

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

DAHMANI Sabrina

CHOUGRANI Nourelhouda

Sujet du mémoire

Evolution de la réponse élasto-plastique des poutres en acier soumises à la flexion simple: Modèle couplé «analytique-numérique»

Soutenu publiquement le **19 Mai 2025** devant le jury composé de :

M. ABADA Ghanam	Président
M. DJEBLI Benyagoub	Encadreur
M. KRIM Abdallah	Examineur
M. CHIKH Abdelbaki	Examineur

PROMOTION : 2024/2025

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous remercions à **ALLAH**, notre créateur de nous avoir donné la puissance pour aboutir à accomplir ce travail.

Nous vifs remerciements aux notre encadreur Monsieur **DJEBLI.B** pour ses précieux conseils, sa patience. Que vous trouviez ici, monsieur, l'expression de notre plus grande reconnaissance.

Nous voudrais également à remercier les membres de jury et à son président d'avoir accepté l'évolution de ce travail et soutenir ce mémoire et juger de sa qualité.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants de l'université IBN KHALDOUNE qui ont contribué à notre formation, en particulier du département de génie civil.

Mes remerciements s'adressent à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail

DAHMANI.S

CHOUGRANI.N

Dédicace

Je dédie ce projet :

A mon cher père **ALI**,

Tu as toujours été à mes cotes pour me soutenir et m'encourager.

Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A ma chère maman **KHALDIA**,

Quoi que je fasse ou que je dis, je ne saurai point te remercier comme il se doit.

Ton affectation me couvre, ta bienveillance me guide.

A mes chères sœurs **SIHAM KARIMA**

Merci pour vos encouragements et vos aides durant les moments difficiles.

DAHMANI.S

Dédicace

Je dédie ce projet :

A ma chère maman **Aicha**,

Ton amour, ta tendresse et prières m'ont toujours portée.

Tu es mon pilier, mon refuge et ma lumière dans les moments le plus difficiles.

A mon père **Habib**,

Pour ta sagesse, ton soutien inébranlable et ta foi en moi.

A ma sœur **Fatma**,

Merci pour ta douceur, tes mots réconfortants et ton encouragement de chaque instant

A mes **frères**,

Vous êtes mes complices, mes soutiens silencieux, ma force dans l'ombre.

Votre présence a été précieuse dans ce chemin.

Ce travail vous est dédié,

Avec tout l'amour, la reconnaissance et la tendresse que je vous porte.

CHOUGRANLN

ملخص

هدف هذا العمل هو دراسة سلوك الميكانيكي للعوارض المعدنية من خلال تحليل تطور استجاباتها. في المجال اللدن-المرن، وذلك بهدف تطوير طرق تصميم تتلاءم مع طريقة عملها وتكون سهلة التطبيق في نفس الوقت. ولتحقيق ذلك، تم اعتماد منهجية مزدوجة تجمع بين النمذجة التحليلية و العددية من أجل اقتراح حلول مناسبة.

في الجزء الأول، تم اقتراح حل تحليلي يهدف إلى وصف تطور الانحناء الكلي في الحالة غير خطية، بهدف تحديد استجابة مثل هذه العارضة المعدنية ذات مقطع متماثل (مقطع مستطيل أو مقطع على شكل مزدوج) الخاضعة لتأثير حمولة عرضية مركزة في المنتصف، وق تم تحقيق من صحة هذه الطريقة التحليلية من خلال مقارنتها بنتائج تجارب مخبرية مذكورة في الأدبيات العلمية.

الجزء الثاني مخصص لدراسة العددية لسلوك الميكانيكي للعوارض معدنية. يتم دراسة السلوك غير خطي لهذا نوع من العوارض خلال تحليل عددي يعتمد على النمذجة باستخدام طريقة العناصر المحددة. ويهدف هذا التحليل إلى التنبؤ بالمقاومة العامة للعارضة.

تم استخدام نموذجين في المحاكاة العددية، وتم تحقيق من صحتها بالاعتماد على تجارب مخبرية متوفرة في الأدبيات العلمية.

أحد النموذجين مدمج في نموذج ثنائي الأبعاد يستخدم عناصر محددة رباعية العقد لنمذجة العوارض ذات مقاطع مستطيلة، أما النموذج الآخر فدمج في نموذج ثلاثي الأبعاد يستخدم عناصر قشرية لنمذجة العوارض ذات المقطع على شكل مزدوج

سمحت هذه التحليلات من جهة بالتحقق من صحة النموذج التحليلي، و من جهة أخرى بإبراز انخفاض مقاومة العوارض المعدنية في المجال الغير خطي.

الكلمات المفتاحية: العوارض المعدنية، الحل التحليلي، المحاكاة العددية، السلوك غير خطي.

Abstract

The objective of this dissertation is to study the mechanical behavior of metallic beams by analyzing the evolution of their responses within the elasto-plastic domain, in order to develop sizing methods that are suited to their operation and, above all, simple to implement. To achieve this, a coupled analytical-numerical modeling approach was chosen in this dissertation to propose appropriate solutions.

In the first part, an analytical solution is proposed to characterize the evolution of the global deflection in the nonlinear state, with the aim of determining the response of such a metallic beam with a symmetrical cross-section (rectangular section, double-T section) subjected to the effect of a transverse concentrated load at mid-span. This analytical method was validated by comparison with experimental results found in the literature.

The second part is dedicated to the numerical study of the mechanical behavior of metallic beams. The nonlinear behavior of this type of beam is studied using numerical analysis based on finite element modeling. The purpose of this analysis is to predict the overall resistance of the beam.

Two models, whose validations are based on experimental tests available in the literature, are used in the numerical simulation: one is integrated into a two-dimensional model using quadratic finite elements (QUA8) for modeling beams with rectangular sections, and the other is integrated into a three-dimensional model using shell finite elements (COQ4) for modeling beams with double-T sections.

These analyses have, on the one hand, validated the analytical model and, on the other hand, highlighted the reduction in the resistance of metallic beams in the nonlinear domain.

Keywords: metallic beams; analytical solution; numerical simulation; nonlinear behavior.

Résumé

L'objectif de ce travail de mémoire est d'étudier le comportement mécanique des poutres métalliques à l'aide de l'évolution de leurs réponses dans le domaine élasto-plastique, pour pouvoir développer des méthodes de dimensionnement, adaptées à leur fonctionnement et surtout simples à mettre en œuvre. Pour ce faire, une approche couplée modélisation analytique-numérique a été choisie dans ce mémoire pour proposer des solutions adéquates.

en première partie, une solution analytique est proposée visant à caractériser l'évolution de la flèche globale à l'état non-linéaire dont le but de déterminer la réponse d'une telle poutre métallique à section symétrique (section rectangulaire, section en double T) soumise à l'effet d'une charge transversale concentrée à mi portée. Cette méthode analytique a été validée par une comparaison à des résultats d'essais expérimentaux évoqués en littérature.

La deuxième partie est consacrée à l'étude numérique du comportement mécanique des poutres métalliques. Le comportement non linéaire de ce type de poutres est étudié à l'aide d'une analyse numérique basée sur une modélisation par éléments finis. Cette analyse a pour but de prédire la résistance globale de la poutre.

Deux modèles dont leurs validations reposant sur des tests expérimentaux disponibles dans la littérature, sont utilisés dans la simulation numérique, un est intégré dans un modèle bidimensionnel utilisant les éléments finis quadratiques (QUA8) pour la modélisation des poutres à sections rectangulaires, et l'autre est intégré dans un modèle tridimensionnel utilisant les éléments finis coque (COQ4) pour la modélisation des poutres à sections en double T.

Ces analyses ont permis d'une part de valider le modèle analytique, d'autre part de mettre en évidence la réduction de la résistance des poutres métalliques dans le domaine non-linéaire.

Mots clés: Poutres métalliques ; solution analytique ; simulation numérique ; comportement non-linéaire

TABLE DES MAITRES

Remercîments	I
Dédicace.....	II
Résumé	VI
Table des matières	VII
Liste des figures	IX
Liste des tableaux	XII
Liste des notions	XIII
Introduction générale.....	1

CHAPITRE 01 : REVUE DE LA LITTÉRATURE

1.1 Introduction	5
1.2 Travaux de recherches disponibles	5
1.3 Conclusion.....	10

CHAPITRE 02 : Modèle analytique« Expression de la réponse élasto-plastique»

2.1 Introduction	11
2.2 Modèle élasto-plastique	12
2.3 Réponse élasto-plastique	17
2.4 Validation du modèle analytique	17
2.5 Conclusion	19

CHAPITRE 03 : Modèle numérique« Modélisation non-linéaire par éléments finis»

3.1 Introduction	20
3.2 Présentation du logiciel	21
3.2.1. Introduction	21
3.2.2. Environnement et langage	21
3.2.3. Organisation d'un calcul	21
3.2.3.1. Préparation du modèle de calcul	21
3.2.3.2. Résolution du système d'équations	23
3.2.3.3. Traitement des résultats	23

3.3 Modélisation par éléments finis	24
3.3.1. Introduction	24
3.3.2 Modèle géométrique (Développement d'un modèle numérique	24
3.3.3 Modèles de comportement du matériau	25
3.3.4 Conditions aux limites et chargement	25
3.3.5 Calcul non linéaire	26
3.4 Validation du modèle numérique	26
3.4.1 Poutres métallique à section en double Té	26
3.4.2 Poutres métallique à section rectangulaire	27
3.5 Conclusion	29

CHAPITRE 04: Analyse globale « analytique-numérique »

4.1 Introduction	30
4.2 Calibrage du modèle théorique par rapport au modèle numérique	30
4.2.1 Sections en profilés-IPE sans raidisseurs	30
4.2.2 Sections rectangulaires	32
4.3 Étude paramétrique	33
4.3.1 Poutres à sections en profilés-IPE	34
4.3.2 Poutres à sections rectangulaires	46
4.4 Conclusion	55
Conclusion générale	56
Références bibliographiques	57

LISTE DES FIGUEURS

CHAPITRE 02 : Modèle analytique« Expression de la réponse élasto-plastique»

Fig.2.1 Principe d'élaboration d'une courbe de la réponse élasto-plastique.....	12
Fig.2.2 Diagramme de comportement élasto-plastique	12
Fig.2.3 Evolution moment-courbure pour une poutre fléchie.....	13
Fig.2.4 Evolution des contraintes ($f_y=\sigma\epsilon$) et des allongements (ϵ)	13
Fig.2.5 Diagramme des contraintes (f_y) en phase1	14
Fig.2.6 Diagramme des contraintes (f_y) en phase2	14
Fig.2.7 Zone plastique en flexion simple.....	15
Fig.2.8 Diagramme des contraintes (f_y) en phase2	16
Fig.2.9 Evolution force-déplacement pour une poutre fléchie.....	18
Fig. 2.10 Essai de flexion sur une poutre en acier	18
Fig. 2.11 Comparaison des résultats	18

