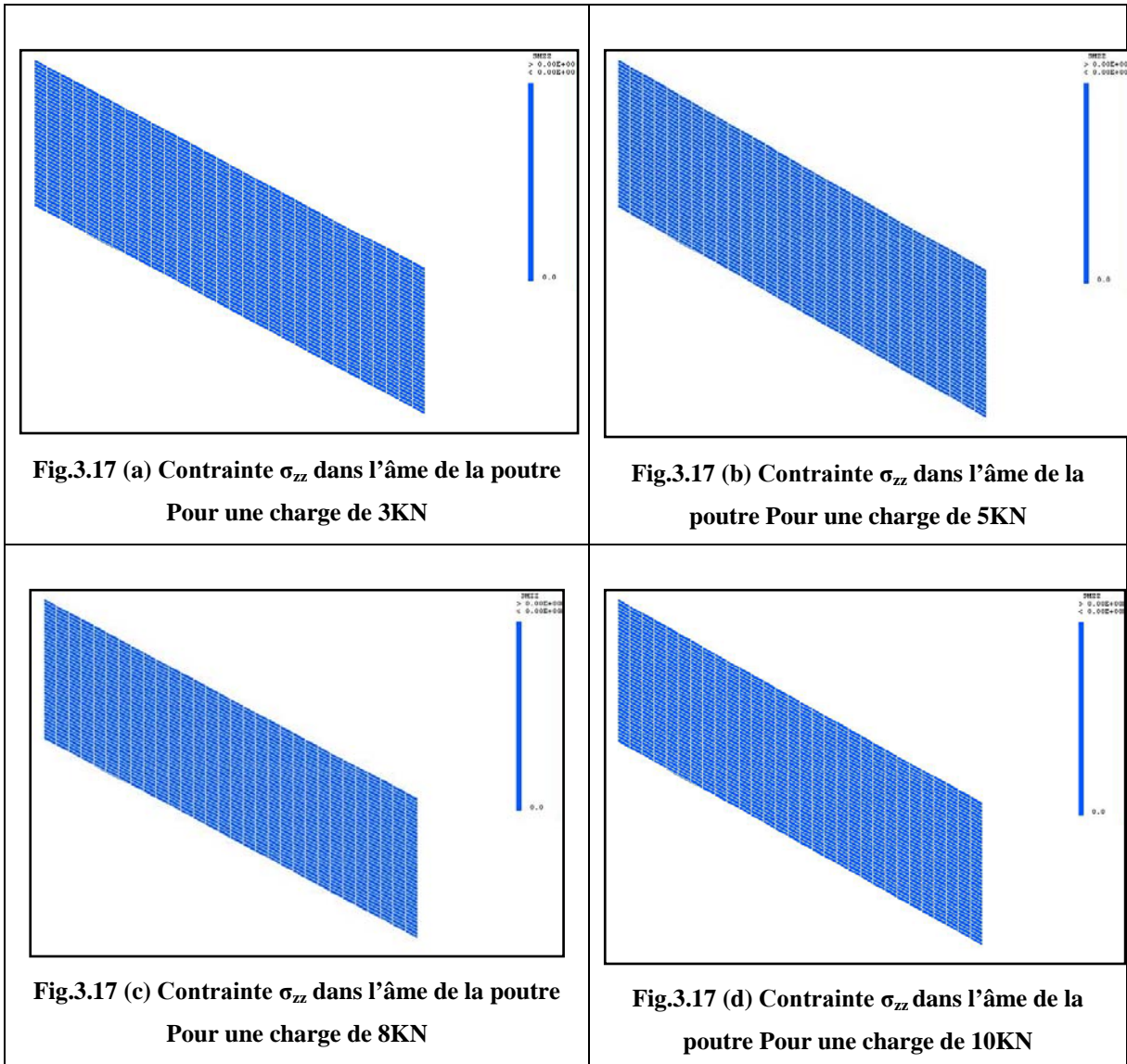


Fig.3.16 Déplacement à mi-hauteur de l'âme pour différents chargements

3.6.4. Contraintes dans l'âme de la poutre

Les contraintes σ_{zz} dans l'âme pour n'importe quel chargement sont nulles ce qui concorde avec la théorie linéaire des plaques Fig.3.17 (a, b, c et d).



Les répartitions des contraintes σ_{xx} et σ_{yy} sont presque les mêmes. Cependant au niveau de l'appui parallèle au point d'application de la force ponctuelle dans le sens 'y', la concentration des contraintes semble être plus importante. La magnitude de ces contraintes dans le sens 'y' est largement supérieure que dans le sens 'x'. Une différence de 68% a été observée Fig.3.18 (a, b, c, d) et Fig.3.19 (a, b, c, d).

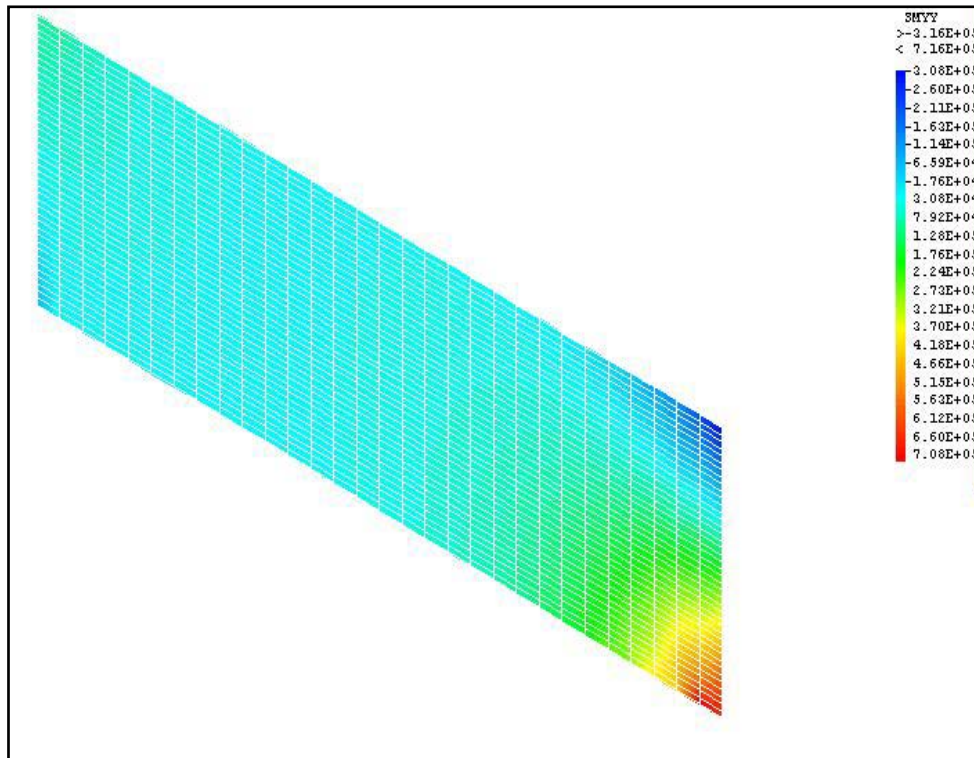


Fig.3.18 (a) Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre pour une charge de 3KN

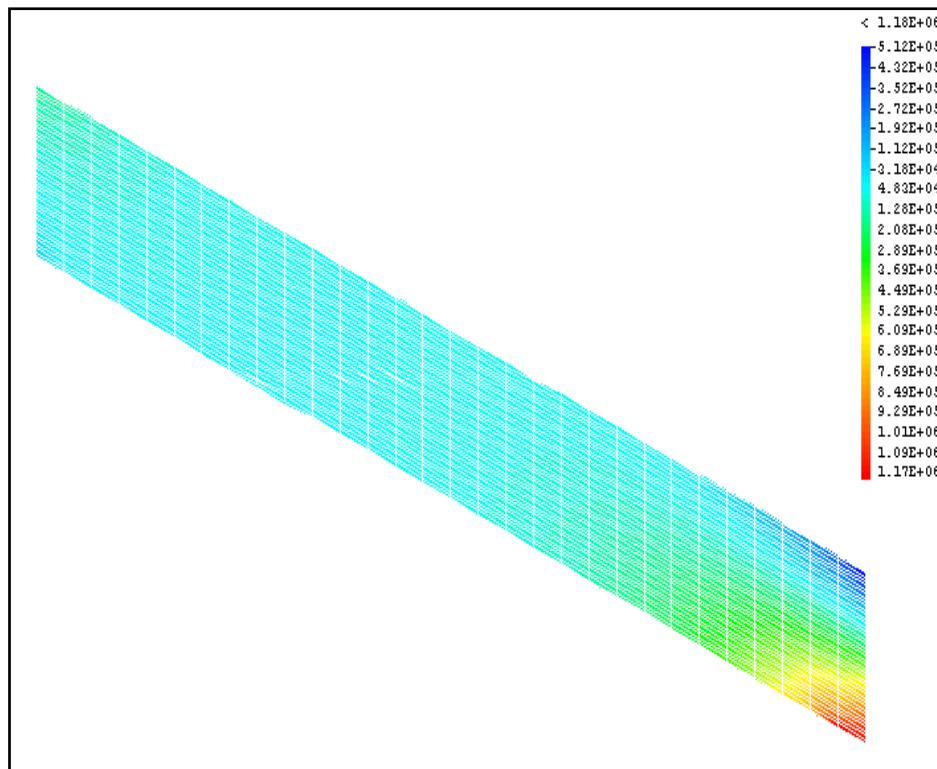


Fig.3.18 (b) Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre pour une charge de 5KN

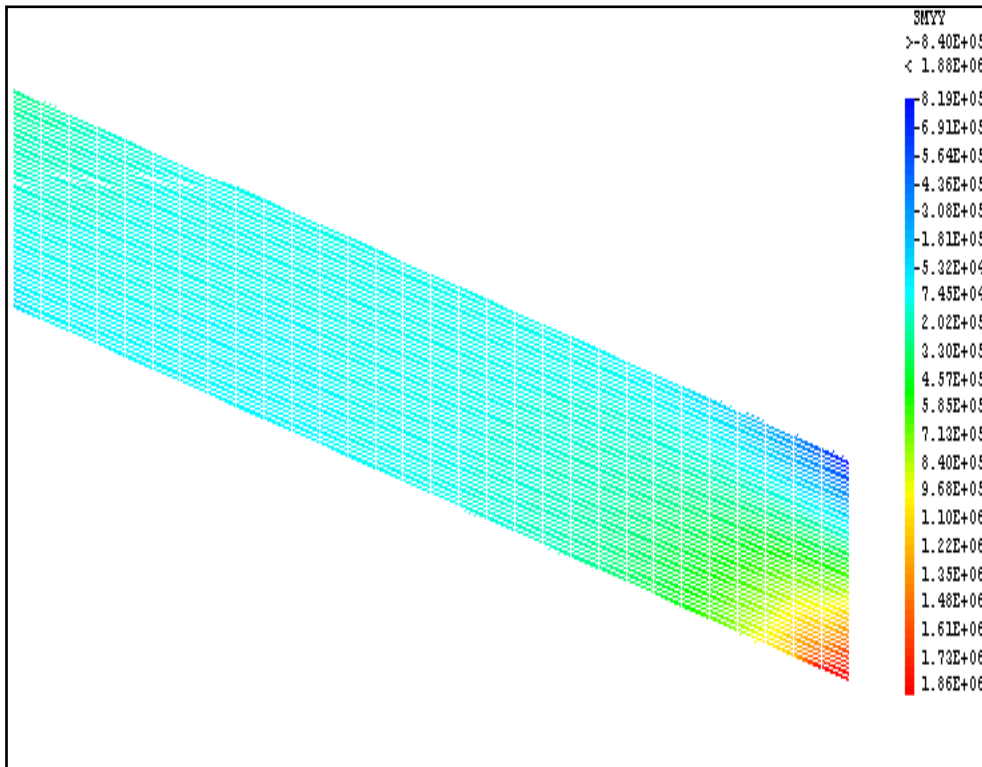


Fig.3.18 (c) Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre pour une charge de 8kN

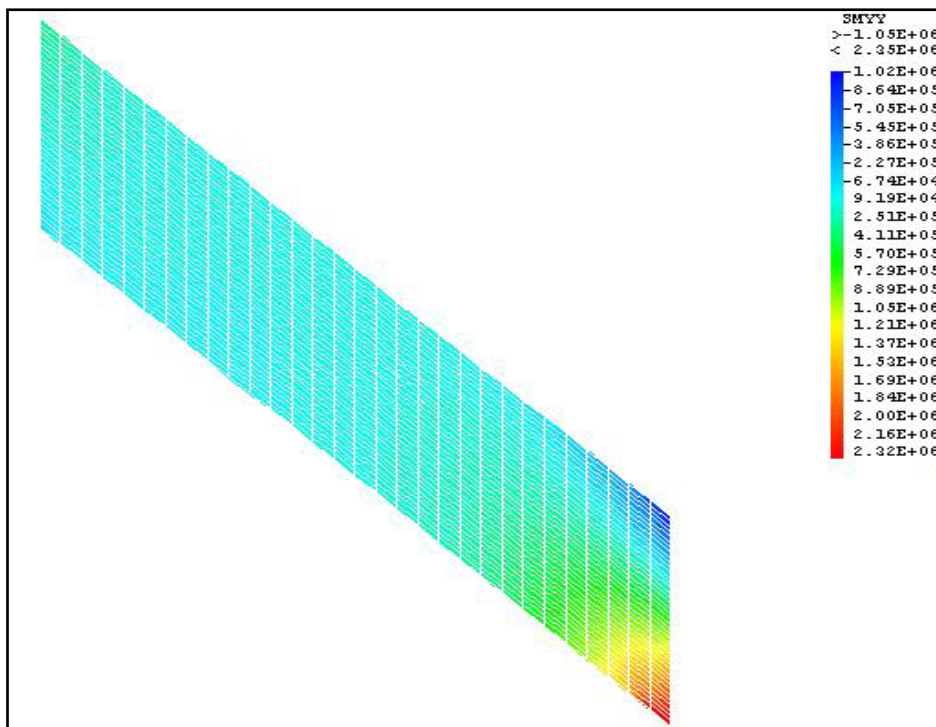


Fig.3.18 (d) Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre pour une charge de 10kN

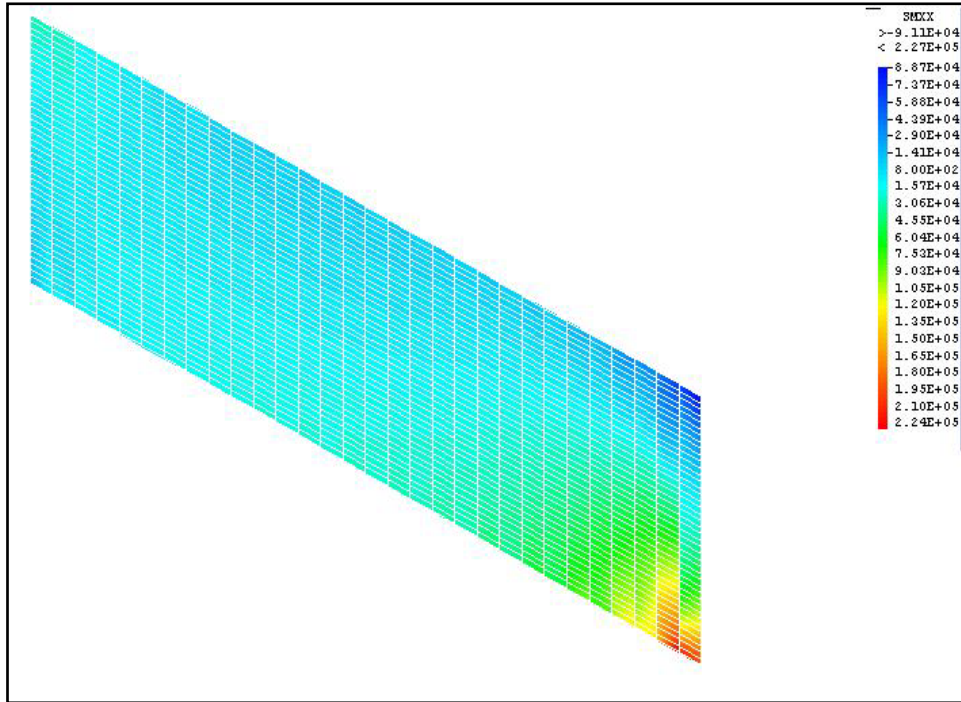


Fig.3.19 (a) Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre pour une charge de 3kN

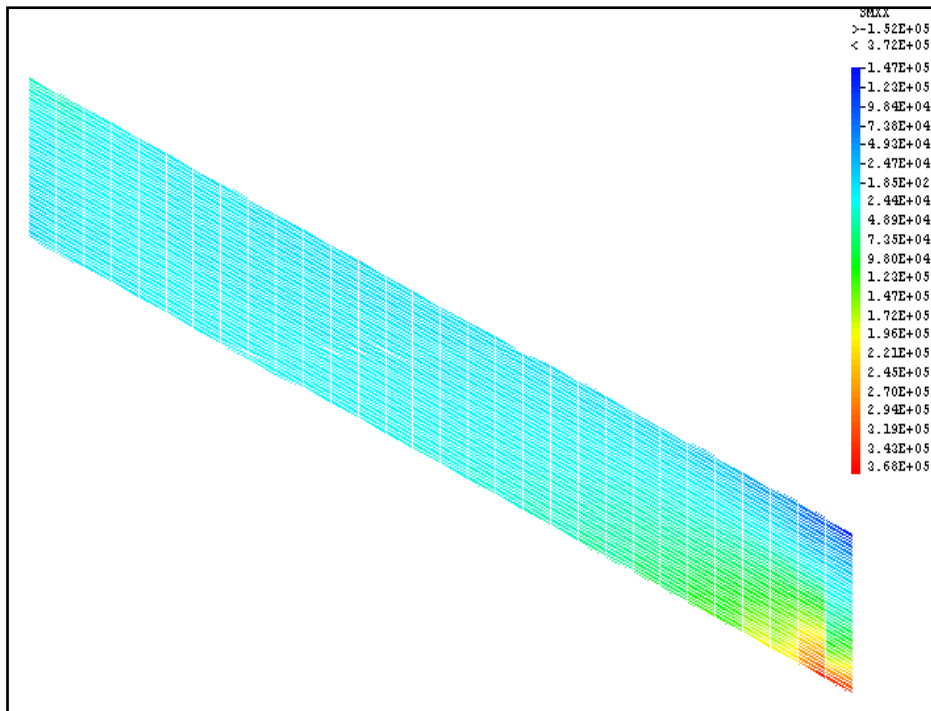


Fig.3.19 (b) Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre pour une charge de 5kN

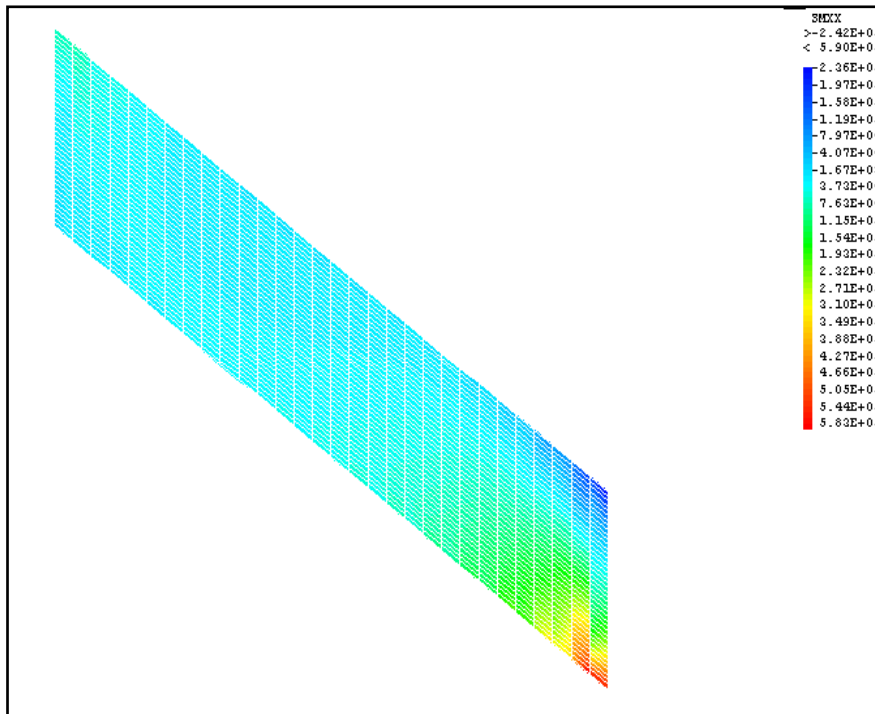


Fig.3.19 (c) Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre pour une charge de 8KN

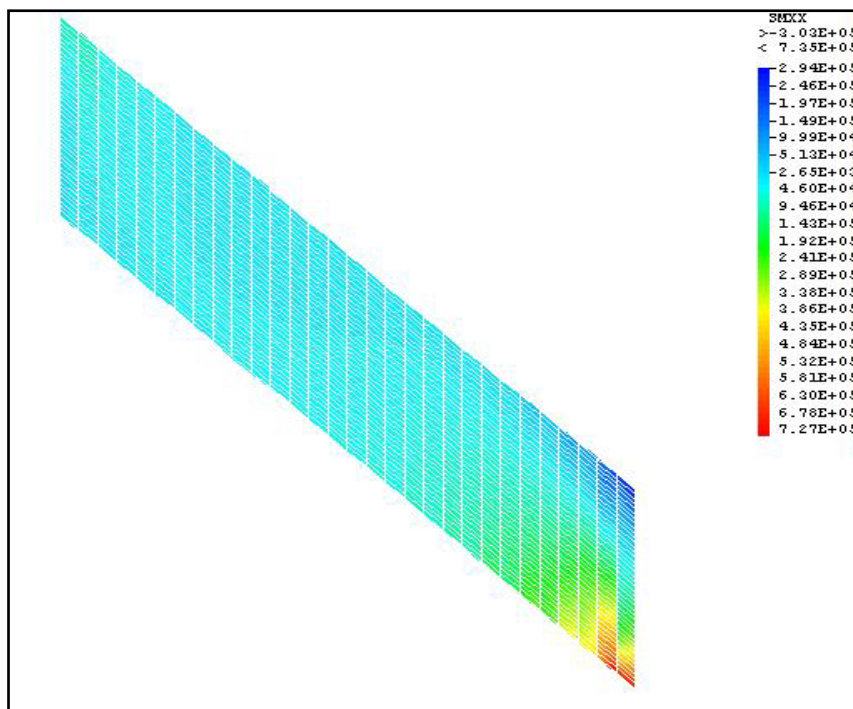


Fig.3.19 (d) Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre pour une charge de 10KN

Les courbes des contraintes selon la hauteur à l'extrémité de l'âme (Fig.3.20.a et b) et les contraintes selon la longueur de l'âme de la poutre (Fig.3.21.a et b) ont permis de mieux comprendre la répartition discutée auparavant.

3.6.4. a. Contraintes à l'extrémité de l'âme

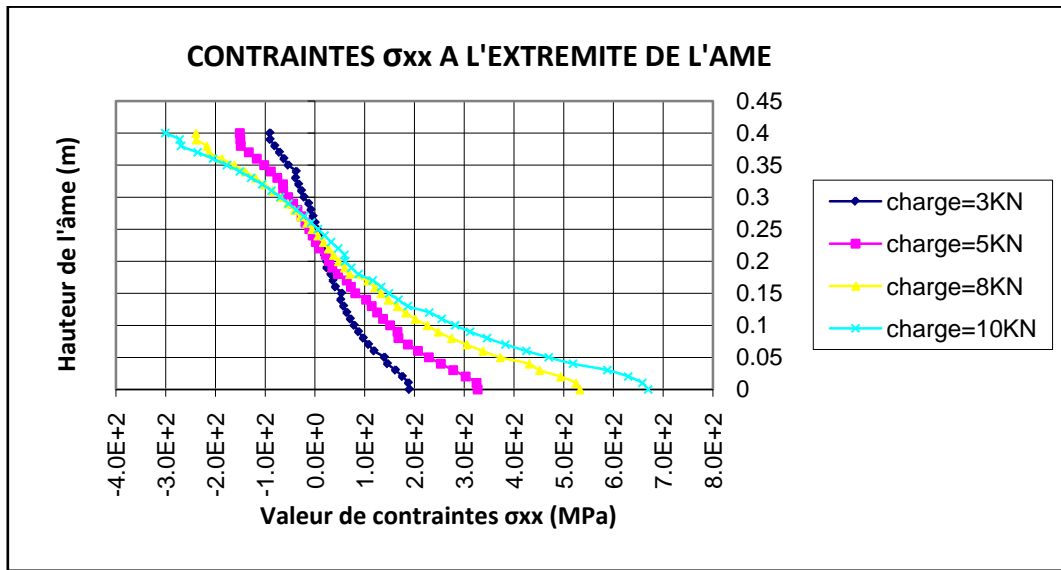


Fig.3.20 (a) Variation de contraintes σ_{xx} à l'extrémité de l'âme

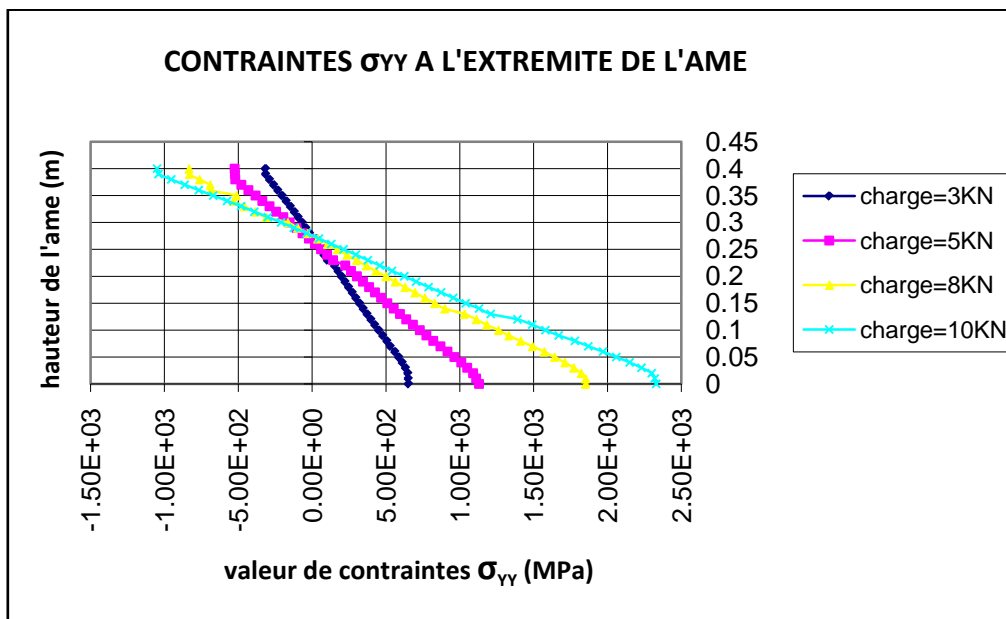


Fig.3.20 (b) Variation de contraintes σ_{yy} à l'extrémité de l'âme

Les contraintes à l'extrémité de l'âme sont très élevées. Cette partie de l'âme subit en effet des déformations très importantes. Les contraintes σ_{xx} et σ_{yy} au niveau de l'appui sont maximales et dépassent de loin la limite d'élasticité de l'acier utilisé. Des valeurs de $\sigma_{xx}=670\text{MPa}$ et $\sigma_{yy}=2330\text{MPa}$ pour un chargement ponctuelle de 10kN ont été observées. Elles sont toutes les deux supérieures à la contrainte de traction de l'acier qui est de 510MPa. Par conséquent, il y a eu rupture au niveau de l'appui droit. Les deux figures 3.20 (a) et

3.20 (b) montrent clairement que les valeurs des contraintes aussi bien dans le sens x que dans le sens y sont fonction de l'intensité de la charge ponctuelle. Plus la charge ponctuelle augmente d'intensité plus les contraintes aussi bien de traction que celles de la compression sont importantes.

3.6.4. b Contraintes le long de l'âme

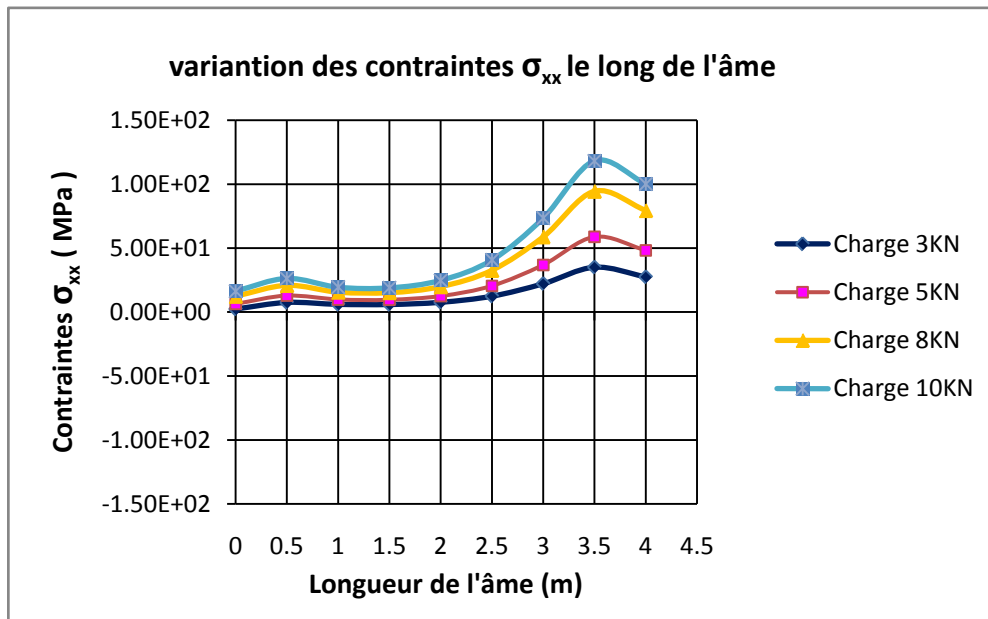


Fig.3.20 (c)1a Variation de contraintes σ_{xx} sur la longueur de l'âme

En ce qui concerne les contraintes dans le sens 'x', la figure 3.20(c) montre une mobilisation de la résistance avec l'augmentation de la longueur de l'âme pour atteindre une valeur max. Cette valeur max. semble être fonction de l'intensité de la charge ponctuelle appliquée. En effet plus la charge ponctuelle augmente, plus la courbe présente une valeur max plus élevée. Au-delà de la valeur au pic, la courbe subit un écrouissage correspondant à une perte de résistance. Un point important est noté en ce qui concerne la longueur de l'âme correspondant à la valeur au pic de la courbe. En effet elle semble être indépendante de l'intensité de la charge. Pour les cas des chargements utilisés dans cette étude une longueur d'âme de 3.5m semble donner le maximum de la contrainte. Ce point est proche de l'appui droit où la charge est appliquée.

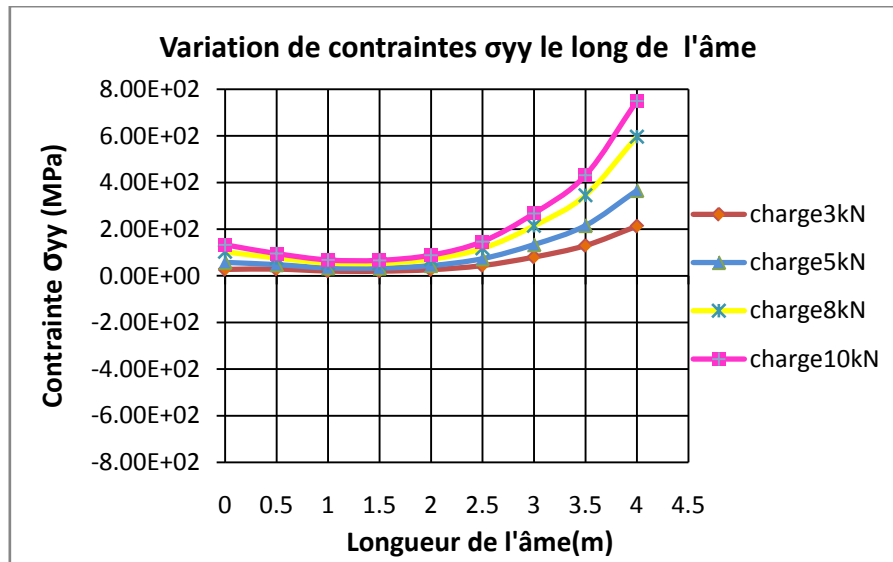


Fig.3.20 (d) Variation de contraintes σ_{YY} sur la longueur de l'âme

Les mêmes observations faites dans le sens 'x' sont obtenus dans le sens 'y' à l'exception que la rupture s'est faite dans une section proche de l'appui lui-même où les valeurs des contraintes sont très importantes relativement à celles obtenues dans le sens 'x' et dépassent même la résistance à la traction de l'acier.

3.7. Poutre renforcée par deux panneaux en béton:

La solution du renforcement de la poutre avec des panneaux de béton placés de part et d'autre de l'âme est due aux nombreux avantages qu'offre ce type de structures mixtes. En effet sur le plan mécanique, le caractère mixte des structures permet de profiter au mieux de la résistance à la compression du béton et celle de la traction de l'acier sur le plan économique. Les deux panneaux de béton auront pour rôle d'augmenter la rigidité de la poutre ce qui aura une conséquence sur la diminution des déformations de l'âme et servira de protection de la poutre contre la corrosion et l'incendie.

3.7.1 Maillage de la poutre renforcée

Le maillage des poutres est présenté sur la figure Fig3.21(a). Ce dernier est défini de telle manière à conserver le même nombre d'éléments entre les surfaces liées de l'âme et les deux panneaux en béton. Ainsi, le maillage est compatible entre les trois interfaces. Le contact entre ces éléments est modélisé par un élément JOINT défini dans CASTEM. Le type de chargement utilisé dans la poutre seule étudiée auparavant est conservé comme le montre la figure Fig3.21(b). La figure Fig.3.21 (c) montre la déformation de la poutre renforcée par

deux panneaux en béton. Son allure est similaire à celle de la poutre seule mais sa magnitude est moindre.

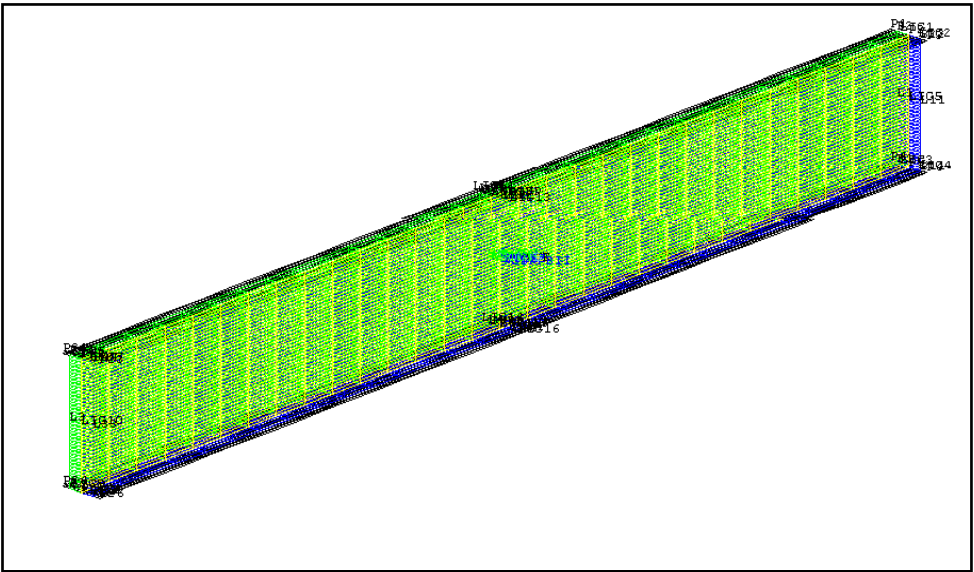


Fig.3.21(a).Maillage de poutre renforcée par les panneaux de béton liés avec élément joint

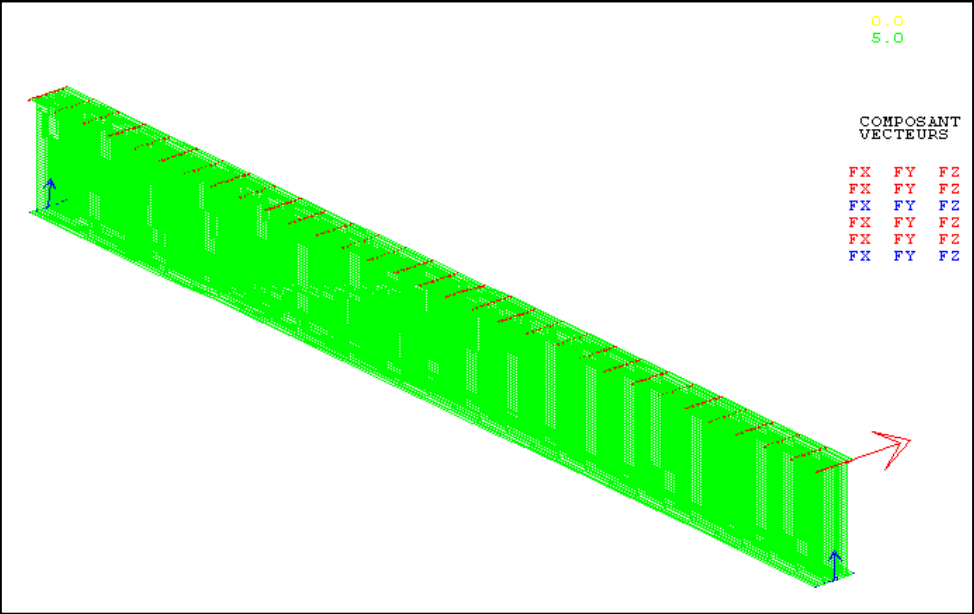


Fig.3.21(b).Chargement de la poutre renforcée avec deux panneaux de béton

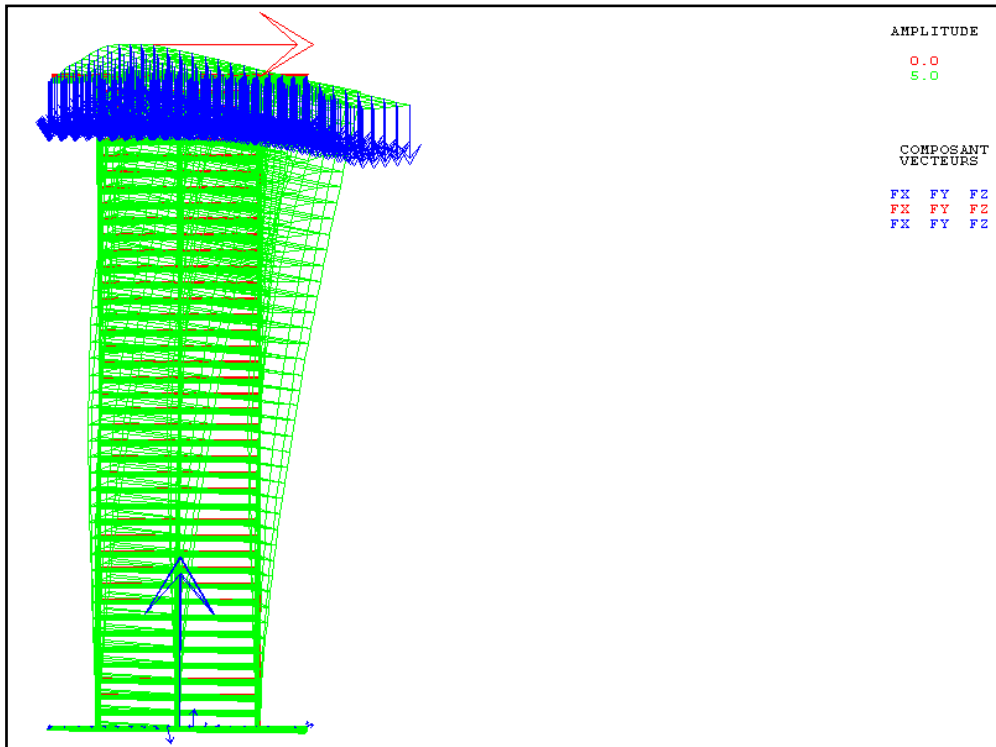


Fig.3.21(c).Déformation de la poutre renforcée avec deux panneaux de béton

3.7.2 Déplacements de la poutre renforcée

Les figures 3.22 (a, b, c et d) montrent que les déplacements max dans les poutres renforcées sont à l'extrémité de l'âme et la semelle supérieure. Ces derniers restent relativement faibles s'ils sont comparés à ceux développés dans les poutres non renforcées. Pour un chargement de 10 kN par exemple, un déplacement de 25cm pour la poutre non renforcée a été observé alors que pour la poutre renforcée un déplacement 1.23cm a été noté. Ceci montre l'efficacité de la solution adoptée.