CHAPITRE 03 : Modèle numérique« Modélisation non-linéaire par éléments finis»

Fig. 3.1 Organigramme du modèle de calcul	22
Fig.3.2 Noyau de calcul, pré et post traitements du noyau de calcul	24
Fig.3.3 Modélisation des sections métalliques.....	25
Fig.3.4 Loi de comportement de l'acier.....	25
Fig.3.5 schéma statique de la poutre en double Té	26
Fig.3.6 comparaison des résultats d'une poutre à section en double Té	27
Fig.3.7 schéma statique de la poutre à section rectangulaire	27
Fig.3.8 comparaison des résultats d'une poutre à section rectangulaire	28

CHAPITRE 04: Analyse globale « analytique-numérique »

Fig.4.1 Évolution de la réponse d'une poutre « sections IPE »	32
Fig.4.2 Évolution de la réponse d'une poutre de 4m « sections rectangulaires ».....	33
Fig.4.3 modélisation d'une poutre à section rectangulaire	34
Fig.4.4 modélisation d'une poutre à section en profilés-IPE.....	34
Fig.4.5 Évolution de la réponse non-linéaire pour différentes IPE de nuances « S235 ».....	35
Fig.4.6 Évolution de la réponse non-linéaire pour différentes IPE de nuances « S275 ».....	36

Fig.4.7 Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE300 pour différentes portées	37
Fig.4.8 Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE360 pour différentes portées	38
Fig.4.9 Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE400 pour différentes portées	39
Fig.4.10 Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE300 pour différentes portées	40
Fig.4.11 Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE360 pour différentes portées	41
Fig.4.12 Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE400 pour différentes portées	42
Fig.4.13 Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE300 pour différentes nuance d'acier.....	44
Fig.4.14 Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE360 pour différentes nuance d'acier.....	45
Fig.4.15 Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE400 pour différentes nuance d'acier.....	46
Fig4.16 Réponse non-linéaire pour différentes sections de nuance d'acier « S235 »	47
Fig4.17 Réponse non-linéaire pour différentes sections de nuance d'acier « S275 »	47
Fig4.18 Réponse non-linéaire pour différentes portées d'une poutre de nuance d'acier S235 « Cas analytique »	49
Fig4.19 Réponse non-linéaire pour différentes portées d'une poutre de nuance d'acier S235 « Cas numérique ».....	50
Fig4.20 Réponse non-linéaire pour différentes portées d'une poutre de nuance d'acier S275 « Cas analytique »	51
Fig4.21 Réponse non-linéaire pour différentes portées d'une poutre de nuance d'acier S275 « Cas numérique ».....	52
Fig4.22 Réponse non-linéaire pour différentes nuances d'acier « Cas analytique ».....	53
Fig4.23 Réponse non-linéaire pour différentes nuances d'acier « Cas numérique ».....	54

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Expressions de la charge et de la flèche correspondante en différentes phases ...	17
Tableau 3.1. Caractéristiques géométriques des poutres de sections IPE.....	30
Tableau. 3.2. Caractéristiques géométriques des poutres de sections rectangulaires	32

LISTE DES NOTATIONS

- M Moment élasto-plastique
- M_i moment fléchissant
- F_i force correspondant
- $1/R_i$ la courbure
- v_i déplacement
- f_y limite d'élasticité
- E Module d'élasticité longitudinal
- G Module d'élasticité transversal
- I Moment d'inertie
- σ_e Contrainte limite
- ε allongements
- M_e le moment qui correspond à la fin de la partie élastique
- M_p le moment qui correspond à la fin de la partie plastique
- M_L le moment de résistance plastique
- w_e module élastique
- w_p module de résistance plastique de la section partiellement plastifiée
- w_L module de résistance plastique de la section entièrement plastifiée
- $c(x)$ Exprimé la zone élastique
- χ La courbure élasto-plastique
- χ_e La courbure élastique
- b Largeur de la section transversale d'une poutre
- h mi-hauteur de la section transversale d'une poutre
- t_w Epaisseur de l'âme
- t_f Epaisseur de la semelle
- f le facteur de forme

- F_e Charge varié dans le domaine élastique
- F_p Charge varié dans le domaine plastique
- F_L charge dans la limite
- F La charge appliquée à mi-porté
- v_e Flèche correspondante à la phase elastique
- v_p Flèche correspondante à la phase plastique
- v_L Flèche correspondante à la limite
- \bar{u} Déplacement
- \bar{K} La matrice de la rigidité
- \bar{C} La matrice de l'amortissement
- \bar{M} La matrice de la masse
- ω Mode propre
- l La longueur de la poutre
- S_a surface de l'âme
- S_s surface de la semelle
- A_a section de l'âme

Introduction

Générale

1. INTRODUCTION

Jusqu'à présent, l'approche principale pour calculer les éléments structuraux s'est basée sur la méthode élastique, en postulant que le milieu était homogène et que le matériau respectait la loi de Hooke. La simplification du comportement des matériaux en supposant leur linéarité trouve son origine dans la théorie de l'élasticité développée par Cauchy en 1822. Cette hypothèse a été perfectionnée au fil de près de deux siècles de recherches, permettant aujourd'hui, grâce aux techniques numériques de discrétisation comme les éléments finis, de résoudre des problèmes d'une grande complexité.

La principale critique adressée à cette théorie repose sur le fait qu'elle s'appuie sur une loi (droite brisée) qui ne reflète en aucun cas le comportement réel d'un matériau ductile, même légèrement, au-delà du domaine élastique défini par la limite d'élasticité σ_e . Selon le dimensionnement élastique, une structure serait considérée comme défaillante dès qu'en un point quelconque, la contrainte de compression maximale atteint σ_e ($\sigma_{\max} = \sigma_e$).

De plus, cette méthode ignore la capacité d'adaptation élasto-plastique des matériaux ductiles, une capacité que l'expérience démontre comme étant particulièrement significative et très variable selon le matériau et la structure concernés. Elle est aujourd'hui jugée insuffisante pour évaluer avec précision la résistance ultime des structures utilisées en Génie Civil, et par conséquent, leur véritable niveau de sécurité.

La théorie de la plasticité, dont les avancées majeures datent de 1925, est fondée sur le concept de milieu continu et le modèle élastique parfaitement plastique. Ce modèle est caractérisé par un palier de plasticité indéfini et un déchargement élastique. Aucun matériau ductile utilisé en construction ne respecte pleinement ce modèle : les aciers au carbone (aciers doux et faiblement alliés) s'en rapprochent considérablement (palier étendu mais avec un comportement discontinu dans ce palier, suivi d'une zone d'écroutissage), tandis que d'autres matériaux de construction (aciers alliés, alliages d'aluminium, béton) montrent un comportement plus complexe (absence de palier) [1].

Cependant, ce modèle reste meilleur que le modèle élastique. Il permet de prédire l'évolution progressive des zones plastifiées au sein d'une structure soumise à des charges croissantes et, ce qui est particulièrement intéressant, de déterminer la charge de ruine ou d'effondrement, appelée charge limite, de cette structure. C'est dans ce contexte qu'a été introduit le concept d'analyse limite, une branche de la théorie de la plasticité dédiée au calcul des charges limites.

La méthode plastique connaît un succès croissant, en partie grâce à la simplicité de ses calculs, qui ne sont pas plus complexes que ceux de la méthode élastique, voire parfois plus

faciles. De plus, elle offre une excellente concordance avec les résultats des expériences réalisées sur des structures réelles jusqu'à leur point de rupture [1].

2. HISTORIQUE

Un bref rappel historique sur les travaux en plasticité est donné ci-après. On peut diviser ces travaux en trois grandes périodes :

2.1 Première période : les premiers travaux.

Les premiers travaux notoires sur la plasticité ont été réalisés en France avec la proposition de TRESCA en 1864 du premier critère de plasticité suivi par SAINTVENANT en 1870 qui développa théoriquement les propositions de TRESCA. En 1912, VON MISES en proposa un autre et ces deux critères sont encore utilisés de nos jours.

La possibilité de formation de 'rotules plastiques' dans les barres a été suggérée par Kazinczy en 1914 en Hongrie et par Kist en 1917 en Hollande. Kazinczy effectua des essais sur des poutres bi-encastées et lia le nombre de sections plastifiées à la ruine de la poutre par formation d'un mécanisme.

Des études furent entamées dans plusieurs pays dont l'Allemagne, la Grande Bretagne, la France, les USA et l'URSS.

Des tests sur des portiques en acier furent réalisés à l'université de Bristol (Grande Bretagne) entre 1936 et 1939. Des études théoriques développées parallèlement aux états unis permirent de jeter les principes de bases du calcul plastique dès 1940.

2.2 Deuxième période : les travaux en Grande Bretagne.

A partir de 1943, l'équipe composée de Lord Baker, Horne, Roderick, Heyman et Neal conduisirent une série d'essais à l'université de Cambridge. Leurs conclusions furent incorporées dans les règles anglaises BS 449 publiées en 1948. Les propriétés plastiques de l'acier furent prises en compte dans la vérification des structures et permirent le calcul à la ruine de certaines structures : un bâtiment calculé en plasticité fut construit en 1952.

2.3 Troisième période : période actuelle.

Depuis 1950, les recherches théoriques se sont intensifiées et ont abouti à des résultats concrets. Deux centres furent principalement actifs :

- l'université de Cambridge en Grande Bretagne sous la direction de Lord Baker.
- l'université de Lehigh aux USA avec Beedle.

De nombreux essais sur des structures de grandeurs réelles furent effectués. Les développements théoriques permirent à Horne dès 1950 d'énoncer les principes fondamentaux du calcul plastique des ossatures.

L'utilisation du calcul plastique se répandit surtout dans les pays anglo-saxons où dès 1961, les USA disposaient de recommandations permettant le calcul plastique et des structures multi étagées étaient calculées sur cette base. En Grande Bretagne 90% des portiques à âme brisée à un niveau sont maintenant conçus grâce aux méthodes plastiques.

En France, la commission des recherches sur la plasticité en acier présidée par DUTHEIL publia dès 1947 une étude sur l'adaptation plastique dans les poutres. Cette commission affirmait qu'il n'était plus possible d'ignorer la phase plastique et recommandait des études systématiques pour aboutir à une technique fondée sur une considération plus précise des propriétés réelles du matériau.

Les règles françaises CM66 autorisèrent seulement une plastification partielle des solives et des poutres grâce à l'introduction d'un coefficient d'adaptation plastique. Les règles CM66 furent complétées par l'additif 80 (les CM80) qui définit le domaine d'application du calcul en plasticité des constructions en acier.

Le calcul plastique des sollicitations ainsi que la vérification de la résistance plastique des sections est maintenant consacré dans le nouveau règlement européen de calcul et de vérification des ossatures « l'Eurocode 3 ».

3. PROBLEMATIQUE

Lorsque les efforts au sein d'une structure sont déterminés à l'aide d'une analyse élastique globale, il est supposé que le matériau présente un comportement linéaire, quel que soit le niveau de contrainte appliquée. Cependant, la structure conserve toujours une certaine réserve de résistance, plus ou moins importante, dès qu'une section atteint la contrainte limite élastique. Cette réserve dépend du degré d'hyperstaticité de la structure.

En revanche, l'analyse plastique globale considère la résistance maximale que la structure peut supporter. La défaillance se produit lorsque la charge appliquée atteint ou dépasse la charge limite, appelée charge de ruine. Il est donc crucial de calculer cette charge de ruine et d'étudier le comportement de la structure au-delà des limites du domaine élastique, ce qui est également influencé par les propriétés du matériau utilisé.

4. OBJECTIFS DE LA RECHERCHE

Les objectifs assignés au présent mémoire peuvent être classés comme suit :

- Développement d'une approche analytique permettant d'étudier le comportement élasto-plastique des poutres simplement appuyée (soumises à des charges verticales appliquées au milieu de la portée), de section transversales différentes (rectangulaires, IPE).
- Développement d'un modèle numérique dans le domaine non-linéaire en utilisant le logiciel CAST3M.
- Validation du modèle numérique développé avec l'approche analytique.
- Déterminer l'évolution de la réponse à l'état élasto-plastique de différentes poutres à la base du modèle couplé « analytique-numérique » dès le début de la plastification des sections jusqu'à la plastification totale de la rotule plastique.

5. STRUCTURATION DU MEMOIRE

Le plan du mémoire est structuré comme suit :

Le premier chapitre présente une revue générale sur les principales études et recherches consacrées aux problèmes des poutres métalliques dans le domaine élasto-plastique.

Le deuxième chapitre de cette recherche consiste sur un développement d'un modèle analytique permettant de construire une courbe montrant l'évolution de la flèche à mi-portée d'une poutre en acier simplement appuyée soumise à la flexion simple.

Le troisième chapitre expose la modélisation des poutres métalliques de section transversales différentes (rectangulaires, IPE) et le choix d'élément en utilisant le logiciel (Cast3m) basé sur la méthode des éléments finis. En outre, on donne un aperçu sur la présentation de cet outil de calcul.

Le chapitre quatre est réservé pour une étude paramétrique à l'état élasto-plastique, en exploitant le modèle couplé « analytique-numérique ».

Enfin, on achève ce travail par une conclusion générale portant sur les différents aspects traités dans ce mémoire.

Chapitre 1

Revue de la littérature

1.1. INTRODUCTION

Le développement de la plasticité dans les éléments structurels, tels que les poutres, a été entrepris afin d'évaluer leur comportement jusqu'à la ruine. L'objectif principal de l'analyse plastique est de prédire la charge critique menant à la ruine des structures soumises à des déformations excessives par flexion. Il est donc essentiel d'examiner en profondeur le comportement des poutres fléchies jusqu'à la ruine et de déterminer leur résistance ultime en flexion.

Dans ce cadre, un bilan chronologique de plusieurs recherches disponibles sur les poutres et les portiques est présenté. Celui-ci offre des informations sur le comportement non linéaire et le calcul plastique, en introduisant la notion de rotule plastique pour optimiser le dimensionnement de ce type de structures.

1.2. Travaux de recherches disponibles

En 1998, Seung-Eock Kim et Wai-Fah Chen [2] ont réalisé une analyse numérique par éléments finis, intégrant la notion de rotule plastique sur un certain nombre d'éléments d'une poutre soumise à un chargement transversal réparti. Une des particularités des méthodes d'analyse numérique est la capacité à modéliser avec précision une poutre à un ou deux éléments, tout en tenant compte des non-linéarités matérielles et géométriques, pour optimiser l'efficacité des calculs.

Ils ont découvert qu'un modèle à deux éléments est suffisant pour prédire avec précision la résistance. Ils en ont donc conclu que l'analyse numérique par éléments finis utilisant la notion de rotule plastique est efficace pour ce type de calcul.

En 2008, Chi Kin Iu [3] a rapporté une recherche qui met en avant les effets des non-linéarités matérielles dans les poutres mixtes en utilisant la méthode intégrant la notion de rotule plastique. Diverses combinaisons de sections en acier et en béton créent des sections mixtes arbitraires. Ensuite, les propriétés des matériaux des poutres mixtes varient de manière significative à travers leurs sections transversales, allant de l'acier ductile au béton fragile. En outre, le béton étant faible en traction, les modifications de la section mixte dépendent de la distribution de la charge. À cet égard, l'approche de l'analyse inélastique en zone plastique peut évaluer la résistance des éléments, en tenant compte des non-linéarités matérielles pour chaque fibre de la section mixte.

De nombreux chercheurs adoptent donc généralement l'approche de l'analyse numérique inélastique des structures mixtes en zone plastique. Par ailleurs, la méthode intégrant la notion de rotule plastique décrit de manière exhaustive le comportement non linéaire des matériaux d'une section mixte globale.

Ainsi, il est nécessaire de déterminer les propriétés appropriées à utiliser dans la rigidité des rotules plastiques pour représenter le comportement des matériaux à travers une section mixte arbitraire. En termes d'efficacité numérique et de convergence, la méthode utilisant la notion de rotule plastique est supérieure à celle de la zone plastique.

À partir de cette approche, la manière d'incorporer les non-linéarités des matériaux d'une section mixte arbitraire dans la formulation de la rigidité des rotules plastiques devient un objectif principal de ce document. Ce travail étudie le comportement non linéaire de différents types de poutres mixtes, y compris deux poutres mixtes simplement appuyées, une poutre mixte en porte-à-faux, et une poutre mixte continue à deux travées.

En 2009, Boris Štok et Miroslav Halilović [4] ont réalisé une analyse sur la flèche des poutres de section rectangulaire soumises à un chargement spécifique (uniforme), aboutissant à une répartition quadratique du moment de flexion et en supposant un comportement élasto-plastique sans écrouissage. Dans le cadre d'une approche à faible déformation et déplacement, des solutions analytiques ont été dérivées, permettant d'effectuer des analyses élasto-plastiques des poutres sous une forme analytique limitée. En conséquence, le tracé de l'évolution de la réponse élasto-plastique montre clairement une propagation de la zone plastique à travers le volume. Autrement dit, la propagation se fait le long de l'axe longitudinal de la poutre dès le début de la plastification (formation de la première rotule) dans la section transversale, jusqu'à ce que la ruine commence à apparaître dans la structure (effondrement).

En 2010, Ji Bin et Chen Wanji [5] ont proposé une solution analytique en théorie élasto-plastique des contraintes pour les poutres soumises à une flexion pure sous de faibles déformations. Cette solution prend en compte les effets des déformations élastiques et plastiques et établit implicitement la relation entre le moment de flexion et la courbure. Elle s'avère particulièrement efficace pour les matériaux présentant un fort écrouissage plastique ou de faibles déformations plastiques. De plus, les résultats numériques indiquent que cette solution peut être utilisée pour prédire les effets d'échelle (taille) dans les essais de micro-courbure et pour déterminer le paramètre de longueur des matériaux.

En 2010, Y. WenQ et Y. Zeng [6] ont proposé une nouvelle approche en réalisant une analyse non linéaire par éléments finis sur les portiques plans, utilisant le concept de raideur sécante incrémentale. Ces portiques sont soumis à des charges externes monotones croissantes. Pour décrire le comportement élasto-plastique d'un élément typique, un ensemble de coefficients de plasticité appelés multiplicateurs de charge sont introduits progressivement sur un historique de charge incrémentielle, influençant les propriétés de rigidité élastique jusqu'à l'apparition de la ruine. La méthode proposée est conçue pour offrir la précision des approches de plasticité distribuée tout en maintenant l'efficacité de calcul des méthodes intégrant la notion de rotule plastique. Afin de maintenir l'équilibre pendant la déformation plastique, chaque composant est isolé séparément, les effets de propagation de la plasticité étant automatiquement pris en compte. Il est à noter que la matrice de rigidité des éléments constitutifs de la structure de cette étude est formulée explicitement, rendant inutiles les intégrations numériques. L'efficacité du processus de solution est proposée selon un schéma d'itération directe basé sur la raideur sécante incrémentale. La procédure de solution converge rapidement lors de l'analyse incrémentale-itérative. Cette méthode a été implémentée dans un programme informatique à éléments finis utilisant FORTRAN. Les résultats des exemples numériques ont démontré que cette approche est fiable et efficace pour prédire la réponse inélastique des portiques plans.

L'analyse par calcul plastique (Plastic Design Analysis, PDA) est une évolution récente, illustrant une procédure spécifique basée sur le déplacement latéral des cadres rigides en acier. La PDA est dérivée de la méthode classique d'analyse et de calcul plastique (Plastic Analysis and Design, PAD). Cette dernière (PAD) se limite à estimer la charge ultime en cas de ruine, tandis que la PDA a été développée pour aborder des problèmes de conception importants tels que les effets P-delta, la formation séquentielle des rotules et les déplacements latéraux au début de la ruine (effondrement). Cela est réalisé en liant d'abord la rigidité globale des cadres de la structure au déplacement cible le plus critique, puis à la demande de capacité imposée aux éléments du cadre.

À cet effet, en 2012 [7], une méthode pratique de prévision de la formation des rotules plastiques a été introduite dans ce travail de recherche. L'analyse par calcul plastique (PDA), telle que présentée dans cette étude, repose sur plusieurs concepts de calcul complémentaires ainsi que sur de nouvelles formules qui n'avaient pas encore été mentionnées dans la littérature auparavant.