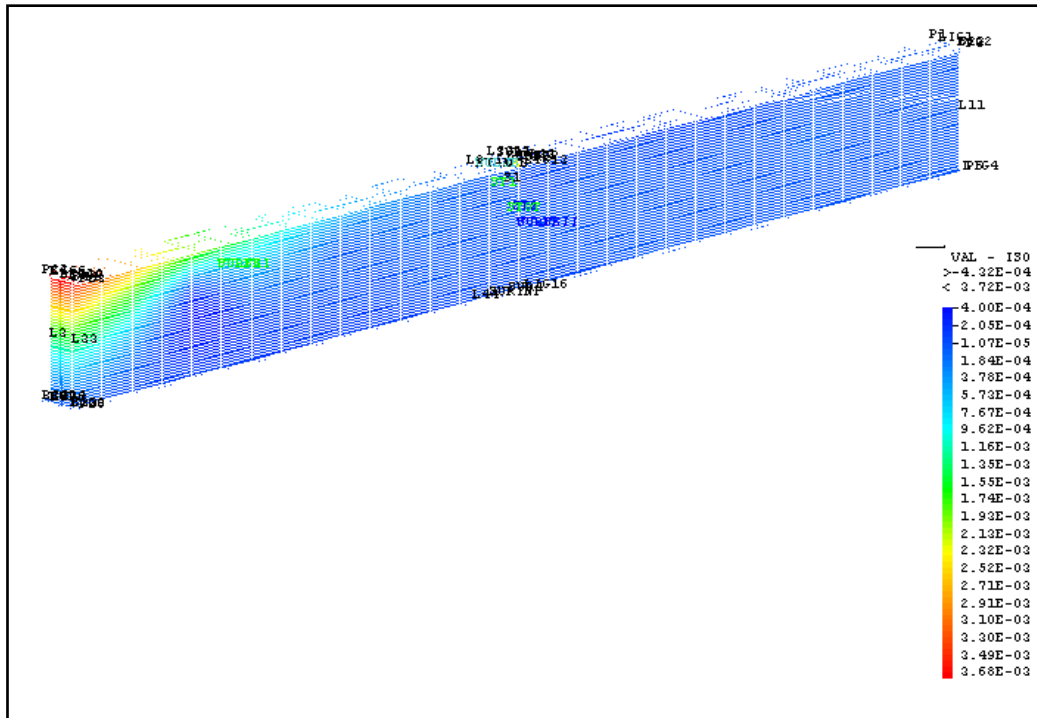


Fig.3.22 (a) Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=3KN

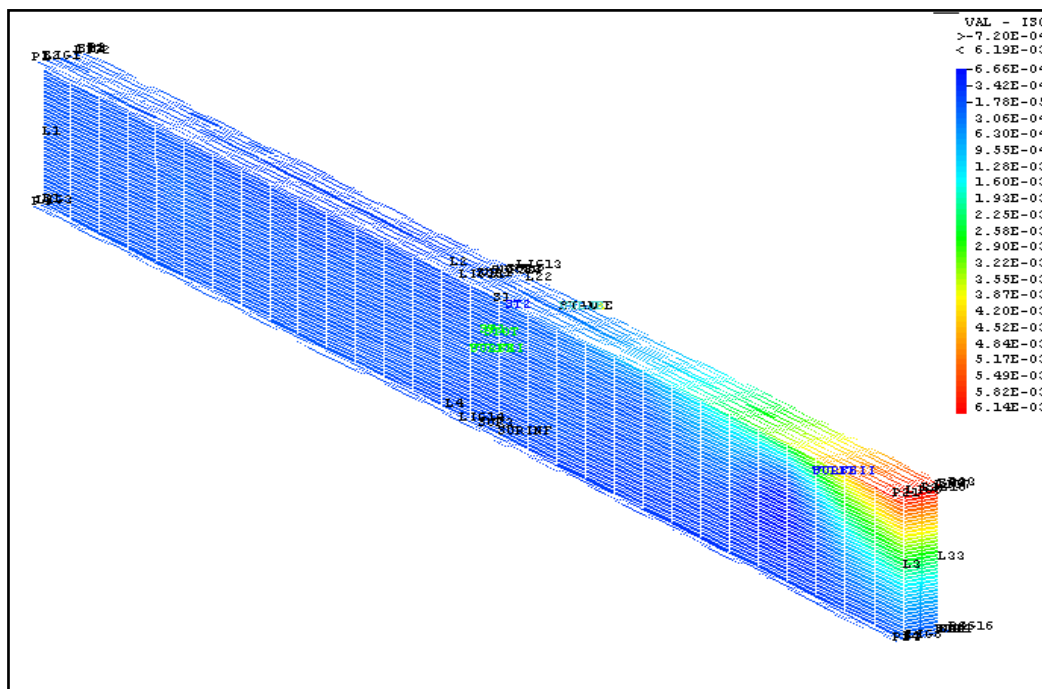


Fig.3.22 (b) Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=5KN

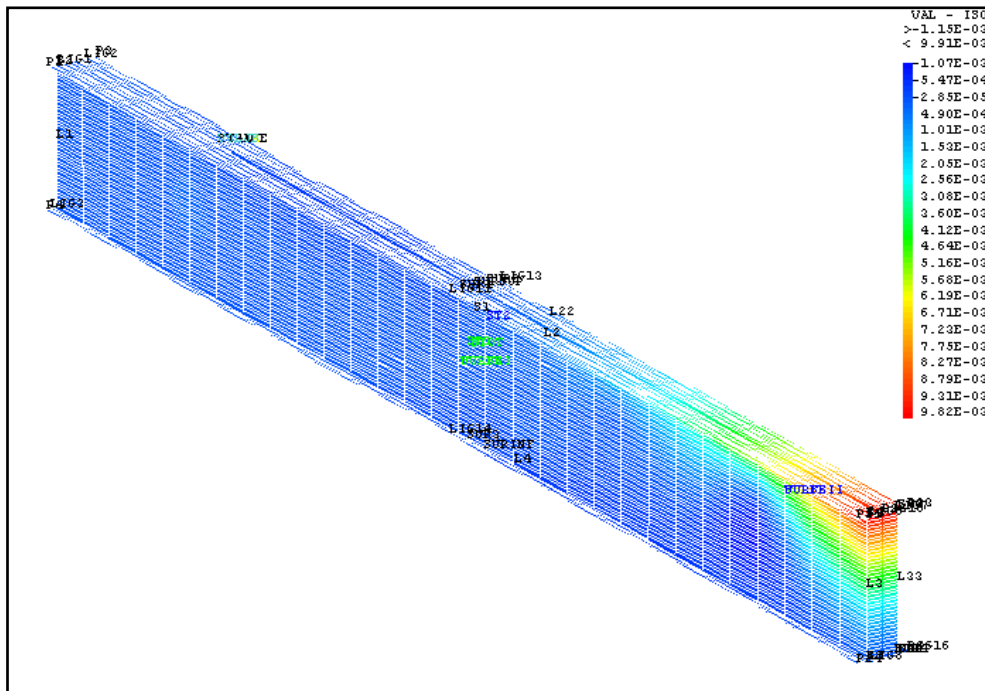


Fig.3.22 (c) Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=8kN

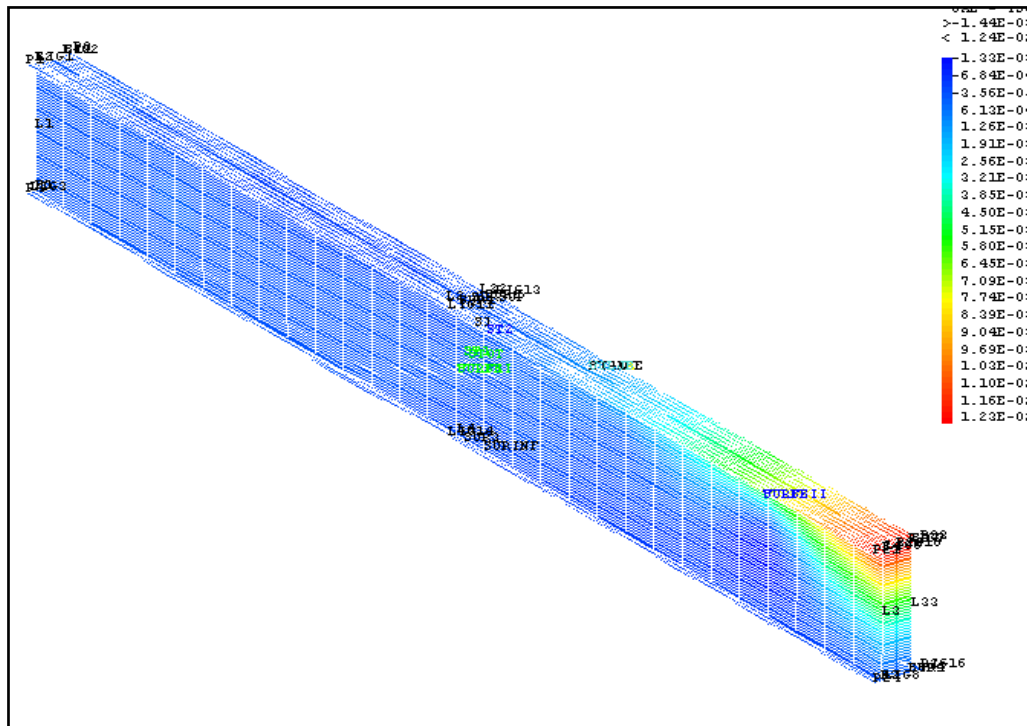


Fig.3.22 (d) Isovaleurs des déplacements dans la direction Y sous charge=10kN

Les figures 3.23 (a, b, c et d) et 3.24 (a, b, c et d) montrent que le comportement des poutres renforcées est totalement différent que celui des poutres non renforcées dans les sens 'x' et 'z'; les déplacements sont maximum au niveau de l'âme et la semelle supérieure; par contre

pour la poutre seule les déplacements étaient maximum au niveau des deux semelles mais en comparant les valeurs les déplacements diminuent avec le renforcement et deviennent de plus en plus faibles en les comparant avec le sens 'y'; ce dernier représente la direction critique qu'on doit étudier et ceci en représentant les courbes charges déplacements et la variation des contraintes dans l'âme .