En 2013, Jian et Ying Wu [8] ont présenté dans une recherche l'aspect théorique et la mise en œuvre numérique de nouveaux éléments finis dotés de rotules plastiques encastrées pour l'analyse des poutres de Timoshenko et d'Euler-Bernoulli en cas de rupture. D'une part, à l'instar du modèle de rotule encastrée, la rotule plastique est décrite par un modèle cohésif reliant les résultantes de contrainte et les déplacements. D'autre part, le champ de contrainte dans l'élément est évalué à partir d'une relation constitutive (loi de comportement) de la section transversale, comme dans le modèle classique de rotule plastique. Le point crucial est l'introduction d'un champ de déformation inélastique cohérent, dépendant à la fois du schéma d'interpolation (pas seulement de la longueur caractéristique) des éléments finis de base et du mode de rotule concerné. De plus, la condition de continuité de traction est fortement appliquée.

En se basant sur la thermodynamique, un modèle multi-surface modélisant la rotule plastique et une loi de comportement non linéaire pour la section transversale de la poutre ont été établis. En particulier, les déplacements sont considérés comme des variables internes et peuvent être déterminés au point d'apparition de la rotule plastique. Par conséquent, il n'est pas nécessaire d'introduire la perte correspondante à la raideur élastique, les degrés de liberté supplémentaires ou la concentration statique au niveau de l'élément comme dans le modèle de rotule encastrée. En outre, la méthode proposée définit également un cadre très pratique pour sa mise en œuvre numérique.

Les éléments finis standards (poutres / barres) et les algorithmes bien développés pour les modèles de matériaux inélastiques peuvent être employés avec des modifications mineures. Plusieurs exemples numériques représentatifs sont présentés, vérifiant que le modèle proposé tient compte de la taille et de la finesse du maillage, grâce à une résolution correcte par la notion de rotule plastique du point de vue cinématique et statique.

Les méthodes courantes d'analyse plastique des structures en acier reposent principalement sur la notion de rotules plastiques ou de rotules plastiques modifiées. Bien que ces méthodes soient simples et pratiques, elles présentent certains inconvénients. Le principal défaut est qu'elles concentrent les effets non linéaires en un seul point, négligeant ainsi la plastification progressive du matériau. En 2015, une recherche [9] s'est concentrée sur les effets de propagation de la plasticité dans la section et la longueur de l'élément. La méthodologie proposée utilise une section variable dans la région plastique de l'élément. Les résultats obtenus pour des cas pratiques sélectionnés ont été comparés aux solutions exactes

ainsi qu'aux résultats d'autres méthodes. La comparaison a montré que la méthode proposée est plus précise, plus facile et plus efficace à mettre en œuvre.

1.3. Conclusion

Dans ce chapitre, une présentation chronologique des études sur la plasticité des structures (poutres et portiques) et la formation de la rotule plastique a été exposée.

Le chapitre 2 est dédié au développement d'une approche analytique visant à étudier le comportement à la base de l'évolution de la réponse élasto-plastique des poutres métalliques de différentes sections (section rectangulaire, section en IPE). Des modèles d'éléments finis ont été décrits dans le chapitre 3 pour réaliser une analyse numérique dans le domaine non linéaire, permettant de prédire le comportement mécanique (Voir l'évolution de la réponse élasto-plastique) des poutres métalliques.

Chapitre 2

Modèle analytique

**« Expression de la réponse
élasto-plastique »**

2.1 Introduction

L'évolution de la réponse élasto-plastique d'une poutre en acier soumise à la flexion simple est la conséquence du fait que cette poutre est assujettie à des charges transversales constantes qui croissent de façon monotone jusqu'à la ruine.

L'évolution de cette réponse est déterminée par une courbe non-linéaire qui renseigne sur l'évolution des contraintes à travers la section de la poutre soumise à ce chargement statique croissant, ainsi le comportement non linéaire de cette poutre peut être défini.

La non-linéarité est en effet introduite dans la poutre au moyen des paramètres des rotules plastiques. Dont le but essentiel est de décrire le comportement réel de la poutre.

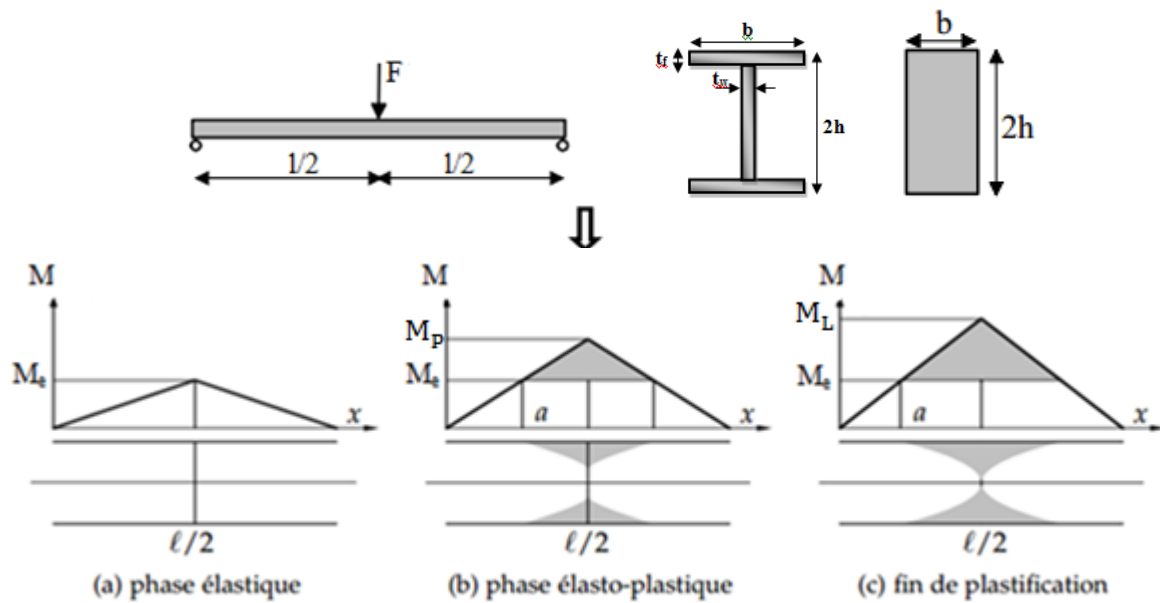
Ce chapitre est consacré sur le développement d'un modèle analytique permettant de construire courbe montrant l'évolution de la flèche à mi- portée d'une poutre en acier soumise à la flexion simple.

La construction de la courbe de l'évolution de la flèche démarre avec l'obtention de la courbe moment-courbure de la poutre fléchie.

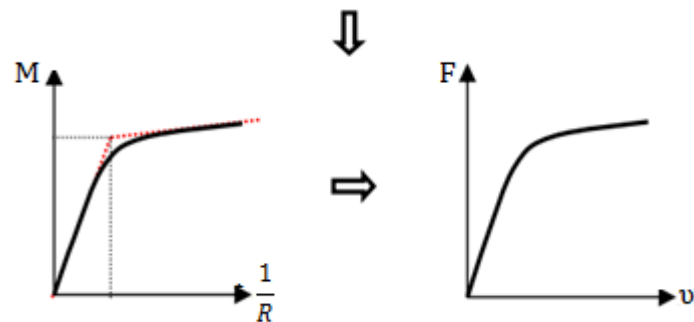
La courbe moment-courbure est obtenue avec le chargement incrémental transversal de la poutre jusqu'à ce qu'on atteigne la ruine (figure 2.1.a). La courbe consiste de la représentation d'un moment maximum (M), dû à la sollicitation appliquée, qui conduit à une courbure ($1/R$) (déformation de la section considérée).

Une fois la courbe moment-courbure obtenue, on cherche à la transformer en une courbe force-déplacement équivalente (figure 2.1.b) reliant le chargement de la poutre à son déplacement (la réponse de la poutre).

L'obtention de la courbe (évolution) de la réponse élasto-plastique est composée de deux transformations ; le moment fléchissant (M_i , où i est la partie de la courbe correspondant au comportement considéré) est transformée à la force correspondant (F_i , force appliquée engendrant ce moment), et la courbure ($1/R_i$, déformation) de la section considérée est transformée en déplacement (v_i , flèche) correspondant.



Propagation de la zone plastique selon les phases du chargement



(a) Courbe moment-courbure

(b) Courbe force-déplacement

Fig.2.1. Principe d'élaboration d'une courbe de la réponse élasto-plastique

2.2 Modèle élasto-plastique

Afin d'exprimer la loi de comportement élasto-plastique en terme moment-courbure nous adoptons une loi de comportement du matériau, constituant la poutre, l'acier, qui aura un comportement élastique-plastique ainsi que la montre la figure suivante :

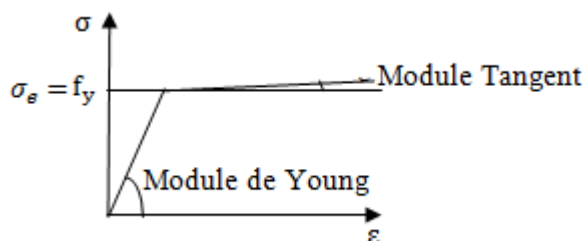


Fig.2.2 Diagramme de comportement élasto-plastique.

f_y : limite d'élasticité

Le comportement de la poutre est régi par trois valeurs fondamentales du moment qui sont M_e , M_p et M_L . M_e est le moment qui correspond à la fin de la partie élastique de la courbe quand la contrainte dans les fibres extrêmes supérieures et inférieures atteint la valeur de la limite d'écoulement σ_e . M_p qui est le moment de résistance elasto-plastique de la section quand les contraintes sont uniformément égales à la limite d'écoulement σ_e sur une certaine ordonnée notée c (voir figure 2.6) de la section correspond au début de la phase élasto-plastique. M_L qui est le moment de résistance plastique de la section quand les contraintes sont uniformément égales à la limite d'écoulement σ_e sur toute la hauteur de la section correspond à la formation de la rotule plastique.

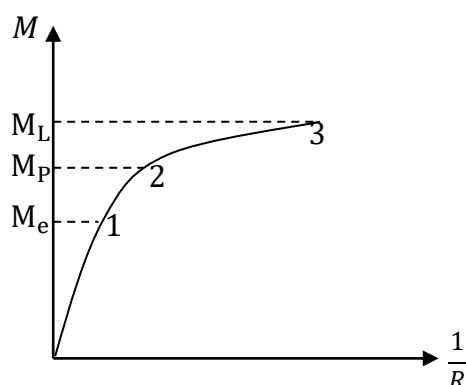


Fig.2.3 Evolution moment-courbure pour une poutre fléchie

Les diagrammes représentant l'évolution des contraintes (σ_e) et des allongements (ϵ) de la section étudiée correspondant au moment maximum sont donnés dans la figure suivante :

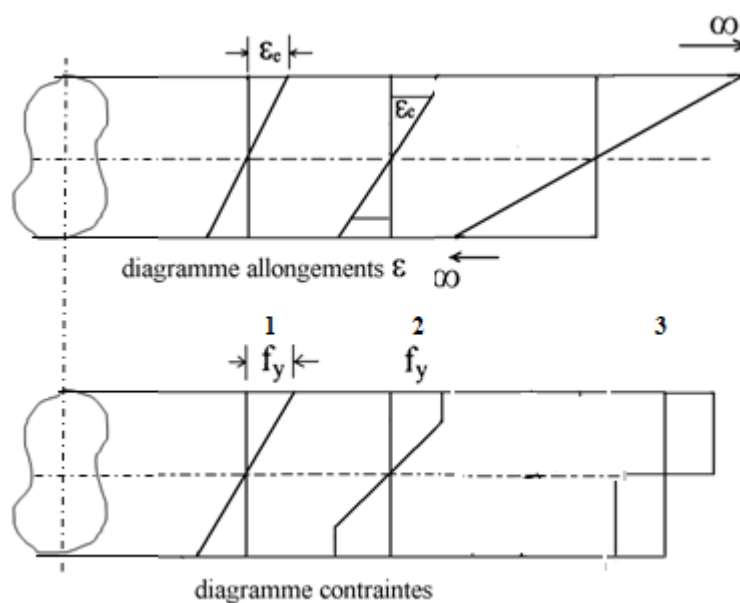


Fig.2.4 Evolution des contraintes ($f_y = \sigma_e$) et des allongements (ϵ)

A la base du diagramme de répartition des contraintes dans une section plastifiée, on constate que :

- Phase 1 (M_e) : seule la fibre extrême est plastifiée.

$$M_e = w_e \cdot f_y$$

- Phase 2 (M_p) : une partie de la section plastifiée et l'autre élastique.

$$M_p = w_p \cdot f_y$$

- Phase 3 (M_L) : toutes les fibres sont plastifiées.

$$M_L = w_L \cdot f_y$$

En vertu des conditions d'équilibre des efforts déduits des diagrammes de répartition des contraintes, les moments statiques (w_i) peuvent être calculés :

- module élastique (w_e) :

Le module élastique (w_e) peut être déterminé du diagramme de contraintes correspondant à la phase I comme suit :

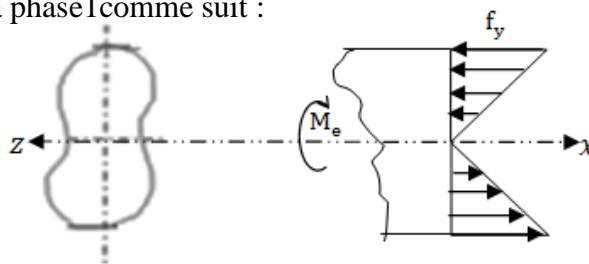


Fig.2.5 Diagramme des contraintes (f_y) en phase 1

D'où,

- Cas d'une section rectangulaire :

$$w_e = \frac{2}{3} b \cdot h^2$$

- Cas d'un profilé en IPE :

$$w_e = \frac{2}{3} t_w \cdot h^2 + 2bht_f - 2ht_w t_f + 2t_w \cdot t_f^2 - 2b \cdot t_f^2$$

- module de résistance plastique de la section partiellement plastifiée (w_p) :

Le module de résistance plastique de la section partiellement plastifiée (w_p) peut être déterminé du diagramme de contraintes correspondant à la phase 2 comme suit :

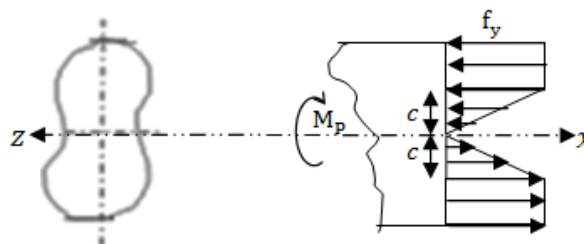


Fig.2.6 Diagramme des contraintes (f_y) en phase 2

D'où,

– Cas d'une section rectangulaire :

$$w_p = b \left[h^2 - \frac{1}{3} c^2 \right]$$

– Cas d'un profilé en IPE :

$$w_p = -\frac{1}{3} t_w c^2 + t_w \cdot h^2 + 2bht_f - 2ht_w t_f + t_w \cdot t_f^2 - b \cdot t_f^2$$

À mesure que la charge croît, la zone plastique se propage aux sections voisines, la figure ci-dessous représente la zone plastique qui est limitée par une parabole d'équation $c(x)$ définie pour $F_e < F \leq F_p$.

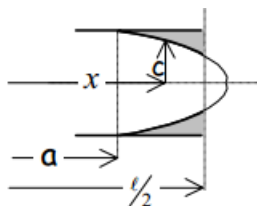
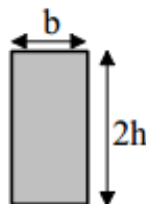


Fig.2.7 Zone plastique en flexion simple

La forme de cette zone est définie par la cote c ($c = \frac{\sigma_e}{E\chi}$) à la base des deux courbures à l'état élastique (χ_e) et l'état elasto-plastique (χ) [10], d'où :

• Cas d'une section rectangulaire



$$\chi = \frac{\chi_e}{\sqrt{3 \left(1 - \frac{M}{M_p} \right)}} \quad \rightarrow \quad c = \frac{\sigma_e}{E\chi_e} \sqrt{3 \left(1 - \frac{M}{M_p} \right)}$$

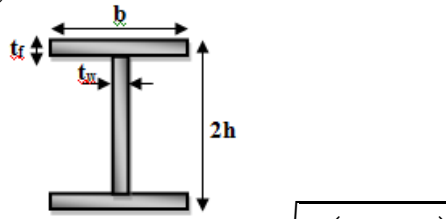
$$\rightarrow c = h \sqrt{3 \left(1 - \frac{F \cdot x}{2 \cdot M_p} \right)}$$

or $F_p = 4 \frac{M_p}{l}$ $\rightarrow c(x) = h \sqrt{3 \left(1 - \frac{2 \cdot F \cdot x}{F_p \cdot l} \right)}$

pour $x = \frac{L}{2}$ $\rightarrow c = h \sqrt{3 \left(1 - \frac{1}{f} \right)}$

f est le facteur de forme donné par : $f = 1,5$

• Cas d'une section en double T



$$\chi = \alpha \frac{\chi_e}{\sqrt{3 \left(1 - \frac{M}{M_p}\right)}} \quad \rightarrow \quad c = \frac{\sigma_e}{\alpha E \chi_e} \sqrt{3 \left(1 - \frac{M}{M_p}\right)}$$

$$\rightarrow c = \frac{h}{\alpha} \sqrt{3 \left(1 - \frac{F \cdot x}{2 \cdot M_p}\right)}$$

or $F_p = 4 \frac{M_p}{l}$ $\rightarrow c(x) = \frac{h}{\alpha} \sqrt{3 \left(1 - \frac{2 \cdot F \cdot x}{F_p \cdot l}\right)}$

avec, $\alpha = h \sqrt{\frac{t_w}{w_p}}$

$$c = \sqrt{\frac{w_p}{t_w}} \sqrt{3 \left(1 - \frac{1}{f}\right)}$$

f est le facteur de forme donné par l'expression suivante :

$$f = \frac{12 + 3(s_a/s_s)}{12 + 2(s_a/s_s)}$$

- module de résistance plastique de la section entièrement plastifiée (w_L) :

Le module de résistance plastique de la section entièrement plastifiée (w_L) peut être déterminé du diagramme de contraintes correspondant à la phase 3 comme suit :

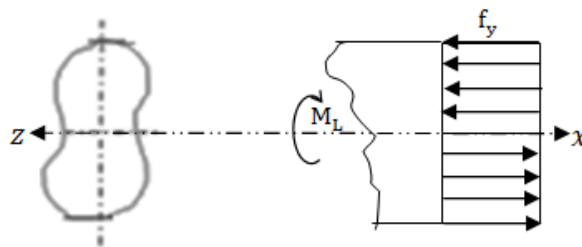


Fig.2.8 Diagramme des contraintes (f_y) en phase 3

D'où,

- Cas d'une section rectangulaire :

$$w_L = b \cdot h^2$$

– Cas d'un profilé en IPE :

$$w_L = t_w \cdot h^2 + 2bht_f - 2ht_w t_f + t_w \cdot t_f^2 - b \cdot t_f^2$$

2.3 Réponse élasto-plastique

Le but de la détermination de l'évolution de la réponse élasto-plastique en terme force-déplacement (figure 2.9) d'une poutre fléchie est de prédire son comportement réel vis-à-vis sa résistance (déduction de la charge ultime) au chargement qui lui est appliqué.

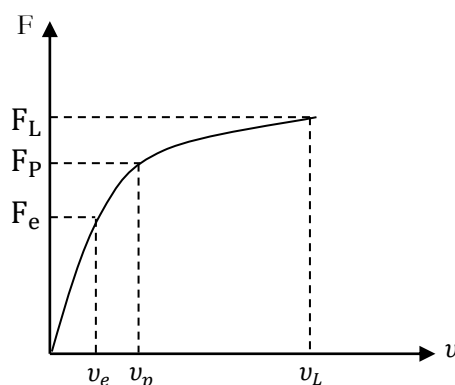


Fig.2.9 Evolution force-déplacement pour une poutre fléchie

Cette réponse est obtenue suite à une transformation de la réponse élasto-plastique en terme moment-courbure (figure 2.3), basée sur les relations qui se trouvent dans le tableau suivant :

Tableau1. Expressions de la charge et de la flèche correspondante en différentes phases

Phase	Charge (Fi)	Fleche (vi)
1	$F_e = \frac{4 \cdot M_e}{L}$	$v_e = \frac{M_e \cdot L^2}{12EI_z}$
2	$F_p = \frac{4 \cdot M_p}{L}$	$v_p = \frac{M_p \cdot L^2}{12EI_z} + \frac{M_p}{Gs_a}$
3	$F_L = \frac{4 \cdot M_L}{L}$	$v_L = \frac{M_L \cdot L^2}{12EI_z} + \frac{0,75 \cdot L \cdot f_y}{E}$

2.4 Validation du modèle analytique

Afin de prouver la fiabilité du modèle analytique proposé, nous avons effectué une comparaison à la base des résultats d'un essai expérimental réalisé en 1929 par Maier Leibnitz sur une poutre en acier reposant sur deux appuis simples. Les résultats de l'essai sont donnés dans la figure 2.10.