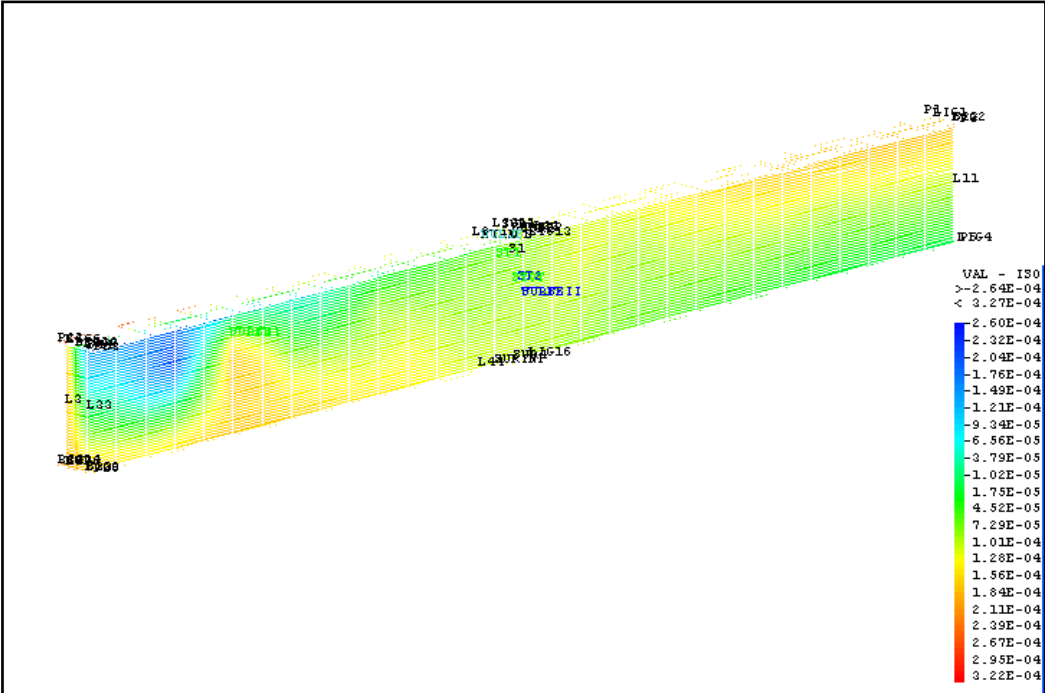


Fig.3.23 (a) Isovaleurs des déplacements dans la direction X sous charge=3KN

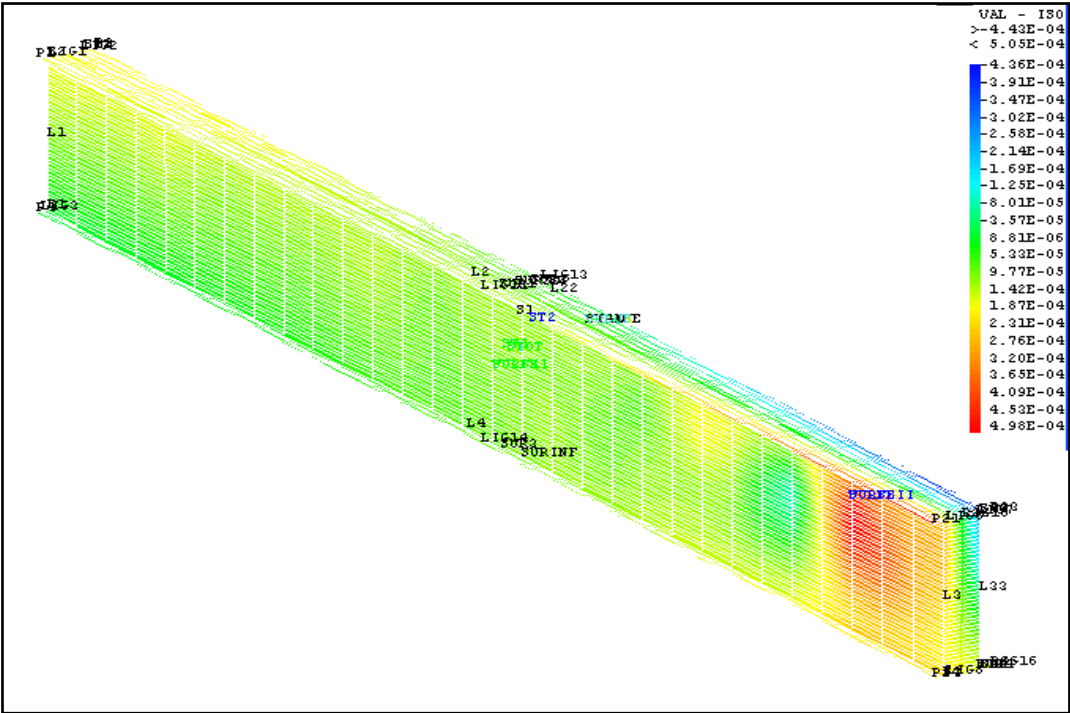


Fig.3.23 (b) Isovaleurs des déplacements dans la direction X sous charge=5KN

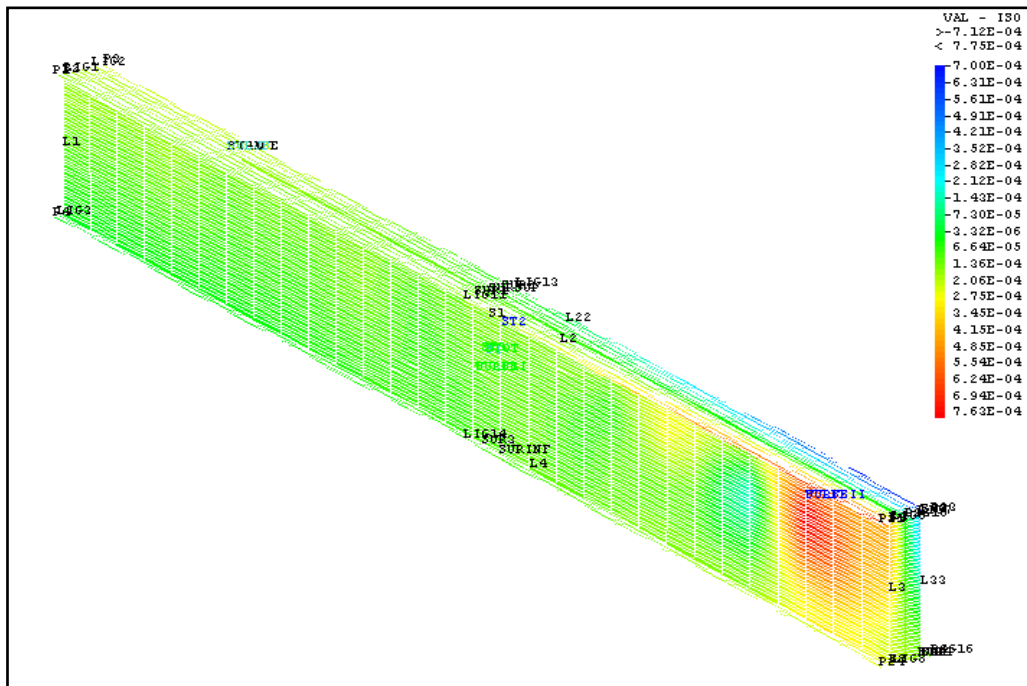


Fig.3.23 (c) Isovaleurs des déplacements dans la direction X sous charge=8KN

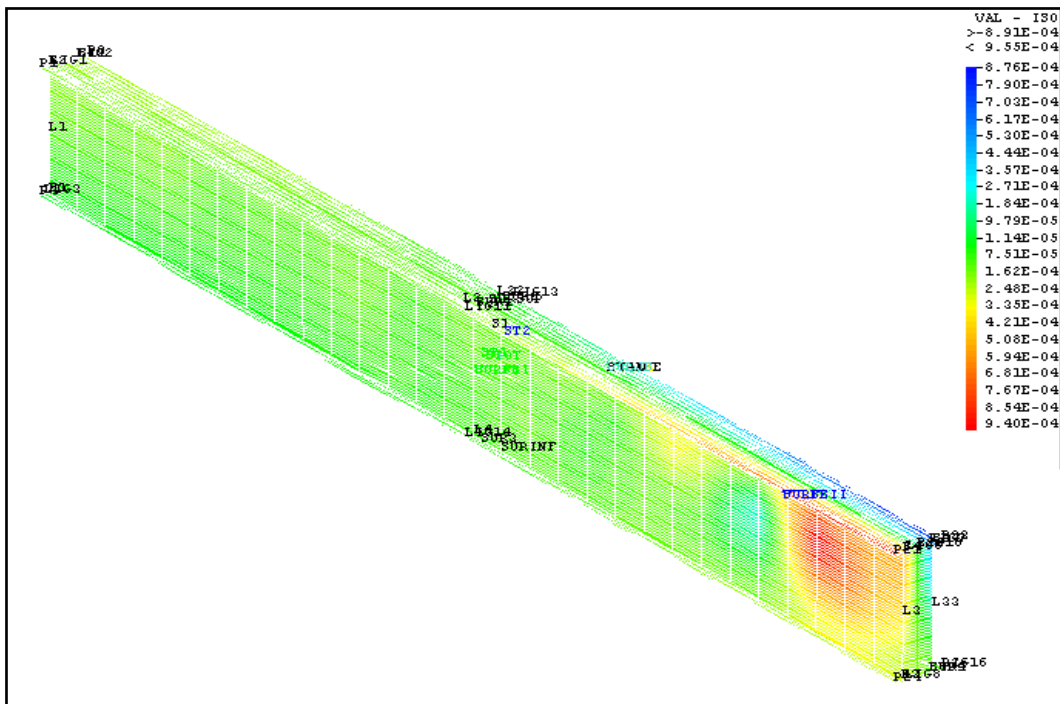


Fig.3.23 (d) Isovaleurs des déplacements dans la direction X sous charge=10KN

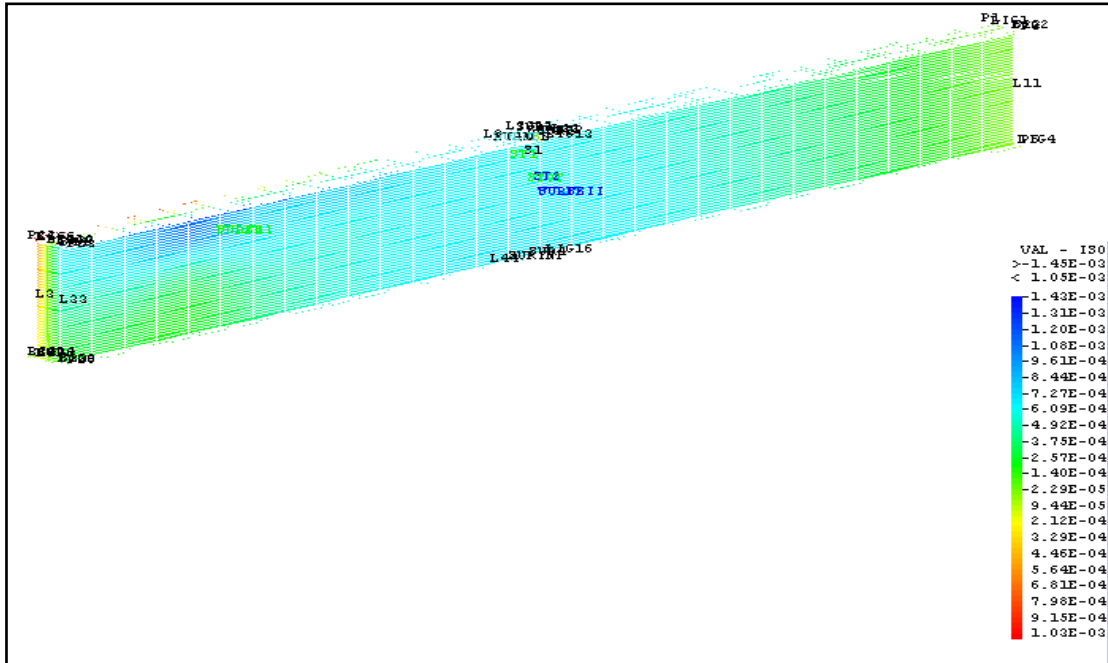


Fig.3.24 (a) Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=3KN

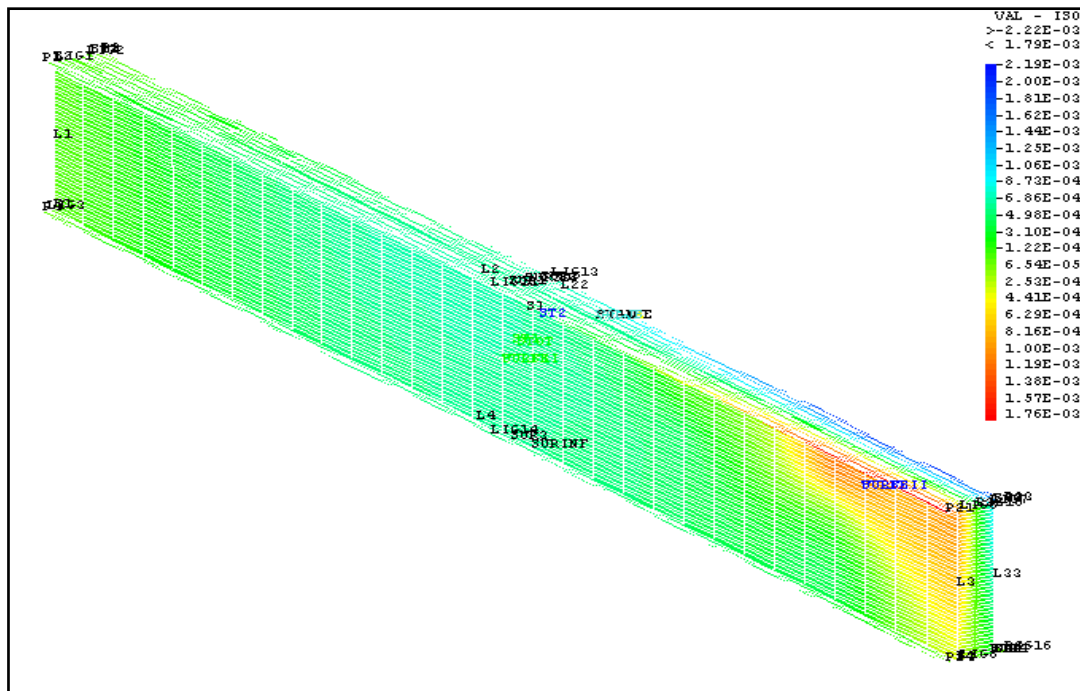


Fig.3.24 (b) Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=5KN

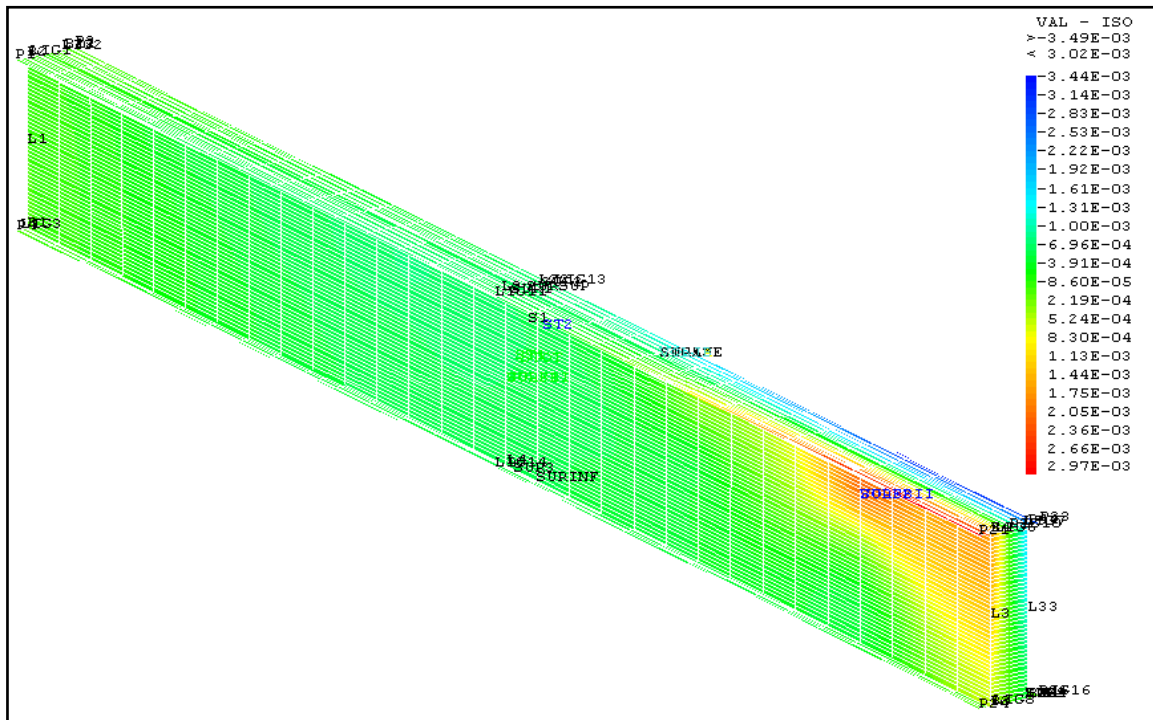


Fig.3.24 (c) Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=8KN

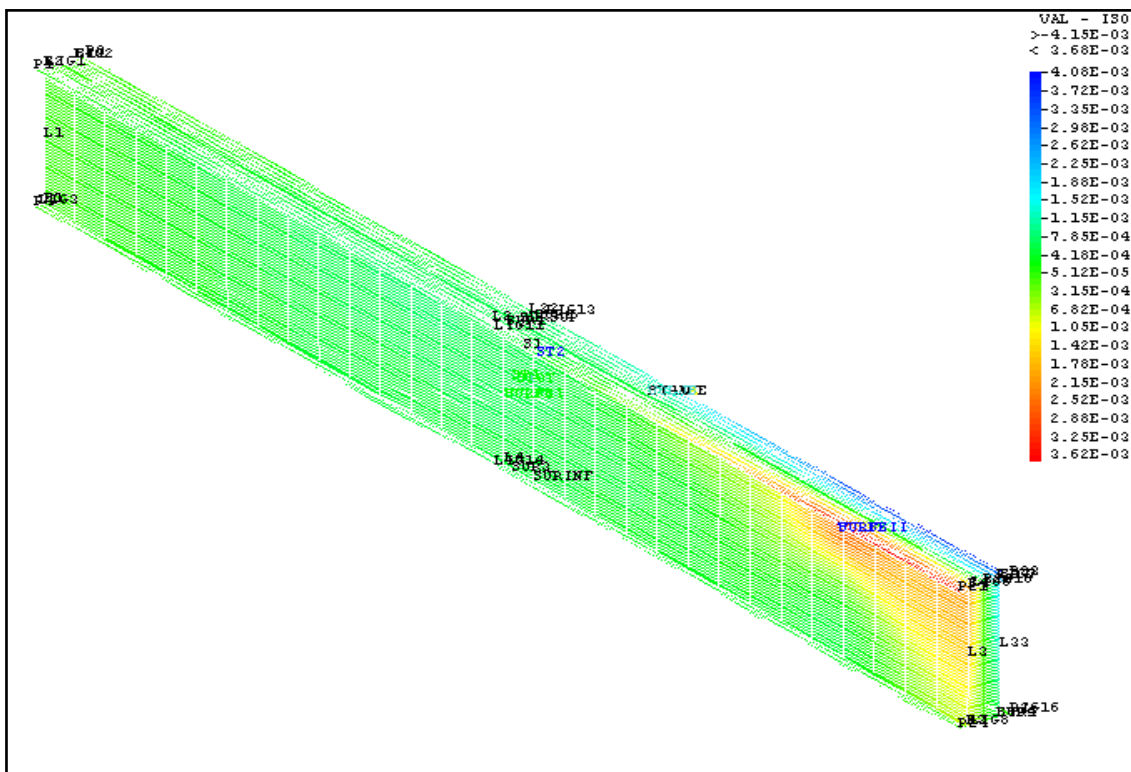


Fig.3.24 (d) Isovaleurs des déplacements dans la direction Z sous charge=10KN

Les figures Fig.3.25, 3.26 et 3.27 représentent respectivement les isovaleurs déplacement de l'âme de la poutre PRS dans les directions x, y et z, après renforcement de celle-ci par deux panneaux en béton. La deuxième figure montre que dans le sens 'y', la déformée de l'âme de la poutre renforcée est identique à celle de l'âme de la poutre non renforcée. Il y a une réduction remarquable des valeurs de déplacement. Les figures 3.25 et 3.27 montrent que dans les sens 'x' et 'z' les déplacements de l'âme après renforcement deviennent les mêmes des deux cotés de l'axe vertical central de la poutre (Une symétrie dans les déplacements). Cette observation est certainement due aux phénomènes de glissement et de décollement qui arrivent généralement au contact entre deux surfaces de matériau différents. La magnitude des déplacements de l'âme dans la poutre renforcée a été largement réduite relativement à celle des poutres non renforcées ; soit un pourcentage de 90%.

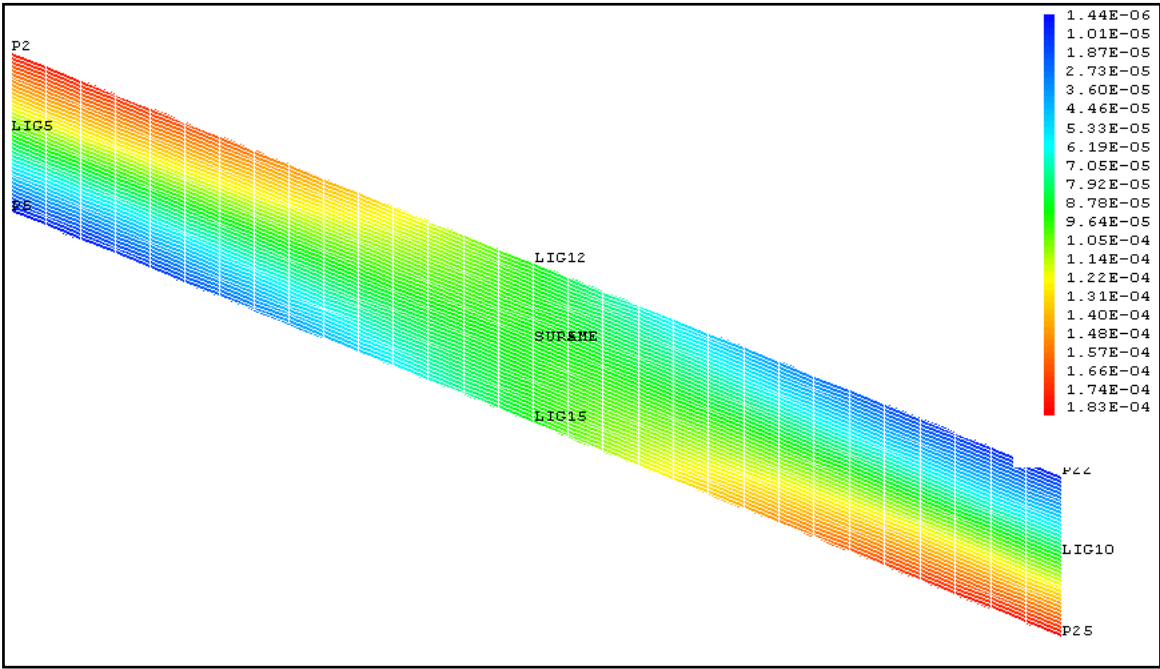


Fig.3.25 Isovaleurs des déplacements de l'âme renforcée dans la direction X

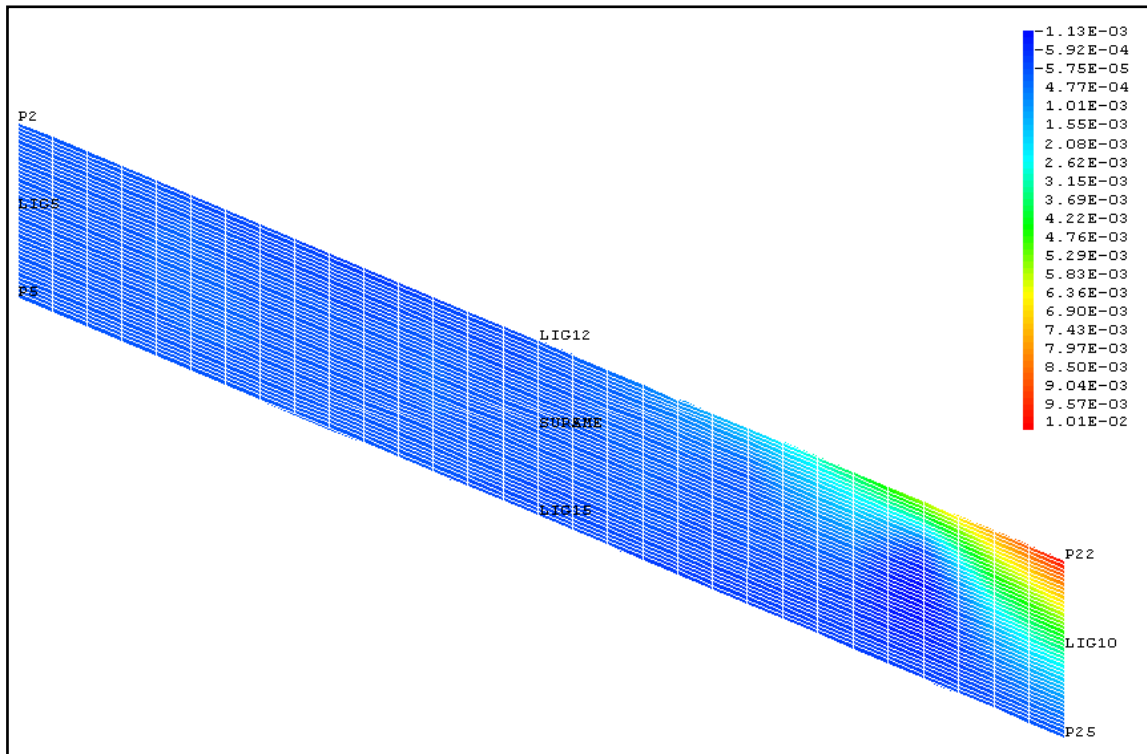


Fig.3.26 Isovaleurs des déplacements de l'âme renforcée dans la direction Y

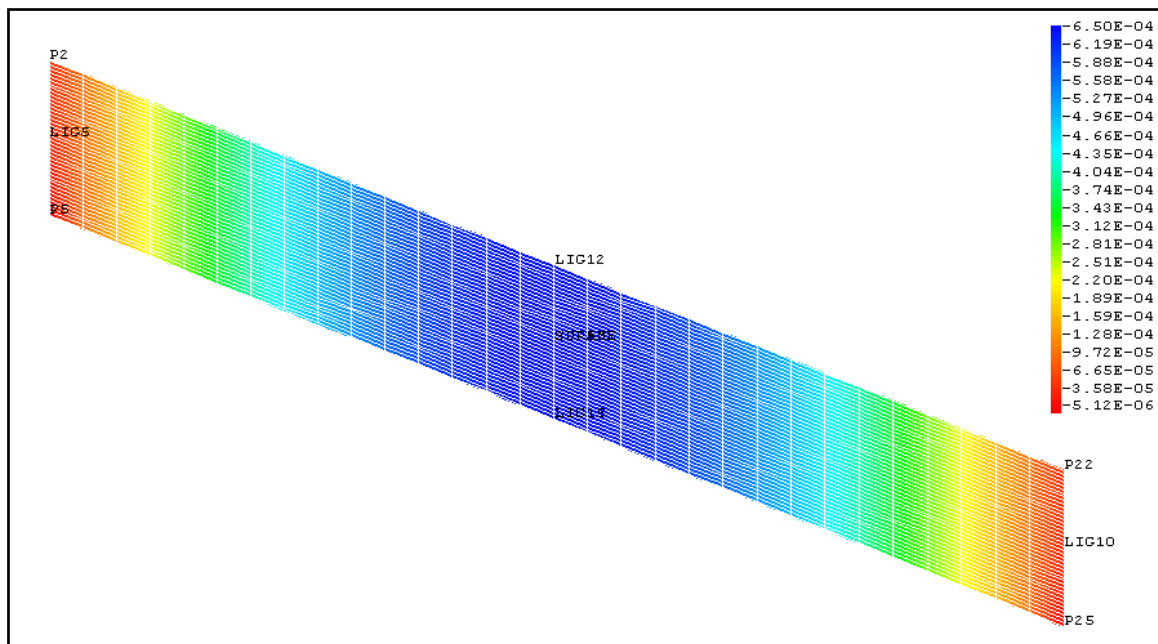


Fig.3.27 Isovaleurs des déplacements de l'âme renforcée dans la direction Z

3.7.3 Courbes des déplacements de la poutre renforcée

La figure Fig.3.28 montre les déplacements aux extrémités de l'âme seule de la poutre renforcées pour les chargements 3, 5, 8 et 10 kN. En effet l'allure des courbes obtenues est identique mais l'augmentation de chargement résulte en une légère augmentation des déplacements.