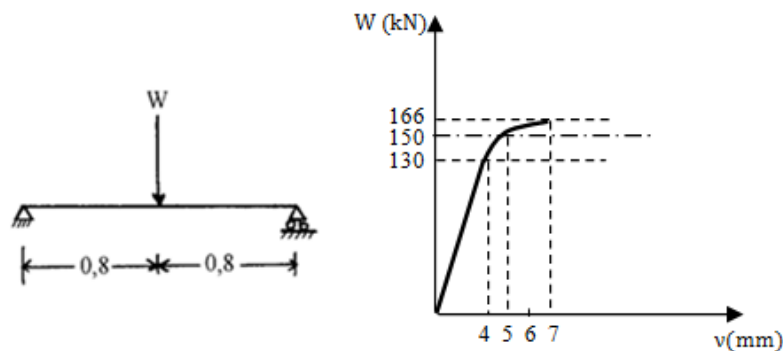


Fig. 2.10 Essai de flexion sur une poutre en acier

La courbe montrant l'évolution de la flèche à mi-portée renseigne sur l'évolution des contraintes à travers la section. Les conclusions suivantes peuvent être données :

- 1- Quand la charge centrale W atteint la valeur de 130kN, la courbe s'infléchit et la relation entre la charge appliquée et la flèche cesse d'être linéaire. La contrainte de flexion dans les fibres extrêmes de la section atteint la valeur de la limite d'écoulement f_y .
- 2- Dès que la charge atteint la valeur de 150kN, les déformations augmentent rapidement pour des augmentations minimales de charge.
- 3- A un niveau de charge égal à 166kN, la poutre s'effondre brusquement. Les déformations qui sont très marquées au niveau du point d'application de la charge sont irréversibles.

La figure 2.11 montre la comparaison effectuée entre les résultats obtenus par modèle analytique et ceux d'un essai expérimental réalisé par Maier Leibnitz.

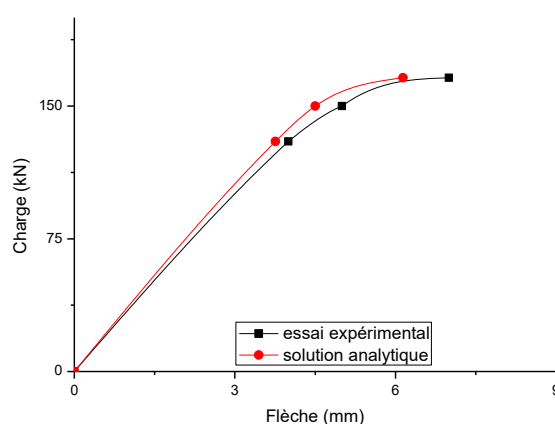


Fig. 2.11 Comparaison des résultats

2.5 Conclusion

Dans ce chapitre, un modèle analytique a été développé ci-dessus afin de prédire le comportement d'une poutre métallique dans le domaine non-linéaire.

Ce modèle est basé sur l'étude de l'évolution de la flèche totale à mi- portée d'une poutre en acier soumise à la flexion simple à l'état élasto-plastique.

Nous allons donc, dans le chapitre suivant apporter une attention particulière au choix du maillage et des lois de comportement afin de pouvoir élaborer un modèle numérique fiable, représentatif de la réalité et suffisamment souple pour prédire le comportement d'une poutre métallique dans le domaine non-linéaire.

Chapitre 3

**Modèle numérique«
Modélisation non-linéaire
par éléments finis»**

3.1 Introduction :

Les problèmes mécaniques rencontrés dans la réalité concernent souvent des objets (corps) aux formes complexes, pour lesquels des solutions analytiques simples ne sont pas disponibles. Il devient alors nécessaire d'adopter une approche systématique de modélisation en décomposant ces objets en éléments déformables. C'est là que la méthode des éléments finis (MEF) se révèle être un outil extrêmement puissant pour l'analyse linéaire des structures. Toutefois, dans la pratique, par souci de résistance et d'esthétique, le domaine de fonctionnement normal des structures est souvent limité à des déplacements faibles, ce qui permet d'utiliser des calculs linéaires pour prédire leur comportement. Néanmoins, il ne faut pas oublier que les structures réelles ont généralement un comportement non-linéaire.

La méthode des éléments finis (MEF) nécessite un usage intensif de l'ordinateur. Cette méthode générale s'applique à une grande variété de problèmes pratiques : linéaires ou non linéaires, dans des domaines géométriques d'une, deux ou trois dimensions.

Dans cette approche, la précision de l'analyse dépend directement du maillage et des éléments utilisés. Les utilisateurs veillent à ce que le maillage soit suffisamment fin pour garantir des résultats fiables.

Un logiciel comme Cast3m, basé sur la méthode des éléments finis, est un outil extrêmement efficace pour résoudre une grande diversité de problèmes. Cet outil aux multi-facettes permet aux ingénieurs de se concentrer sur les véritables défis de leur métier en assurant des solutions précises et fiables.

L'objectif de ce travail est de démontrer l'efficacité du logiciel Cast3m pour effectuer des calculs mécaniques non linéaires. Dans ce chapitre, nous allons d'abord présenter une vue d'ensemble du logiciel et de son organisation pour ce type de calculs. Ensuite, nous détaillerons la modélisation par éléments finis afin d'évaluer le comportement mécanique d'une poutre métallique en régime non-linéaire.

3.2 Présentation du logiciel :

3.2.1. Introduction :

Cast3m est un logiciel de calcul de structures basé sur la méthode des éléments finis, utilisé pour une large gamme de problèmes structuraux. Il a été développé au Département de Mécanique et Technologie (DMT) du Commissariat à l'Énergie Atomique de France (CEA). La principale particularité de Cast3m, est de permettre à l'utilisateur d'adapter ses calculs selon les problèmes qu'il doit résoudre.

Ce code de calcul présente un système complet intégrant non seulement des fonctions de calculs proprement dites mais également des fonctions de construction de modèle (pré- processeur) et de traitement de résultats (post- processeur). Il traite différents problèmes à savoir :

- La mécanique statique et dynamique avec des comportements en :
 - Elasticité linéaire classique.
 - Plasticité et la viscoplasticité.
- Thermique.
- Thermomécaniques couplées.

3.2.2. Environnement et langage :

Le logiciel Cast3m fonctionne sur tout ordinateur PC ou compatible utilisant types de Windows. Afin de convertir les informations en entités informatiques par le programme, il faut disposer d'une interface. C'est le langage GIBIANE qui va permettre de communiquer directement avec le programme.

3.2.3. Organisation d'un calcul :

3.2.3.1. Préparation du modèle de calcul :

Le modèle de calcul représente l'ensemble des données que doit préparer l'utilisateur pour décrire les caractéristiques complètes du problème à analyser. Il peut être décrit par le schéma suivant de la figure 3.1:

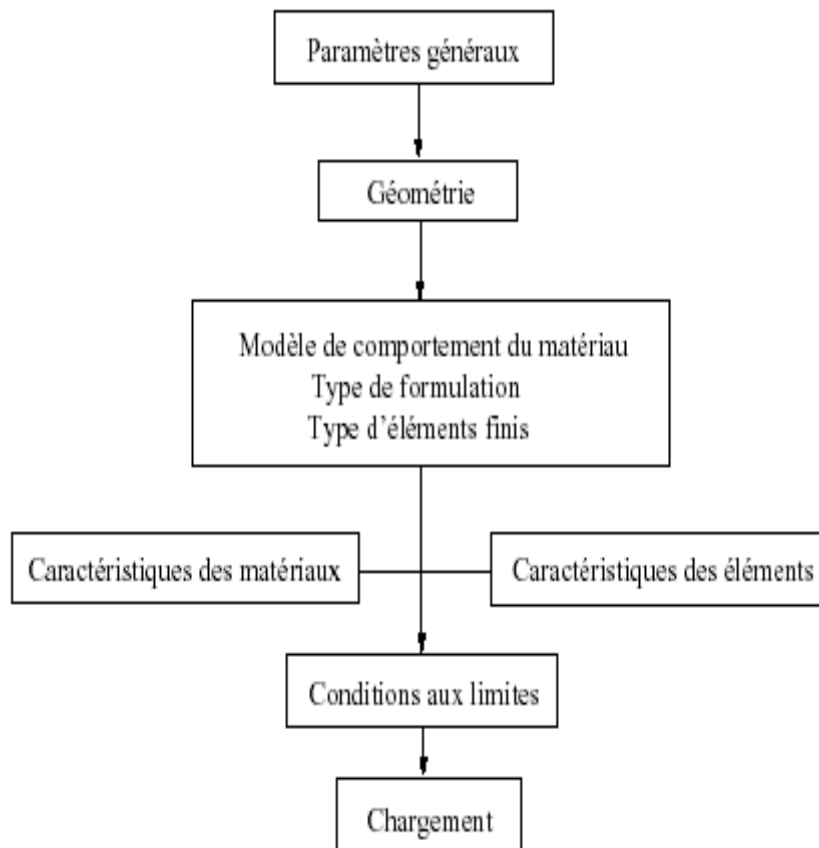


Fig.3.1: Organigramme du modèle de calcul.

- Les paramètres généraux sont définis avec les options générales de calcul.
- La géométrie représente la forme discrétisée du domaine à étudier.
- Le modèle associe au maillage une loi de comportement du matériau, la formulation éléments finis ainsi que le type d'éléments utilisés.
- Les caractéristiques des matériaux définissent les propriétés physiques des matériaux : module d'Young, coefficient de Poisson, masse volumique, (pour un calcul non linéaire, on ajoute la limite élastique du matériau f_y).
- Les caractéristiques des éléments sont relatives à certaines données supplémentaires selon les types d'éléments choisis qui ne peuvent se déduire de la géométrie. Par exemple, pour les coques il est nécessaire d'indiquer leur épaisseur, pour les poutres leur section et leur différentes inerties.
- Les conditions aux limites doivent s'ajouter à la matrice de rigidité.
- Application des chargements externes.

3.2.3.2. Résolution du système d'équations :

Une fois réalisée la préparation du modèle de calcul, on peut constituer le système $\overline{\overline{M}}$.
 $\overline{\overline{u}} + \overline{\overline{C}} \cdot \overline{\overline{u}} + \overline{\overline{K}} \cdot \overline{\overline{u}} = \overline{\overline{F}}$ et le résoudre. Il faut donc dans un premier temps calculer les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité.

Par exemple : pour une analyse statique linéaire (calcul de la flèche) la résolution sera sur le système : $\overline{\overline{K}} \cdot \overline{\overline{u}} = \overline{\overline{F}}$.

Pour une analyse modale (calcul des modes propres), le système à résoudre devient :
 $\overline{\overline{K}} - \omega^2 \overline{\overline{M}} = 0$.

3.2.3.3. Traitement des résultats :

Il s'avère indispensable de traiter les résultats d'une analyse effectuée avec Cast3m. Ce traitement permet le calcul de grandeurs dérivées plus faciles à appréhender ou une visualisation en vue d'une meilleure interprétation des résultats. Deux groupes d'opérateurs sont disponibles à cet effet, l'un étant réservé au post-traitement des données et l'autre à la représentation graphique. Il est ensuite possible de sauvegarder les résultats en vue de les restituer dans des calculs ultérieurs.

Les programmes de calcul par éléments finis classiques sont structurés selon cette logique (voir Fig.3.2), chaque étape étant associée à un module du code :

- le préprocesseur pour la définition du maillage et du modèle mathématique.
- le programme de calcul qui envoie une série de processus selon la procédure de calcul choisi par l'utilisateur, celui-ci ne peut maîtriser l'enchaînement des processus.
- La procédure agit comme une boîte noire sur laquelle l'utilisateur n'a aucune possibilité d'intervention.
- le post-processeur qui procède aux traitements nécessaires après avoir reçu les résultats des modules précédents.

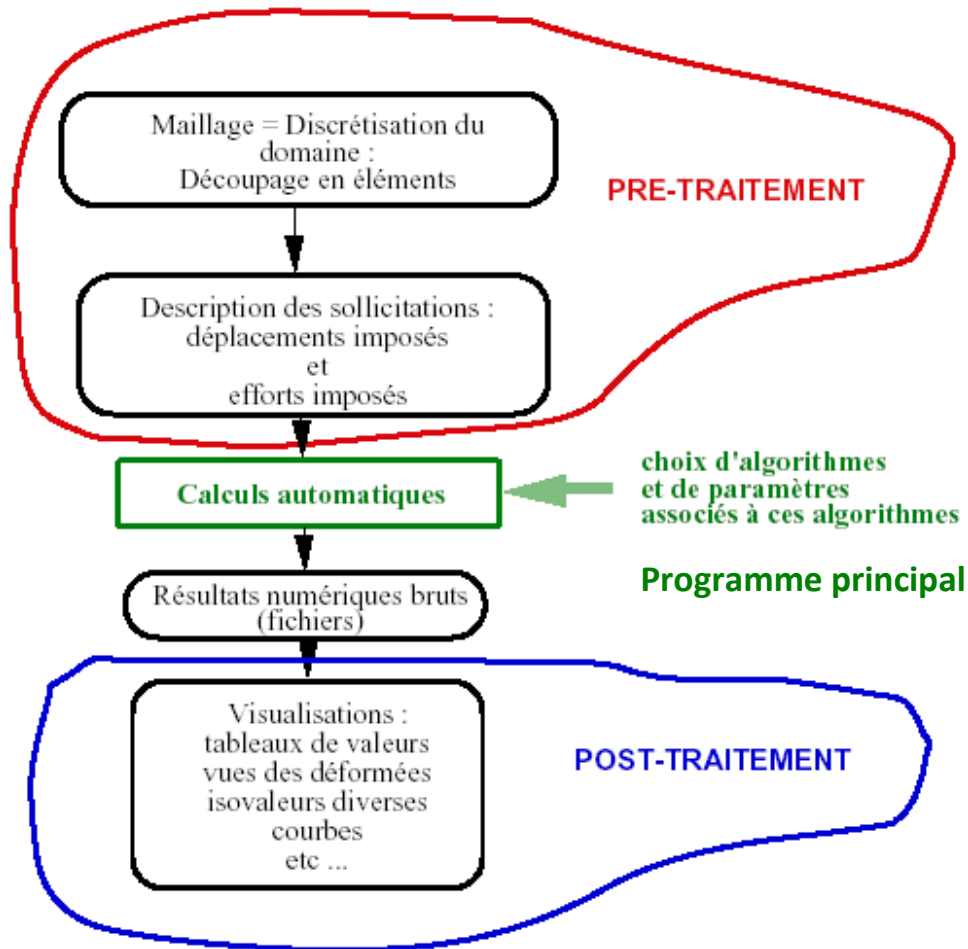


Fig.3.2. : Noyau de calcul, pré et post traitements du noyau de calcul.

3.3. Modélisation par éléments finis :

3.3.1. Introduction :

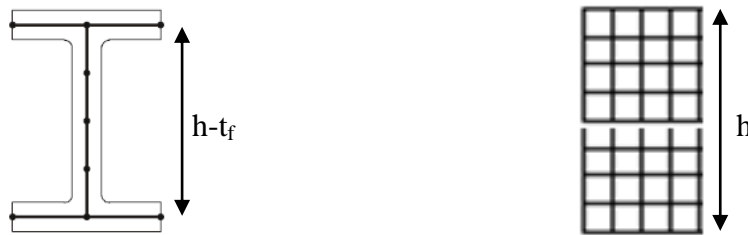
La modélisation par éléments finis (MEF) utilisant les logiciels de dimensionnement, est une technique numérique largement utilisée pour analyser et prédire le comportement des structures, y compris les poutres métalliques. Il s'agit d'un outil incontournable pour les ingénieurs travaillant avec des poutres métalliques. Elle permet de simuler avec précision des conditions complexes et d'optimiser les conceptions pour garantir sécurité, efficacité et fiabilité des structures.

3.3.2. Modèle géométrique

Le maillage de la poutre métallique du modèle Cast3M est réalisé avec des éléments en trois dimensions (3D) de type coque mince à 4 nœuds COQ4 pour les sections en double T et des éléments en deux dimensions (2D) de type quadratiques à 8 nœuds nommé QUA8 pour les sections rectangulaires.[10]

Pour le cas des sections en double T, les parois (métalliques) des poutres et de la colonne sont modélisées à l'aide d'éléments coques. Les sections droites sont modélisées en plaçant les éléments coques à la fibre moyenne de chaque plat formant la section (voir figure 3.3-a).

Pour le cas des sections rectangulaires, la modélisée se fait à l'aide d'éléments quadratiques de la section droite de la poutre (voir figure 3.3-b).



a- Section en double T en COQ4

b- Section rectangulaire en QUA8

Fig. 3.3. Modélisation des sections métalliques

3.3.3. Modèles de comportement du matériau

Le matériau acier est modélisé à l'aide d'une loi de comportement de type bilinéaire élasto-plastique parfaite sans écrouissage (figure 3.4) basée sur le critère tridimensionnel des contraintes de Von Mises. Les caractéristiques mécaniques de l'acier sont définies comme suit : $E = 210 \text{ GPa}$ et $\nu = 0.3$.

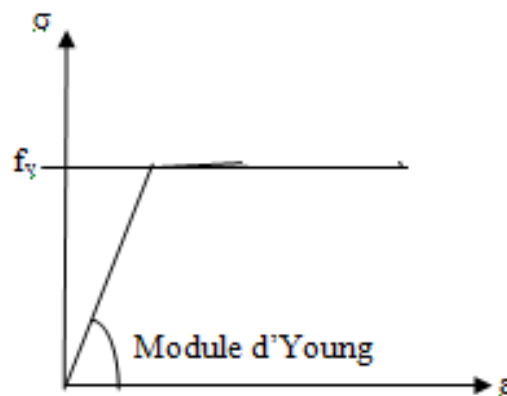


Fig.3.4. Loi de comportement de l'acier

3.3.4. Conditions aux limites et chargement

- **Section en double T**

Les appuis sont représentés par des conditions aux limites sur toute la largeur de la semelle. L'appui simple des poutres est modélisé en bloquant les déplacements verticaux de la semelle inférieure à la section correspondante. Par ailleurs, pour éviter un déversement de la poutre, un maintien latéral « continu » est appliqué le long de la jonction âme – semelle (supérieure et inférieure) en bloquant les déplacements latéraux au droit de l'âme.

- **Section rectangulaire**

L'appui simple des poutres est modélisé en bloquant le déplacement vertical au niveau du point à la section correspondante.

Les efforts ponctuels pour les de types de sections sont introduits dans les nœuds de la structure et le chargement du modèle est réalisé par déplacement imposé monotone croissant.

3.3.5. Calcul non linéaire

Le calcul non linéaire est effectué d'une façon linéaire incrémentale PASAPAS de Cast3M [11].

La non-linéarité peut provenir du comportement du matériau (plasticité), des grands déplacements ou des deux à la fois. Donc, deux sources principales de non-linéarité existent dans l'analyse mécanique des structures :

1. Non-linéarité du matériau : Cette non-linéarité découle de la relation contrainte-déformation non linéaire (relation constitutive) du matériau.

2. Non-linéarité géométrique : Ce type de non-linéarité provient des relations déformation-déplacement non linéaires.

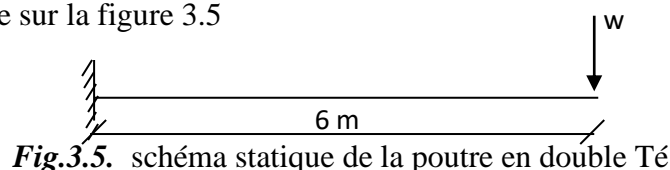
3.4. Validation du modèle numérique

Afin de confirmer la fiabilité des deux types d'éléments finis (COQ4, QUA8) à utiliser dans la modélisation, nous analysons le comportement non linéaire de deux poutres métalliques de sections différentes (section en double T, section rectangulaire) simplement appuyées, sollicitées en flexion simple par l'application d'une force transversale en milieu de travée.

La validation du modèle éléments finis repose sur les résultats d'essais expérimentaux évoqués en littérature [12], réalisés sur deux poutres en acier.

3.4.1. Poutres métallique à section en double T

Il s'agit d'une poutre console en acier de 6 m à section en double T fabriquée en HEA340, représentée sur la figure 3.5



Cette poutre isostatique est soumise à une flexion 2 points où le chargement est introduit par un seul vérin hydraulique. La valeur mesurée de la limite d'élasticité de l'acier est 235.E6.