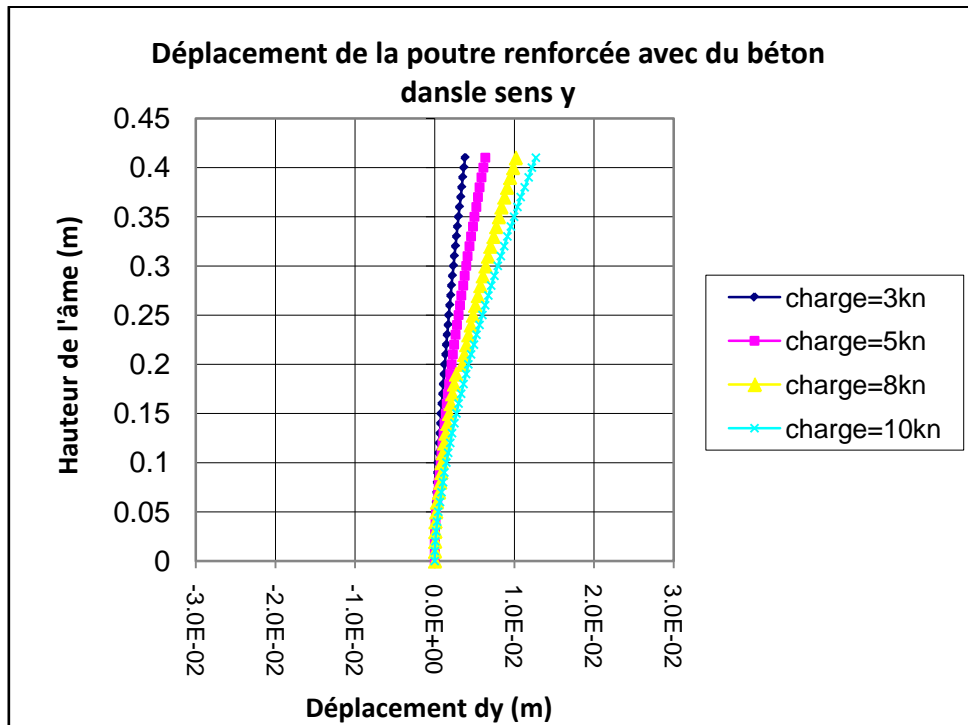


Fig.3.28 influence de la charge ponctuelle sur le déplacement de l'âme sens y.

Les figures 3.29 (a, b, c et d) montrent la comparaison des déplacements de l'extrémité de l'âme des poutres renforcées et non renforcées dans le sens 'y' sous différents cas de chargement. En effet les courbes montrent que le renforcement de la poutre par les panneaux de béton réduit considérablement les déplacements. Ainsi, le renforcement de la poutre semble être une bonne solution pour stabiliser les poutres PRS.

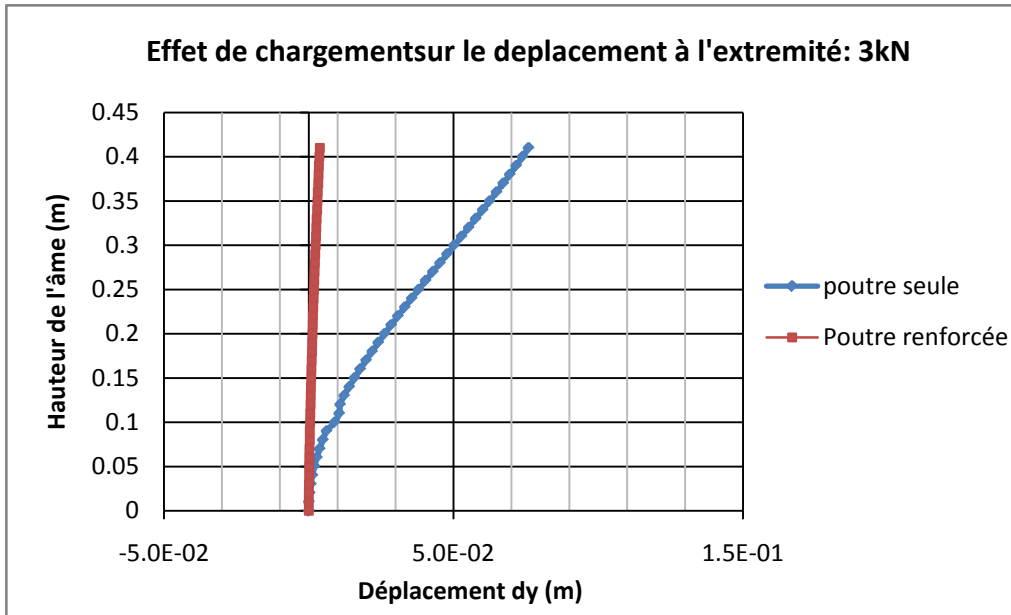


Fig.3.29 (a) Comparaison du déplacement poutre renforcée et non renforcée 3kN

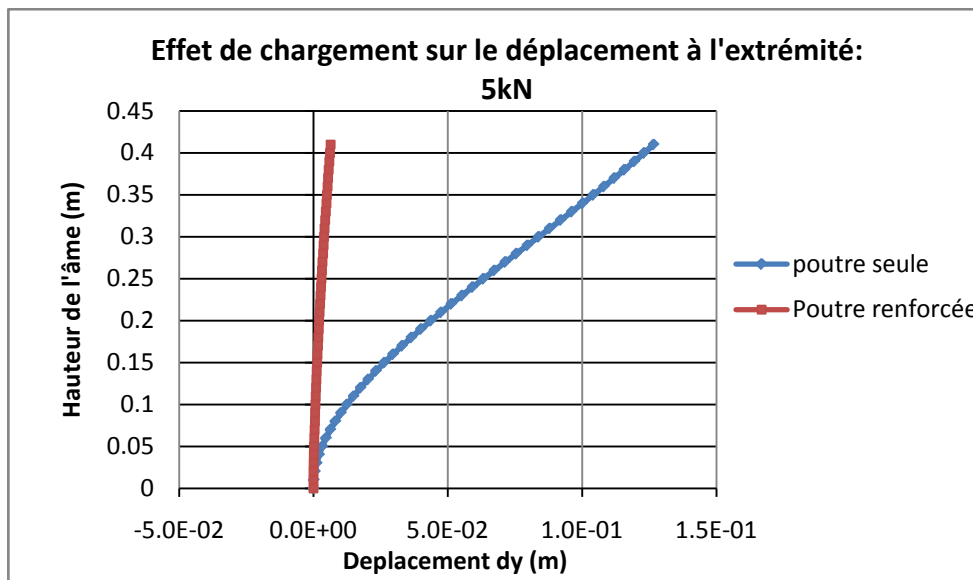


Fig.3.29 (b) Comparaison du déplacement poutre renforcée et non renforcée 5kN

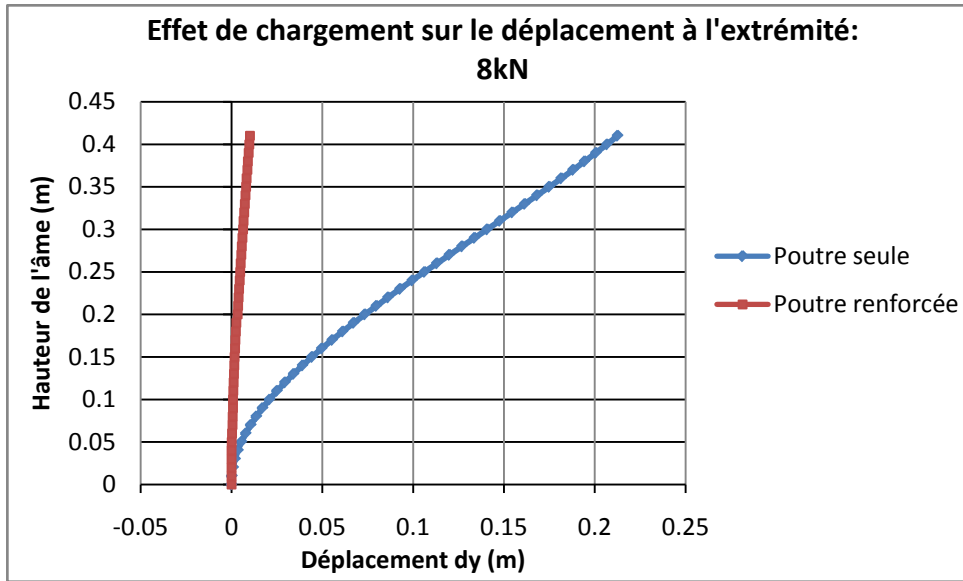


Fig.3.29 (c) Comparaison du déplacement poutre renforcée et non renforcée 8kN

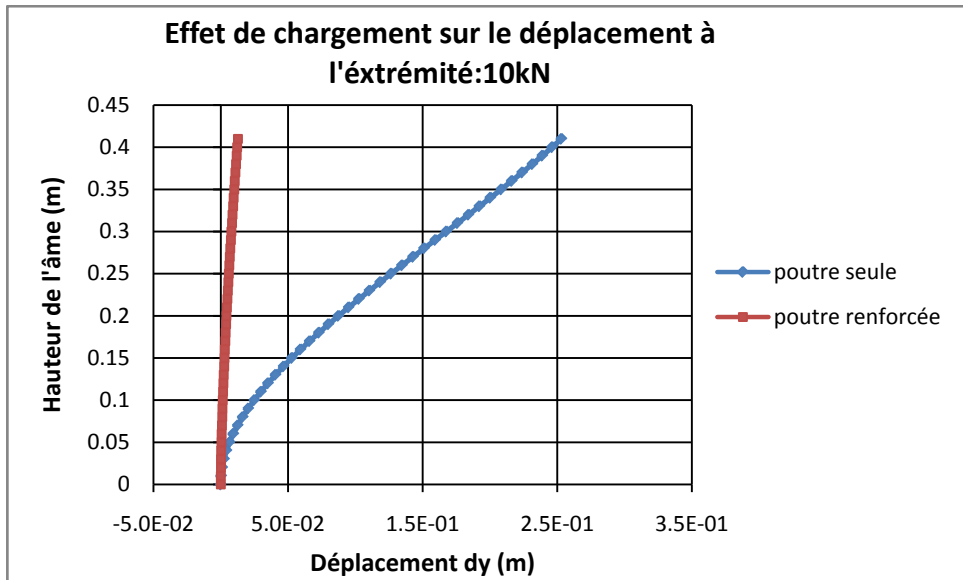


Fig.3.29 (d) Comparaison du déplacement poutre renforcée et non renforcée 10kN

Concernant les déplacements de l'âme à mi hauteur, la figure 3.30 montre que l'augmentation du chargement n'influe pratiquement pas sur les déplacements. Les courbes sont presque confondues à l'exception des points proches de l'appui. Néanmoins, ces déplacements ne semblent pas être importants. Pour un chargement de 10kN le déplacement est inférieur à 3mm. La figure 3.31 montre la comparaison des déplacements de l'ame de la poutre renforcée et la poutre non renforcée. Il y a une diminution importante des valeurs des déplacements. Ces dernières observations confirment encore une fois l'importance du renforcement des poutres

PRS par des panneaux de béton. L'augmentation de l'épaisseur du panneau réduit encore les déplacements comme le montre la figure (3.32).

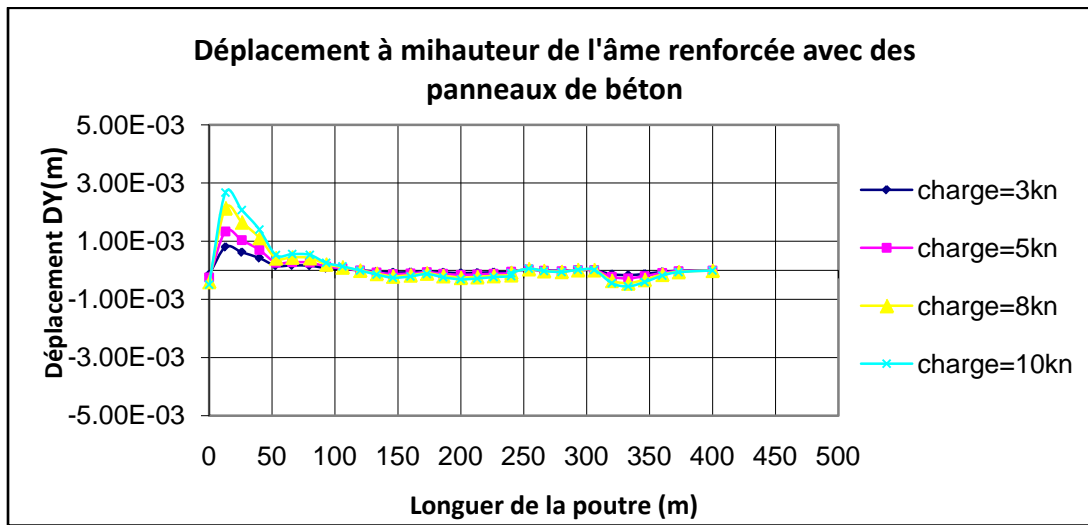


Fig.3.30 influence de la charge ponctuelle sur le déplacement à mi hauteur de l'âme.

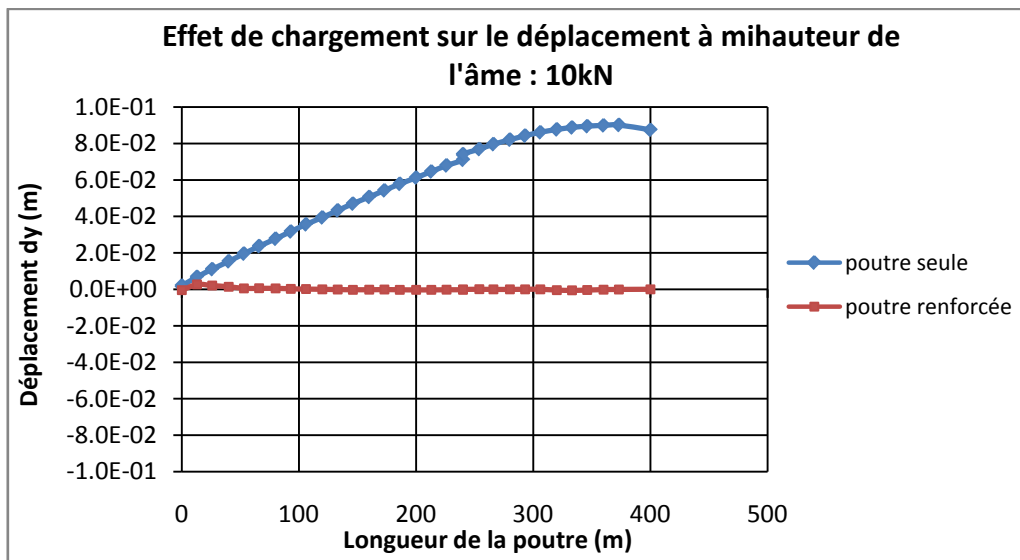


Fig.3.31 Comparaison des déplacements à mi hauteur de la poutre renforcée et non renforcée:10kN

3.7.3 .1 Influence de l'épaisseur du béton sur la poutre :

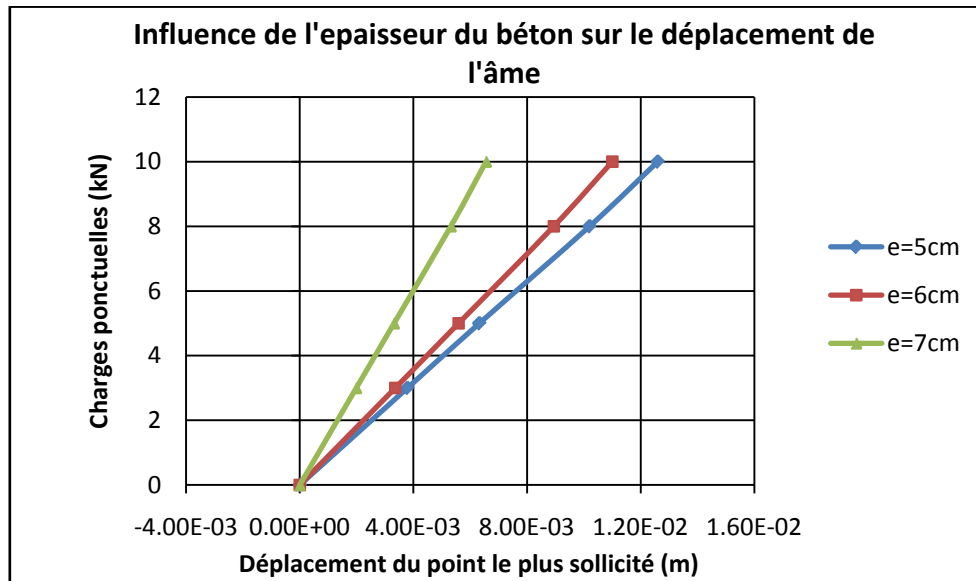


Fig.3.32 Effet de l'épaisseur du béton sur le déplacement de l'âme.

Les déplacements du point le plus sollicité, c'est-à-dire le point d'application de la charge ponctuelle pour la poutre seule et renforcée, sont présentés sur la figure 3.33. Celle-ci montre que les déplacements augmentent avec l'incrément des charges extérieures et que le renforcement de la même poutre par des panneaux en béton réduit considérablement leurs magnitudes de 90%.

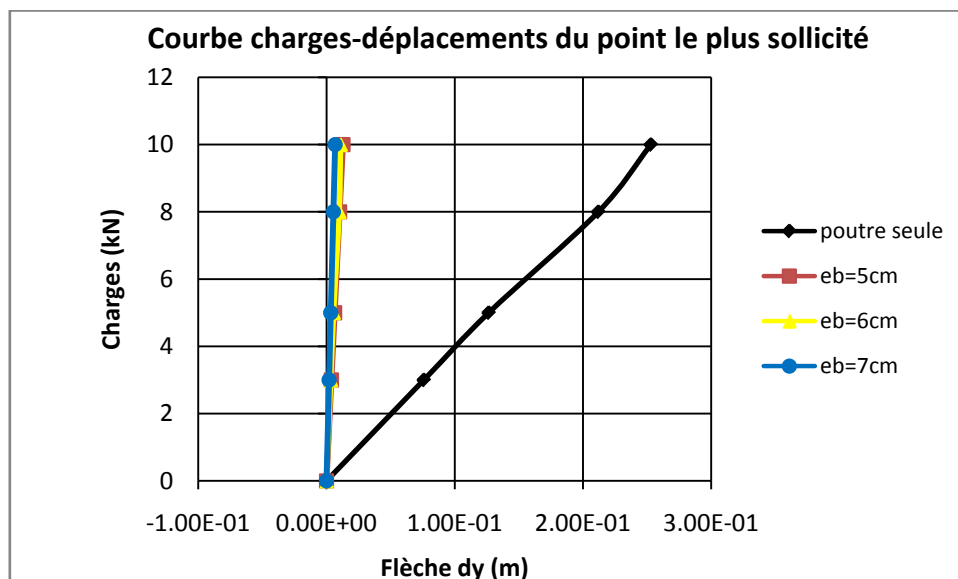


Fig.3.33 Comparaison des déplacements de la poutre renforcée et non renforcée

3.7.4 Contraintes dans l'âme renforcée.

Les figures 3.34, 3.35, 3.36 et 3.37 représentent la variation des contraintes σ_{xx} de l'âme de la poutre renforcée avec deux panneaux de béton. Elles montrent une diminution remarquable des contraintes entre la poutre seule et la poutre renforcée. Pour la poutre renforcée les valeurs des contraintes sont inférieures à la limite élastique et ceci pour tous les cas de chargements étudiés.

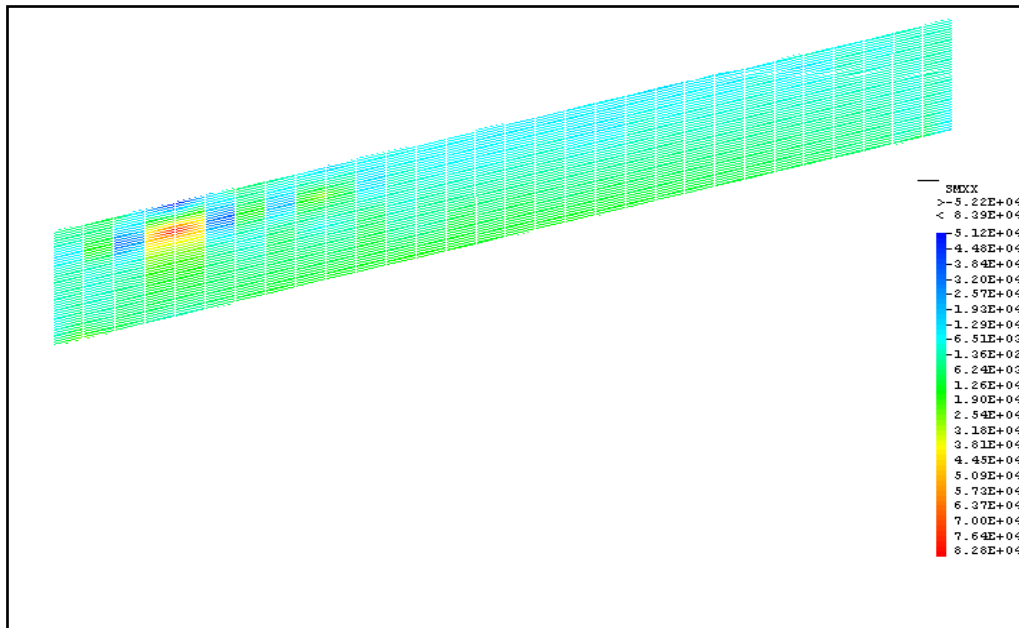


Fig.3.34 Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 3KN

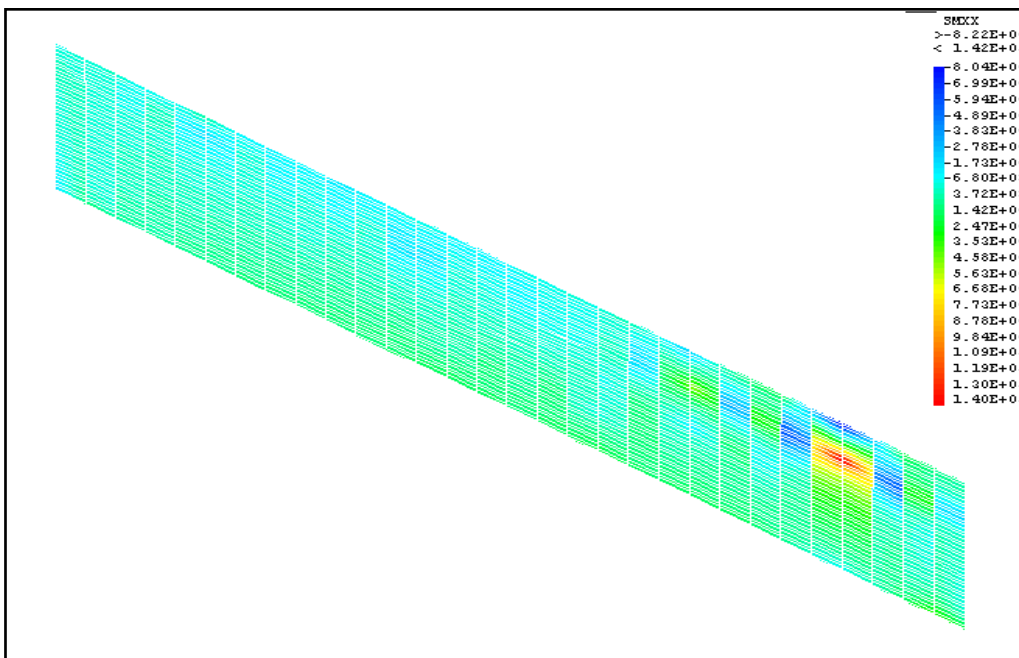


Fig.3.35 Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 5KN

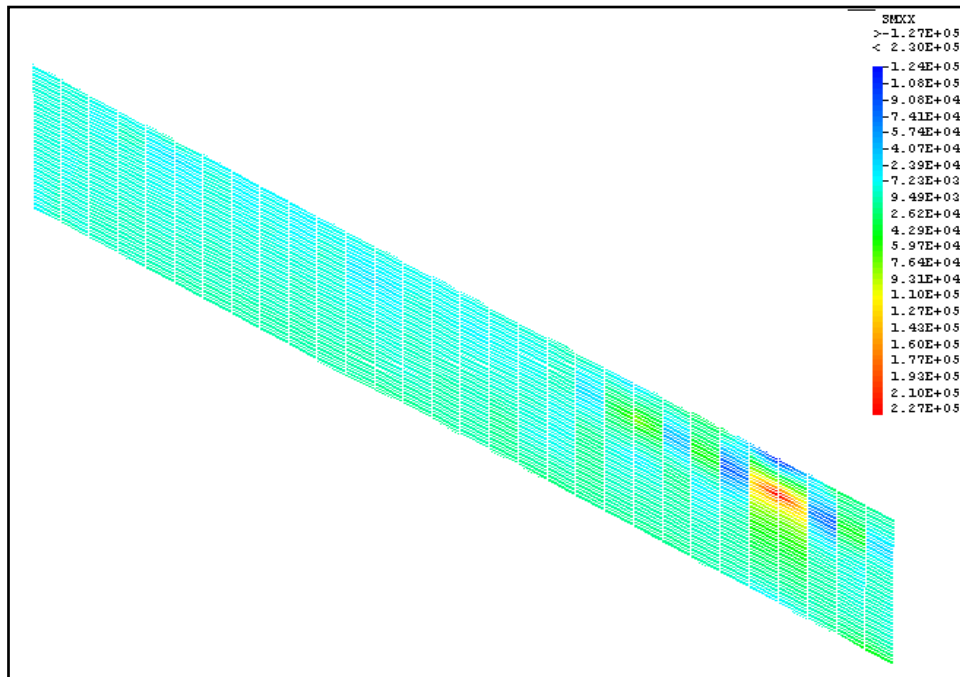


Fig.3.36 Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 8KN

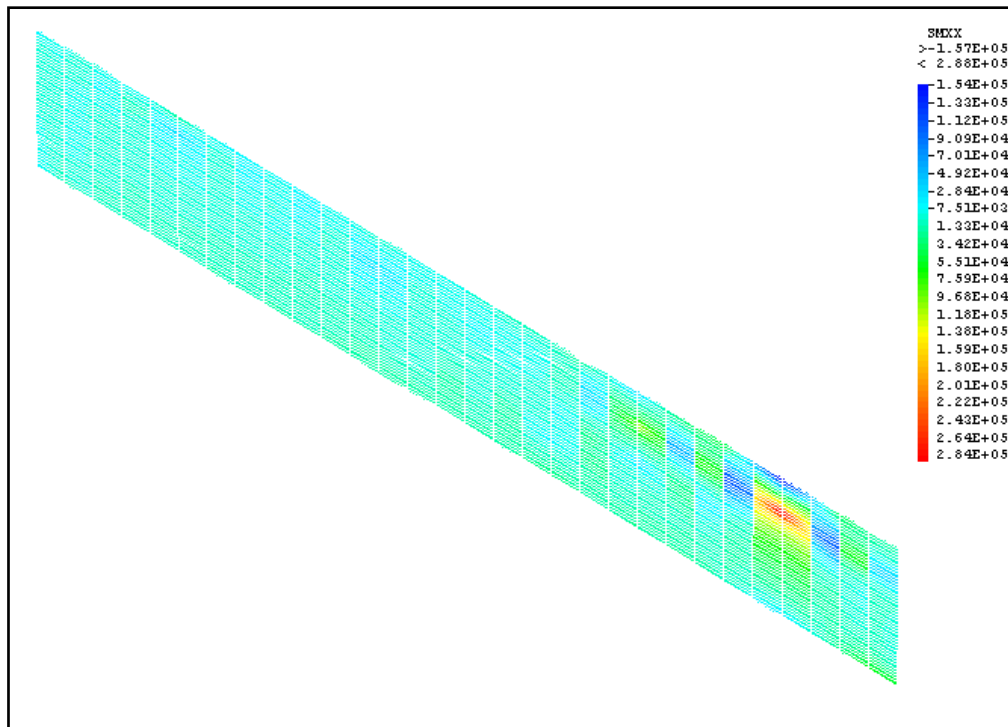


Fig.3.37 Contrainte σ_{xx} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 10KN

Les figures 3.38, 3.39, 3.40 et 3.41 montrent la variation des contraintes σ_{yy} . Toutes les figures montrent une concentration de contraintes au environ de 3.60m par rapport à l'axe de référence soit 0.40m du point d'application de la charge ponctuelle. Cette concentration de contraintes qui n'est pas significative dans le sens 'x' mais elle est cependant très importante dans le sens 'y'. Pour une charge ponctuelle de 8kN, elle dépasse même la limite élastique de l'acier. Malgré que l'épaisseur des panneaux de béton ait été augmentée, cette concentration de contrainte qui diminue légèrement reste quand même supérieure à la limite d'élasticité de l'acier.

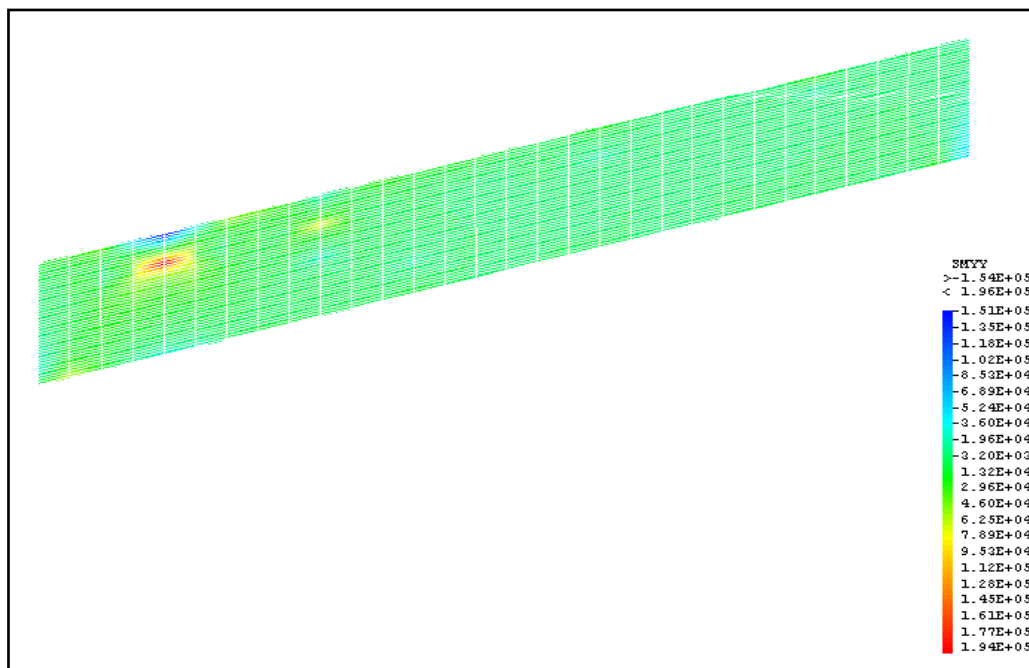


Fig.3.38 Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 3KN

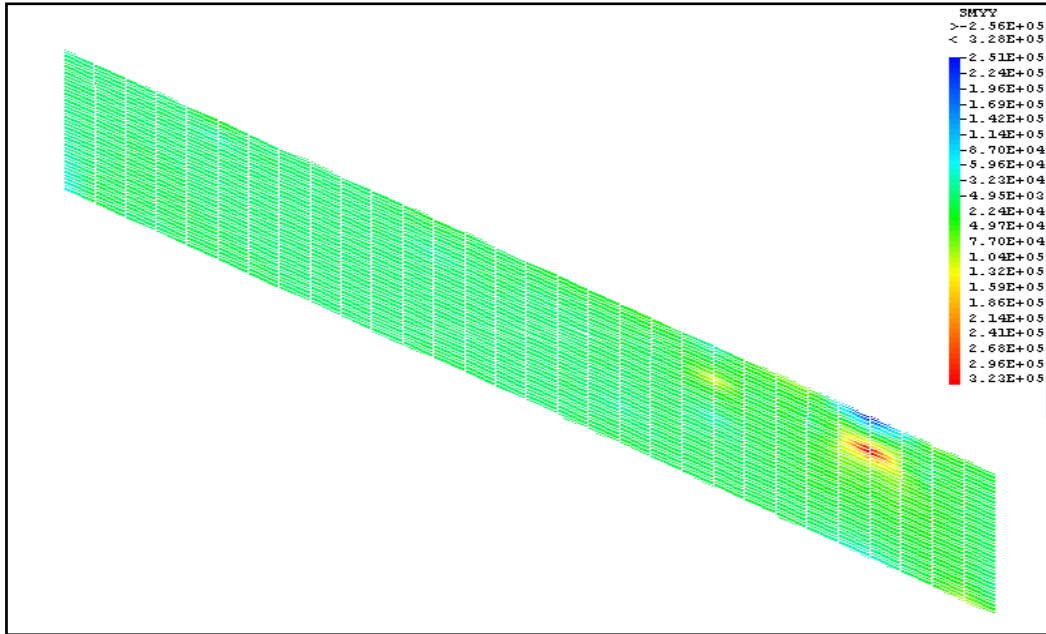


Fig.3.39 Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 5KN

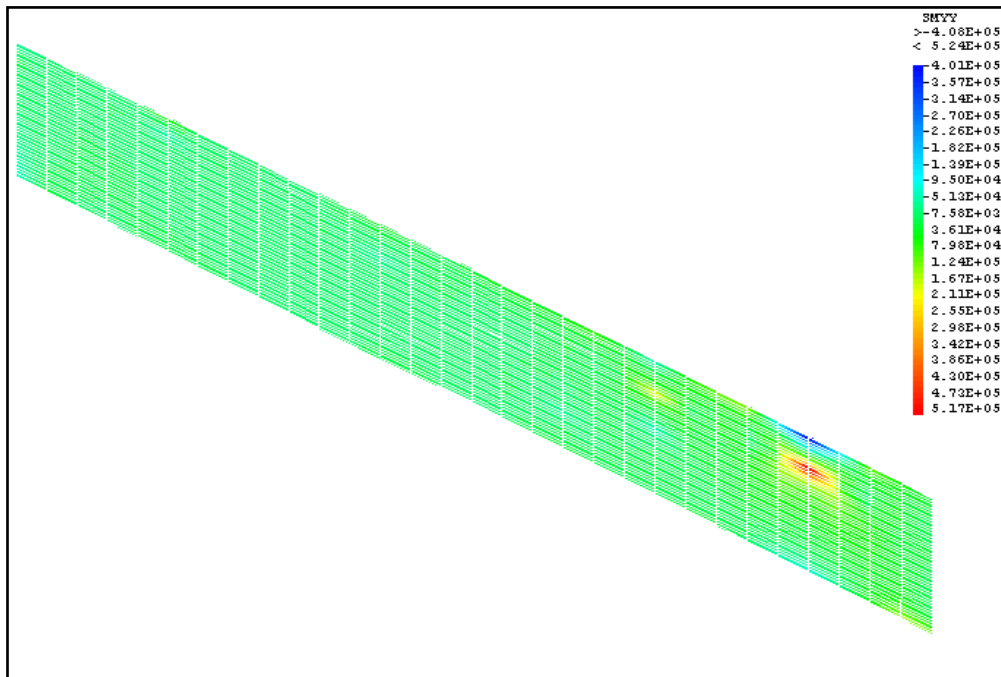


Fig.3.40 Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 8KN

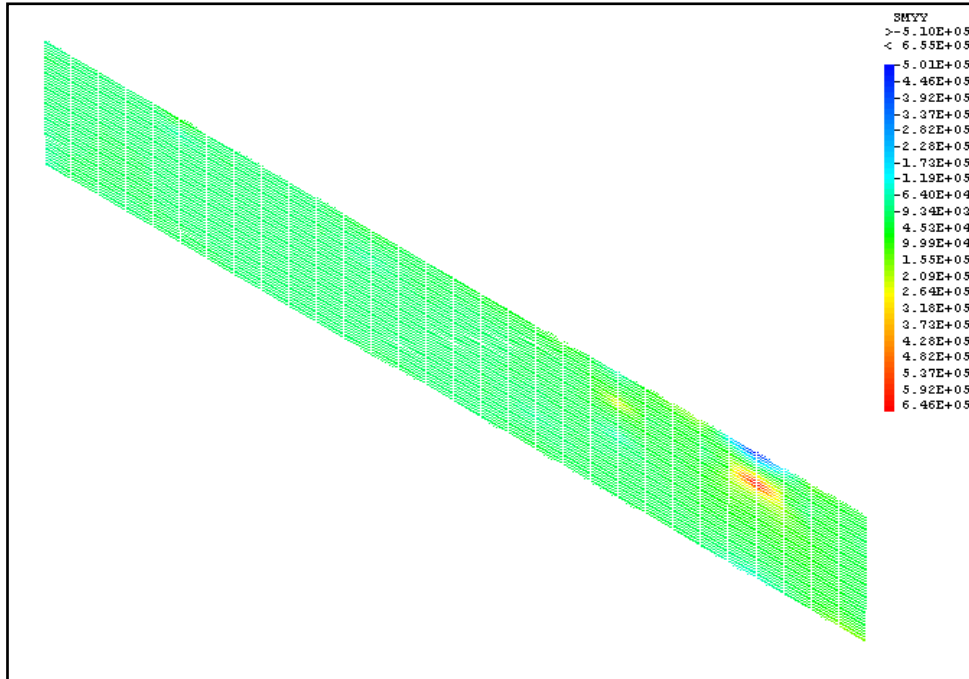


Fig.3.41 Contrainte σ_{yy} dans l'âme de la poutre renforcée pour une charge de 10KN

3.7.5 Comparaison des contraintes dans l'âme.

3.7.5. (a) A l'extrémité de l'âme

La figure 3.42 présente la variation des contraintes σ_{xx} en fonction de la hauteur de l'extrémité de l'âme renforcée. Les courbes obtenues montrent une distribution des contraintes très variable avec l'apparition d'un cloquage de l'âme sur la hauteur extrême. Ce dernier n'a aucune influence sur la stabilité de la poutre puisque les valeurs de ces contraintes sont inférieures à la limite élastique de l'acier utilisé.

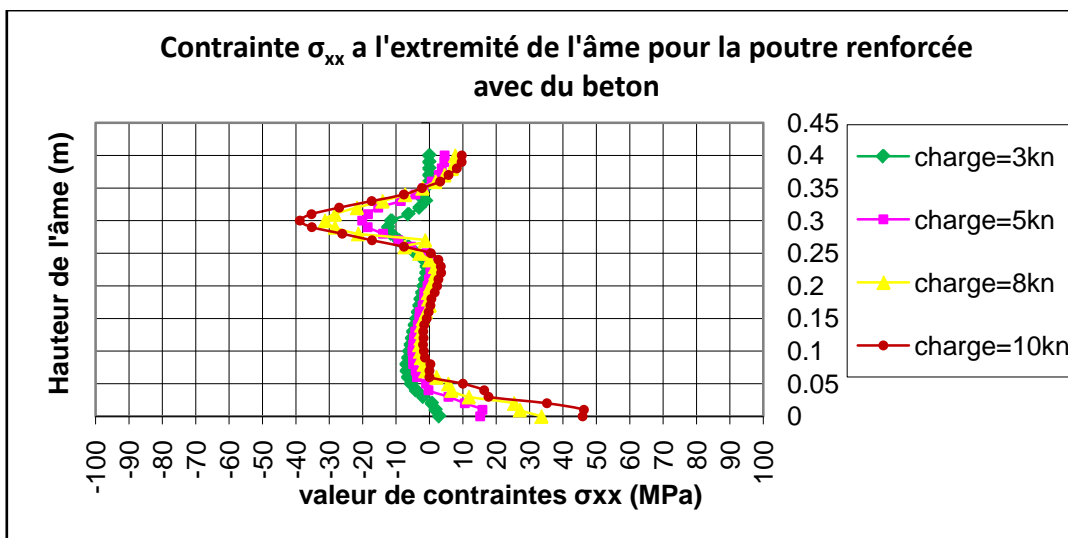


Fig.3.42 Valeur de contraintes σ_{xx} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée.

Les figures 3.43 (a et b) montrent qu'après le renforcement de l'âme par des panneaux de béton, les contraintes σ_{xx} diminuent de 93%.

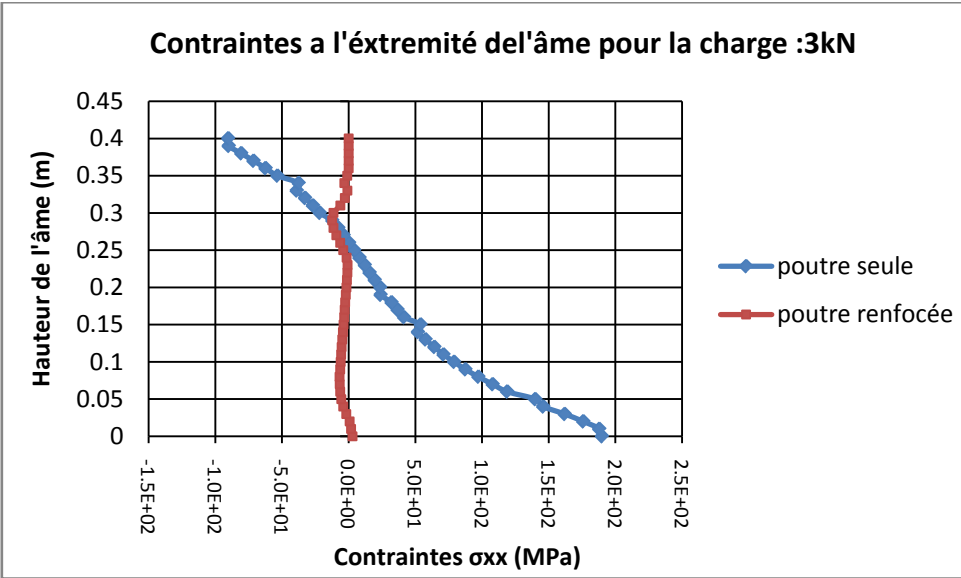


Fig.3.43(a) Comparaison des contraintes σ_{xx} de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée Pour la charge 3kN

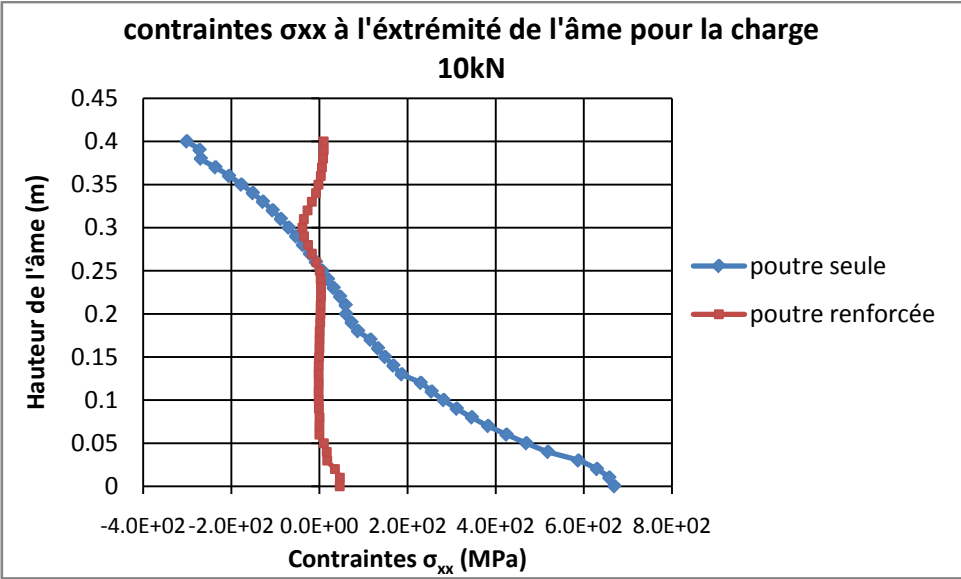


Fig.3.43(b) Comparaison des contraintes σ_{xx} de la 'âme de la poutre renforcée et non renforcée Pour la charge 10kN

La figure 3.44 présente la variation des contraintes σ_{yy} en fonction de la hauteur de l'âme. Toutes ces contraintes sont des contraintes de traction. Ce ci indique que les deux matériaux travaillent conjointement et que les panneaux de béton reprennent toutes les contraintes de

compression. Les contraintes de traction obtenues sont inférieures à la limite élastique de l'acier.

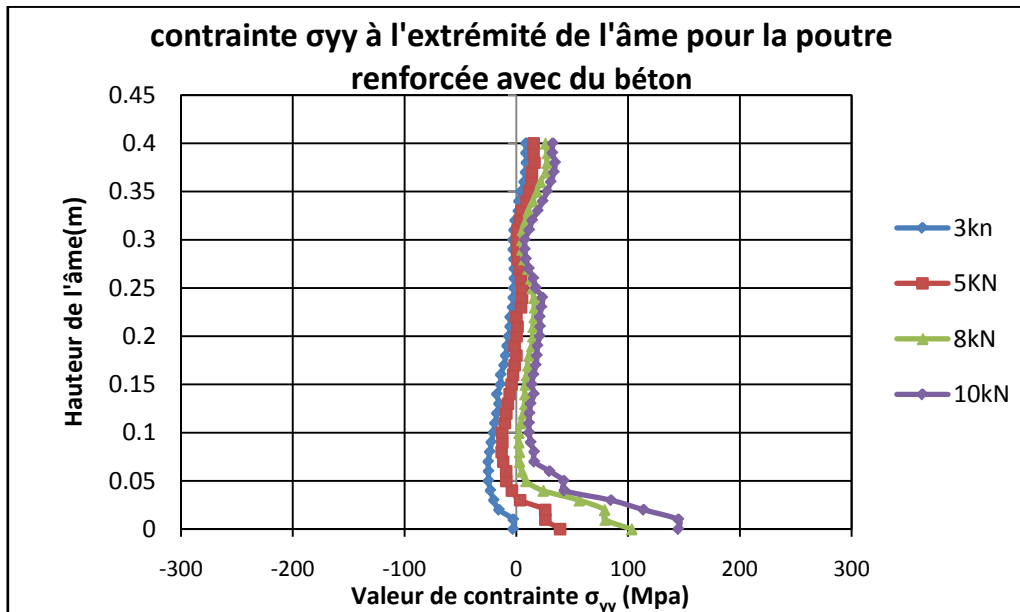


Fig.3.44 Valeur de contraintes σ_{yy} à l'extrémité de l'âme de la poutre renforcée

Les figures 3.45 (a et b) représentent la variation des contraintes σ_{yy} pour les poutres renforcée et non renforcée pour les chargements de 3kN et 10kN. Pour ces deux cas de chargement, les contraintes σ_{yy} dans l'âme avant renforcement étaient bien supérieures à la limite élastique et à la contrainte de traction du matériau. Le renforcement a en effet engendré une diminution importante des contraintes.

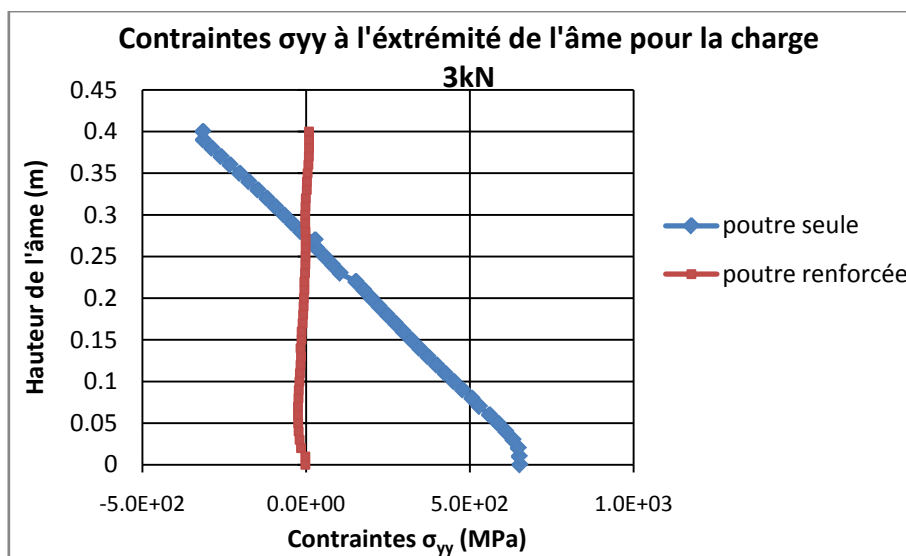


Fig.3.45(a) Comparaison des contraintes σ_{yy} de la 'âme de la poutre renforcée et non renforcée Pour la charge 3kN

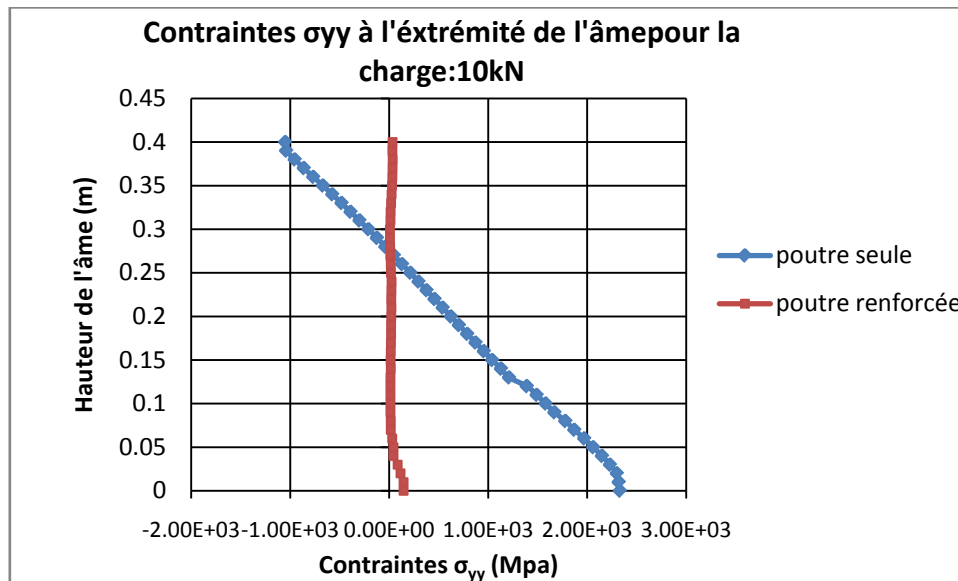


Fig.3.45(b) Comparaison des contraintes σ_{yy} de la 'âme de la poutre renforcée et non renforcée Pour la charge 10kN

3.7.5. (b) A mi hauteur de l'âme.

Les figures 3.46 présentent la variation des contraintes σ_{xx} le long de l'âme de la poutre renforcée à sa mi-hauteur sous l'effet du chargement ponctuel de magnitude 3, 5, 8 et 10kN. En effet, l'augmentation de cette charge n'a aucune influence sur la valeur de la contrainte le long de l'âme de la poutre de la valeur 0 à 3m. Cependant, cette même augmentation semble avoir un effet important sur la valeur de la contrainte maximum au environ de 3.5m. Plus la charge augmente et plus la valeur au pic augmente aussi. Avec l'augmentation de la longueur de la poutre ces contraintes diminuent d'intensité pour revenir aux mêmes valeurs observés entre 0 et 3m au environ de l'appui.

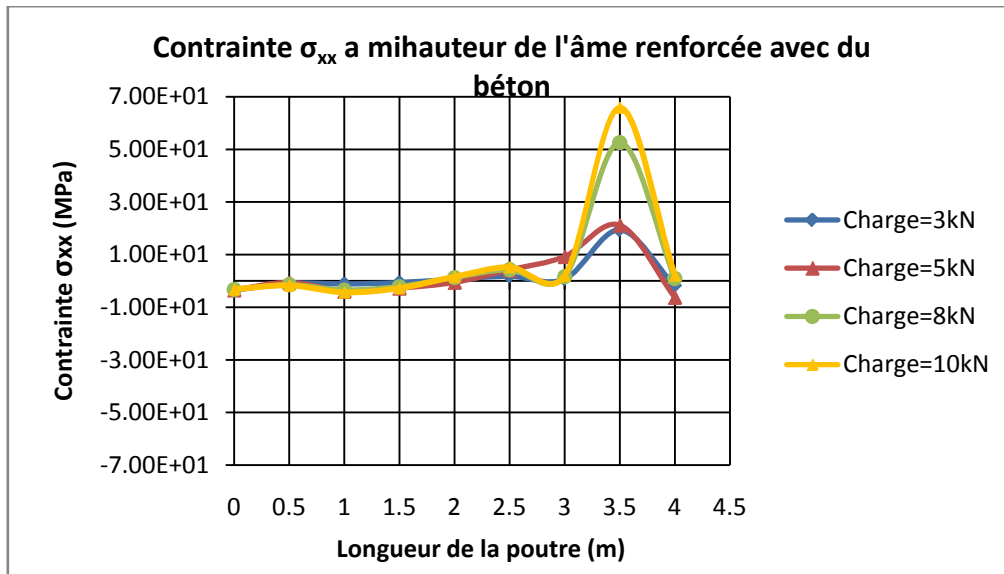


Fig.3.46 Valeur de contraintes σ_{xx} à mi hauteur de l'âme de la poutre renforcée.

La courbe 3.47 montre la variation de la contrainte en fonction de la longueur de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée pour un même chargement. Seul le chargement de 10kN est représenté pour bien montrer la différence des deux tendances. Ces courbes montrent bien que le renforcement de la poutre par deux panneaux de béton améliore bien le comportement de la poutre. La figure montre que la poutre renforcée présente des contraintes plus faibles relativement à la poutre non renforcée aussi bien dans la zone 0 à 3m que sur la zone où les contraintes présentent un pic c'est-à-dire au environ de 3.5m. La différence est tellement significative que le renforcement améliore considérablement le comportement de la poutre.

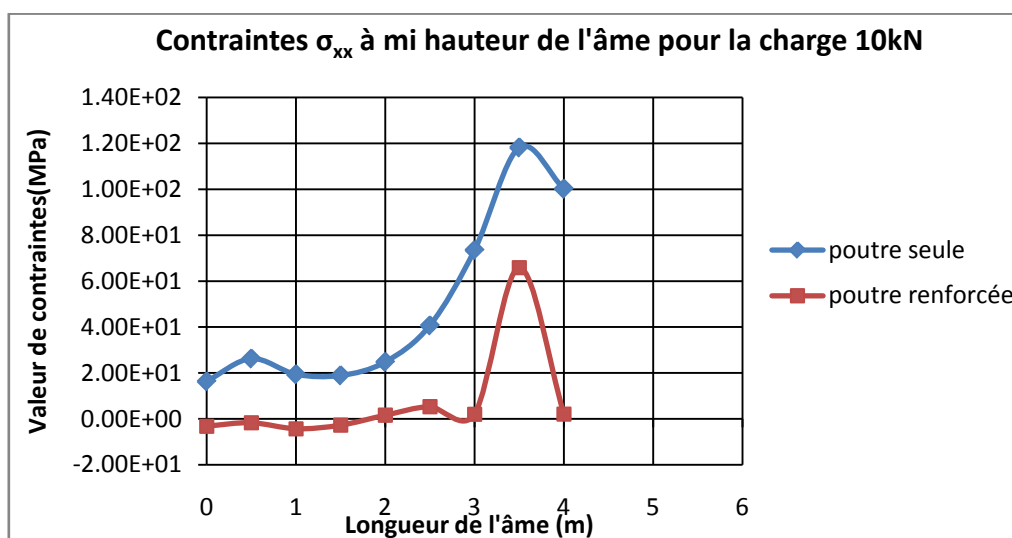


Fig.3.47 Comparaison des contraintes σ_{xx} de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée
Pour la charge 10kN

La figure 3.48 montre la variation des contraintes σ_{yy} en fonction de la longueur de l'âme de la poutre. Les courbes obtenues, sous les mêmes chargements, pour la poutre renforcée montrent les mêmes observations faites dans le sens 'xx'. Des contraintes indépendantes de l'augmentation des charges dans l'intervalle 0 à 3m suivi d'une augmentation au pic au environ de 3.5m et réduction pour revenir à la valeur obtenue initialement. L'effet du renforcement de la poutre par les deux panneaux de béton dans le sens 'yy' est aussi remarquable, ceci est montré sur la figure 3.49. Ce dernier a pour résultats une réduction importante dans les valeurs des contraintes subies par la poutre. Une réduction d'environ 90%, valeur importante qui confirme et justifie la technique préconisée pour renforcer les poutres.

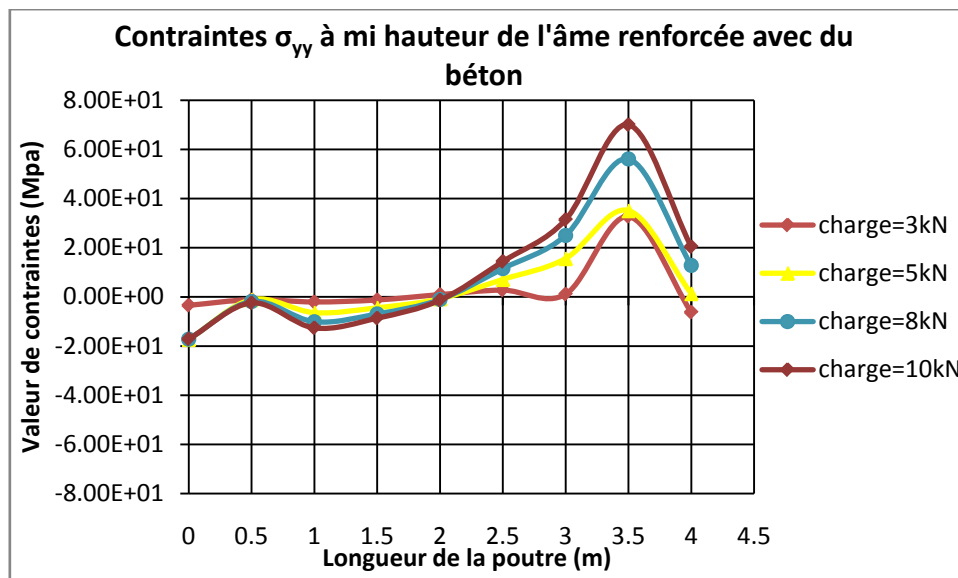


Fig.3.48 Valeur de contraintes σ_{yy} à mi hauteur de l'âme de la poutre renforcée.

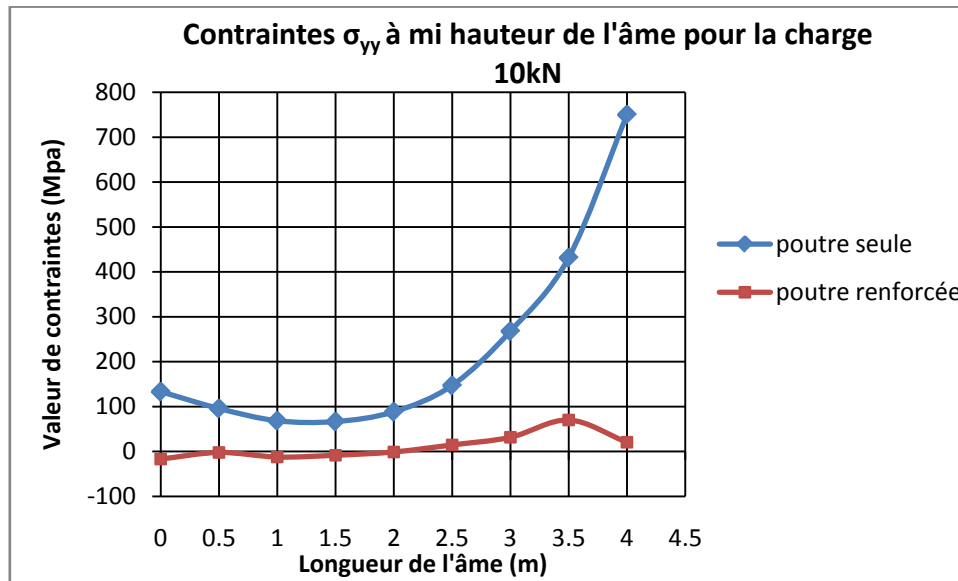


Fig.3.49 Comparaison des contraintes σ_{yy} de l'âme de la poutre renforcée et non renforcée
Pour la charge 10kN

3.8 VALIDATION DES RESULTATS :

Suite aux difficultés rencontrés sur le marché pour acquérir les poutres métalliques pour une éventuelle étude expérimentale et valider par la suite les résultats obtenus par le programme en éléments finis écrit en langage de GIBIANE implanté dans le code CAST3M et présenté dans ce travail, il a été décidé de vérifier le comportement de la même poutre renforcée et non renforcée par un autre logiciel en éléments finis qui n'est autre que le logiciel ABAQUS.

Les résultats obtenus par les deux logiciels de calcul sont présentés sur les figures 3.50 à 3.52 pour le point le plus sollicité des deux poutres. C'est-à-dire la poutre non renforcée et la poutre renforcée par deux panneaux de béton placés sur les cotés latéraux de l'âme. Pour plus de clarté les courbes relatives aux deux poutres sont placées sur un même graphe.

Ainsi, la figure 3.50 présente les déplacements maxima du point le plus sollicité en fonction de la charge ponctuelle. Les courbes montrent aussi bien pour la poutre renforcée que la poutre non renforcée qu'il y a une concordance parfaite dans leur comportement étudié par le logiciel ABAQUS et le programme écrit dans CASTEM.

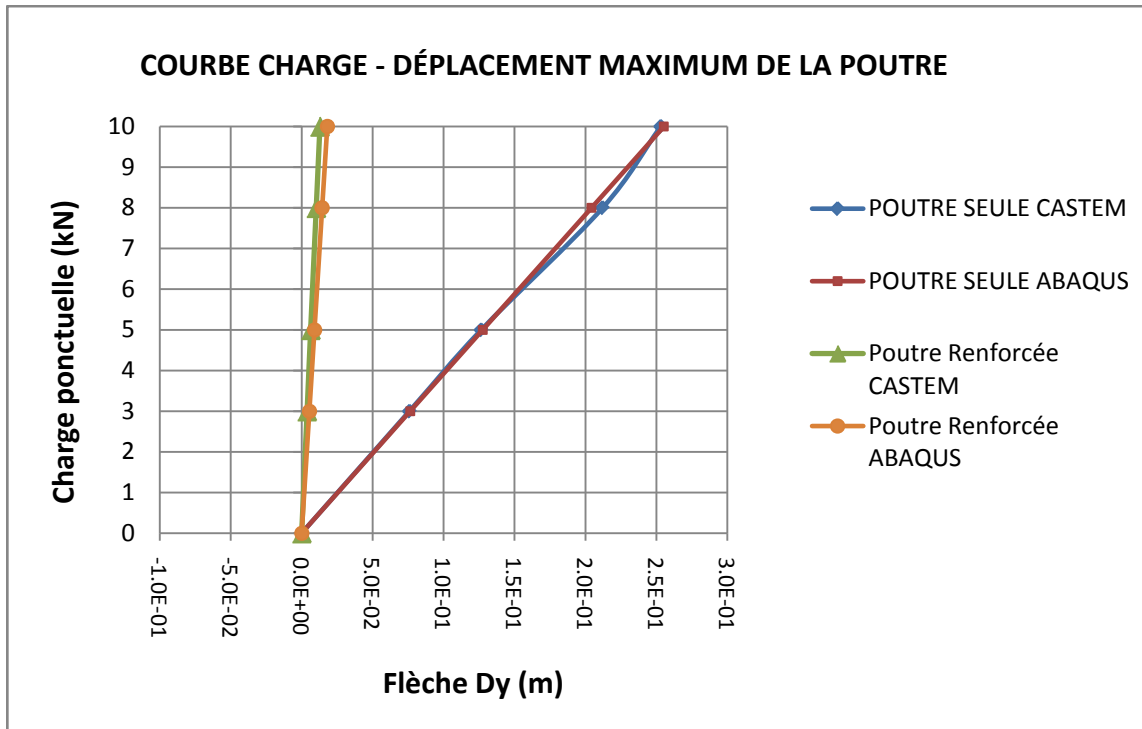


Fig.3.50 Déplacement maximum des poutres renforcée et non renforcée au point le plus sollicité par CASTEM et ABAQUS

Cette tendance est encore confirmée en représentant l'évolution des contraintes dans le sens 'x' en fonction de la magnitude de la charge ponctuelle, Fig.3.51. Les deux courbes obtenues par CASTEM et ABAQUS pour la poutre seule sont pratiquement similaires montrant l'augmentation des contraintes en fonction de l'augmentation des charges, alors que pour la poutre renforcée les deux courbes sont pratiquement identiques. Pour cette dernière les contraintes sont indépendantes de l'évolution des charges ponctuelles.

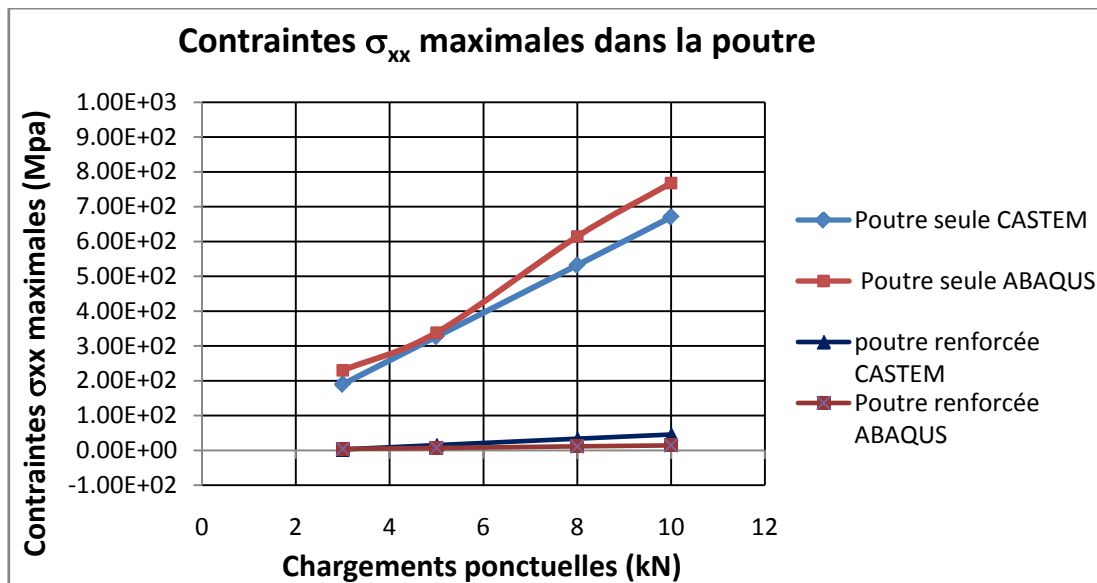


Fig.3.51 Contraintes maximum dans le sens 'x' des poutres renforcée et non renforcée au point le plus sollicité par CASTEM et ABAQUS

L'évolution des contraintes maximales dans le sens 'y' est présentée sur la figure 3.52. Cette dernière montre une parfaite concordance dans l'allure des courbes aussi bien de la poutre renforcée que la poutre non renforcée. Alors que l'évolution des contraintes dans ce sens est indépendante de l'augmentation des charges ponctuelles appliquées à la poutre non renforcée. Celles de la poutre renforcée montrent une augmentation progressive en fonction de l'augmentation des charges ponctuelles.

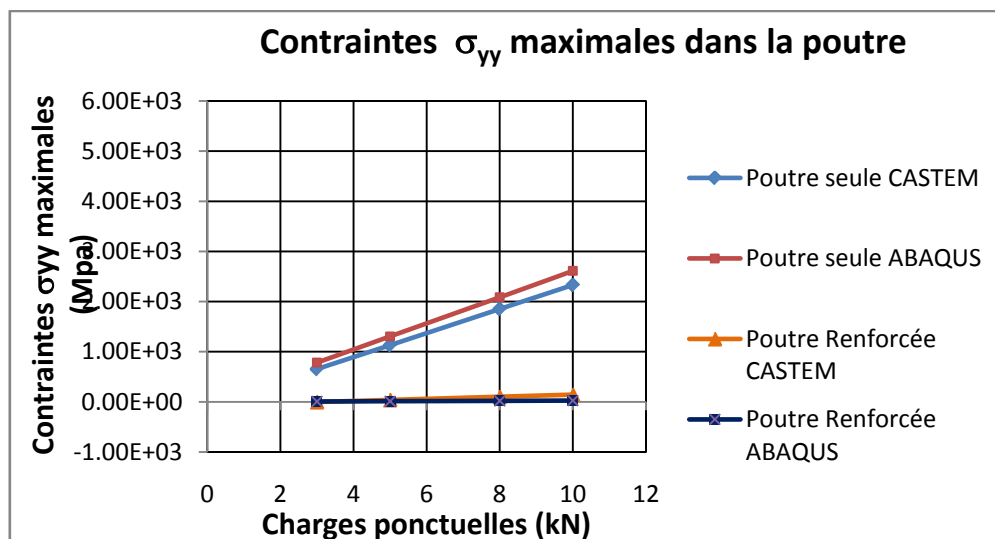


Fig.3.52 Contraintes maximum dans le sens 'x' des poutres renforcée et non renforcée au point le plus sollicité par CASTEM et ABAQUS

Les programmes écrits en code CAST3M et le logiciel ABAQUS montrent bien l'importance du renforcement de l'âme de la poutre par deux panneaux en béton placés sur les deux côtés latéraux. Les figures 3.50, 3.51 et 3.52 montrent clairement une réduction importante des déformations et des contraintes induites et générées dans les sens 'x' et 'y' de la poutre.



CONCLUSION GENERALE

ET PERSPECTIVES

CONCLUSION GENERALE

Les deux objectifs principaux de ce travail de recherche étaient :

- (a) d'analyser numériquement le comportement d'une poutre reconstituée soudées PRS sans renforcement, soumise à une charge permanente constante et une charge pseudo statique ponctuelle variable représentant l'effort sismique ;
- (b) d'étudier le comportement de cette même poutre renforcée avec deux panneaux de béton de part et d'autre de l'âme et soumise au même chargement.

Dans le premier chapitre, une synthèse bibliographique consacrée aux poutres reconstituées soudées et leur comportement a permis de définir le phénomène de voilement des âmes des poutres PRS soumises à différents cas de chargement et d'établir avec précision les objectifs de recherche en les orientant vers une étude du comportement mécanique des poutres reconstituées soudées.

Le second chapitre a été consacré à la détermination du modèle numérique d'une poutre PRS. L'impact du renforcement avec du béton sur le comportement de cette poutre a été étudié sur une structure réelle d'un pont bipoutre dont le modèle réduit a été déterminé après prédimensionnement.

Le troisième chapitre présente l'étude numérique du modèle choisi de la poutre PRS seule puis renforcée avec deux panneaux de béton au niveau de l'âme ainsi que les résultats des calculs obtenus. Ce chapitre constitue le véritable apport de la thèse.

- Les résultats de cette étude ont montré que la charge permanente n'a aucune influence sur le comportement de la poutre PRS sans renforcement. Cependant, l'ajout d'une charge ponctuelle à son extrémité provoque un état de déformation important. Les observations ont montré que ces déformations sont plus élevées lorsque la magnitude de la charge ponctuelle est plus grande surtout dans le sens de son application, soit le sens (y). En ce qui concerne les contraintes, elles sont importantes au niveau de l'appui opposé au point d'application de la charge

ponctuelle et leur magnitude dans le sens (y) est largement supérieure à celles dans le sens (x) ; elles dépassent même la limite élastique et la contrainte de traction de l'acier utilisé. Par conséquent, la rupture se produit certainement au niveau de l'appui droit de la poutre.

- Les courbes de déplacement à mi-hauteur de l'âme montrent l'apparition d'un cloquage plus apparent avec l'augmentation de la magnitude de la charge ponctuelle horizontale.
- Les résultats numériques montrent qu'en renforçant la poutre avec deux panneaux de bétons, la déformée de l'âme de la poutre dans le sens (y) est identique à celle de la poutre non renforcée avec une réduction très remarquable des valeurs de déplacement. Ces observations ont été faites le long de l'âme. Dans le sens (x) et (z) les déplacements de l'âme de la poutre renforcée sont différents à ceux de l'âme de la poutre non renforcée, ceci est certainement dû aux phénomènes de glissement et de décollement qui arrivent généralement au contact entre deux surfaces de matériau différents.
- L'augmentation graduelle de l'épaisseur du béton entraîne une diminution progressive des déplacements.
- Une concentration de contraintes aux environs de 3.60m par rapport à l'axe de référence soit 0.40m du point d'application de la charge ponctuelle a été observée. Cette concentration de contraintes semble ne pas être significative dans le sens 'x' mais très importante dans le sens 'y'. Pour certains niveaux de chargement elle dépasse même la limite élastique de l'acier malgré que l'épaisseur des panneaux de béton ait été augmentée.
- La distribution des contraintes sur la hauteur de l'extrémité de l'âme renforcée dans le sens (x) montre l'apparition d'un cloquage de l'âme sans influence sur la stabilité de la poutre.
- Le renforcement a en effet engendré une diminution importante des contraintes dans le sens critique (y) le sens ou les contraintes dans l'âme avant renforcement étaient bien supérieures à la limite élastique et à la contrainte de traction du

matériau. Ceci est aussi valable sur la longueur de l'âme et à mi hauteur de celle-ci

- Une validation des résultats obtenus par le logiciel CASTEM2000 est faite en utilisant le logiciel ABAQUS. Les deux logiciels montrent aussi bien pour la poutre sans renforcement que pour la poutre renforcée avec les deux panneaux de béton au niveau de l'âme, qu'il y a une concordance parfaite dans leur comportement et les deux logiciels confirment l'impact du renforcement avec du béton.

PERSPECTIVES :

- Afin de mieux tirer profit des résultats obtenus dans cette étude, la pertinence du modèle numérique développé doit être confronté à des résultats expérimentaux au laboratoire pour mieux cerner le comportement mécanique des poutres PRS avec et sans renforcement par des panneaux de bétons au niveau de l'âme.
- La solution de renforcer les poutres PRS des ouvrages existants utilisant la technique étudiée, permettra certainement de sauvegarder plusieurs constructions qui peuvent se trouver dans des zones devenues sensibles aux séismes.
- Pour cela le mode de liaison de ces renforts et la technique de montage avec les poutres doit être étudié tenant compte des conditions dans lesquelles on intervient.
- Il est proposé de faire une étude technico-économique concernant l'application de cette technique de renforcement par rapport à des ouvrages nouveaux pouvant répondre aux exigences de sécurité nouvelles.



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES

- [1] LOUBNA BOUAZOU. 2005. Contribution a l'étude expérimentale et théorique des structures mixte acier-béton assemblage par collage
- [2] 2007 CTCIM STEELBIZ .Acier de construction
- [3] J MOREL.2002 Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode3
- [4] MARC.LANDOWSKI. BERTRA LEMOINE 2005. Collection Mémentos. Concevoir et construire en acier
- [5] GROUPE DE TRAVAIL 1991. Cours APK Chapitre 6 6
- [6] MANFERD. H. ROLF BEZ Construction métallique : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement Volume10.
- [7] GIRMAN Stegblechbnenlung unterortlichem last-angriff sit zemgsberichte der akademie der wissen- schaften in wien mathem–naturw klasse aberleigne GIRMAN
- [8] P.DUBASH. TSCHAMBER 1990. Stabilité des âmes soumise a une charge concentrée et a une flexion globale
- [9] GRANHOLMC.A HIS 1960/61 .–Balkar,Proving avbalkar med extremement tunt liv chamers Tekniska Högsola inst-för Byggnadsteknik Report 202 Göteborg
- [10] DELESQUE R 1974.Résistance des âmes de poutres sans raidisseurs intermédiaires
- [11] OVE LARGERQVIST et BERT JOHANSON 2005. Résistance des âmes de poutres de pont pendant le lancement
- [12] ROBERT .T.M sept1981. Slender plate girders subjected to edge loading .Proc.Instn.CIV ENGNS part2.71
- [13] EYROLLE 1996 Eurocode3 Calcul des structures en acier
- [14] BERGFELT.A 1979.Patch loading on slender web-influence of horizontal and vertical web stiffeners on the load carring capacity. Chalmers university of technology Dept of structural engineering DIV pub S79 .1
- [15] Stockholm HANDBOKEN BYGG 1985 (Suede).Handboken. Bygg. Konstruktion Teknik- Liberfôlarg.
- [16] UNGERMANN D Aachen, 1990. Bemessungsverfahren. Fur vollwardund Kastenträger unter besonderer berucksichtigung des Stegverhaltens Stahlbau,

RWTH Aachen, Heft 17.

- [17] Y.DUCHÈNE ET R. MAQUOI.1994. Contribution par voie numérique à l'étude de la résistance des âmes aux charges transversales
- [18] DUBAS ET GHERI ECCS n°= 44 1986. EC.CCS/TWG 8.3 Behaviour and design of steel plated structures
- [19] RAOUL.J SPINASSAS ET VIRLOGEUX M. Etude par éléments finis d'une âme soumise à une charge concentrée dans son plan.
- [20] FREY.F ANSLYN.R Dimensionnement des poutres à âme pleine sans raidisseurs
- [21] CIA 161Zurich.1991. Construction métallique société suisse des ingénieurs et des architectes
- [22] ROBERTS T.M ET ROCKEY K.C. Méthode pour prédire la charge de ruine d'une poutre à âme mince soumise à une charge semi répartie dans le plan de l'âme
- [23] MARCLANDOUSK BERTRA LEMOINE 2000. Ouvrage d'art métallique évolution récente
- [24] SETRA (Division Ouvrage d'Art), et CTICM 2004. Rapport sur géo mécanique et mécanique des structures
- [25] Construction métallique: fabrication des PRS profilés reconstitués soudés SAF CATALOGUE
- [26] M35 2001-2002 Construction chapitre 6 Ossature acier page 1 CTCIM
- [27] MAQUOI, N. RANGELOU ET C. RICHARD.1995. Influence des défauts de planéité de l'âme des profilés reconstitués M.BRAHAM, R.
- [28] EYROLLES 1996. Eurocode4 : conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton partie 1-1 règles générales et règle pour bâtiments
- [29] J. MARTIN. Conception et disposition constructive
- [30] MICHEL CAZIN 2005. Analyse dimensionnelle et similitude.
- [31] E. LE FICHOUX ENSTA-LME 1999. Présentation et utilisation de CASTEM2000
- [32] PHILIPPE PASQUET 1997. Mécanique des structures : Calcul mécanique
- [33] PHILIPPE JODIN LFM Université de Metz / ENIM.2000. Formation utilisation et programmation de CAST3M
- [34] Y. HADIDENE C. DJOUINI et K.DJEGHABA 1998. Etude expérimentale sur des poutres métalliques reconstituées

- [35] PHILIPPE PASQUET 1997. Post traitement CASTEM2000
- [37] SILVIO ROMERO DEBARROS 2005. Modèle d'interface pour la simulation du comportement des assemblages collés (CASTEM2000)
- [38] YANNICK SIEFFERT 2004. L'entretoisement des ponts mixtes multi poutres ferroviaires.
- [39] LAURENT CHAMPANEY 2004. Contact et frottement dans les assemblages