L'essai expérimental a été simulé avec Cast3M. Une comparaison des résultats en termes de charge ultime et de flèche à l'extrémité de la poutre est donnée en Figure 3.6.

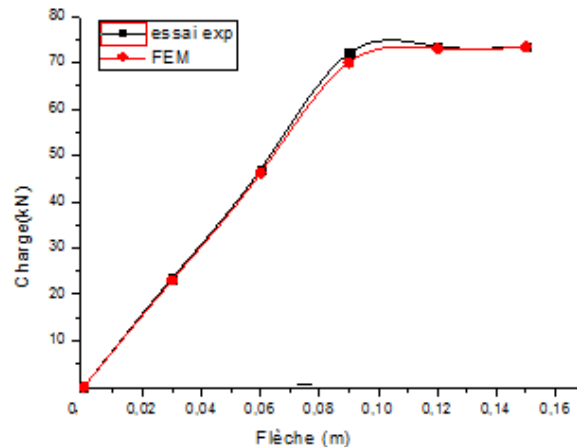


Fig.3.6. comparaison des résultats d'une poutre à section en double T

D'après les deux courbes de la figure 3.6, il est à remarquer qu'un résultat comparable est obtenu entre la solution expérimentale et la solution numérique utilisant l'élément fini (COQ4).

Ce type d'éléments Ce type d'éléments fini (COQ4) est retenu dans la modélisation tridimensionnelle des poutres à sections en double T que nous allons étudier dans notre étude paramétrique.

3.4.2. Poutres métallique à section rectangulaire

Il s'agit d'une poutre bi-encastée à section rectangulaire (0.18x0.30) en acier de 6m représentée sur la figure 3.7.

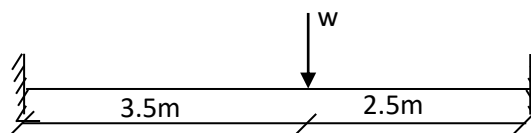


Fig.3.7. schéma statique de la poutre à section rectangulaire

Cette poutre isostatique est soumise à une flexion 3 points où le chargement est introduit par un seul vérin hydraulique. La valeur mesurée de la limite d'élasticité de l'acier est 390.E6.

L'essai expérimental a été simulé avec Cast3M dans. Une comparaison des résultats en termes de charge ultime et de flèche à mi-portée est donnée en Figure 3.8

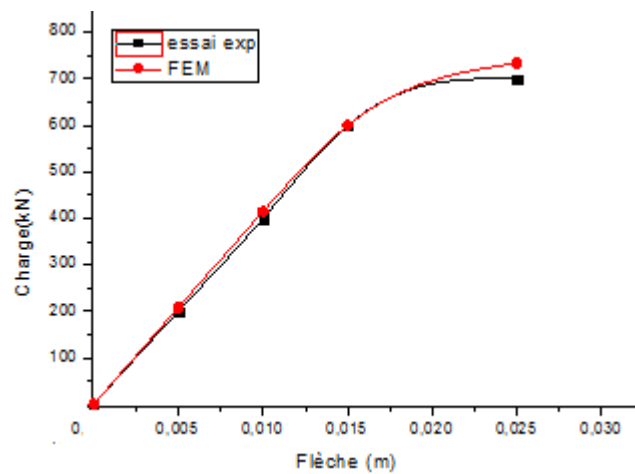


Fig.3.8. comparaison des résultats d'une poutre à section rectangulaire

De même d'après les deux courbes de la figure 3.8, il est à constater qu'un résultat comparable est obtenu entre la solution expérimentale et la solution numérique utilisant l'élément fini (QUA8).

Ce type d'éléments fini (QUA8) est retenu dans la modélisation bidimensionnelle des poutres à sections rectangulaires que nous allons étudier dans notre étude paramétrique.

3.5. Conclusion

Dans ce chapitre, et après avoir décrit le logiciel de calcul des structures « Cast3m » basé sur la méthode des éléments finis, un (deux) modèle numérique fiable modélisant la poutre métallique, a été mis en évidence à la base des tests expérimentaux disponibles dans la littérature.

Le maillage de la poutre métallique du modèle Cast3M est réalisé avec des éléments en trois dimensions (3D) de type coque mince à 4 nœuds COQ4 pour les sections en double T et des éléments en deux dimensions (2D) de type quadratiques à 8 nœuds nommé QUA8 pour les sections rectangulaires.

Ce (deux) modèle numérique peut (peuvent) donc, servir de référence à toutes modélisation de poutres métalliques de ce type vis-à-vis le calcul élasto-plastique.

Dans le chapitre qui suit, nous allons tout d'abord valider notre modèle analytique par rapport au (deux) modèle numérique, en suite mener une étude paramétrique en retenant les mêmes types d'éléments (COQ4 et QUA8). Nous prendrons différents exemples de poutres métalliques fléchies qui se veulent représentatifs des différentes situations envisageables afin de prédire le comportement mécanique dans le domaine non-linéaire d'une poutre métallique à la base de l'évolution de sa réponse élasto-plastique en flexion simple.

Chapitre 4

Analyse globale « analytique- numérique »

4.1 Introduction

Dans le chapitre précédent nous avons mené une étude numérique en utilisant logiciel Cast3m afin de présélectionner les éléments finis convenables assimilant le comportement des poutres métalliques à âmes pleines dans le domaine non-linéaire. Les éléments finis retenus sont des quadratique à 8 nœuds « QUA8 » pour les sections rectangulaires et des coques à 4 nœuds « COQ4 » pour les sections IPE.

Dans ce chapitre nous allons effectuer une analyse globale « analytique-numérique » à l'état elasto-plastique des poutres métalliques à âmes pleines de différentes configurations, qui sont des poutres métalliques à une seule travée (poutres isostatiques) de longueurs différentes et sections rectangulaires ou en profilés (IPE) pour différents cas envisageables, soumises à une charge ponctuelle à mi-portée. Il est à rappeler que dans le modèle numérique le chargement est réalisé par un déplacement imposé monotone croissant.

Afin de mettre en valeur la fiabilité du modèle analytique déterminant l'expression de la réponse élasto-plastique des poutres métalliques en flexion simple, proposée ci-dessus, nous commençons tout d'abord dans cette analyse, par la validation de celui-ci avec les deux modèles numériques (QUA8, COQ4), en suite, mener une étude paramétrique pour différents cas envisageables.

4.2 Calibrage du modèle théorique par rapport au modèle numérique

Une comparaison de résultats est établie dans les figures ci-dessous, entre les évolutions de la réponse obtenues par le modèle analytique proposée à celles obtenues par les deux modèles numériques en utilisant le logiciel Cast3m.

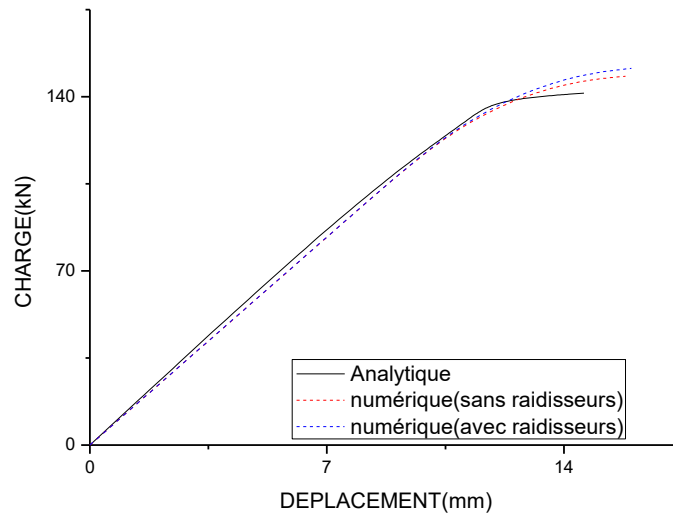
Cette comparaison est effectuée en fonction de différentes sections en gardant uniquement la portée de la poutre constante.

L'acier utilisé des sections de différentes poutres est de nuance S235.

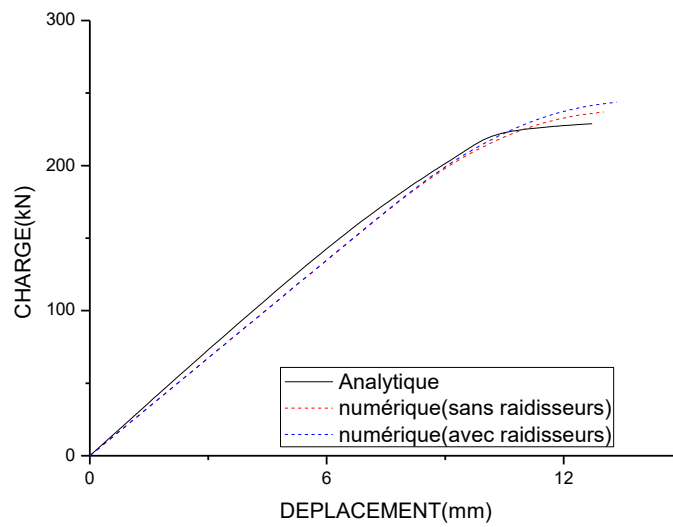
4.2.1 Sections en profilés-IPE sans raidisseurs

Tableau 3.1. Caractéristiques géométriques des poutres de sections IPE

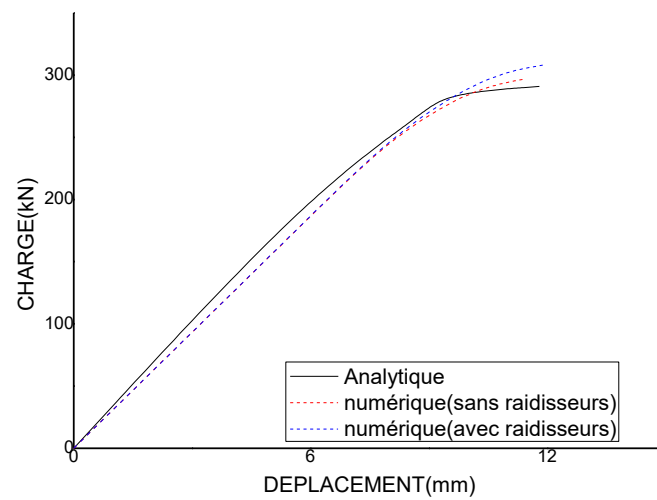
Section	H (mm)	b _f (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	r (mm)	L (m)
IPE300	300	150	10.7	7.1	15	4.00
IPE360	360	170	12.7	8	18	
IPE400	400	180	13.5	8.6	21	
IPE450	450	190	14.6	9.4	21	



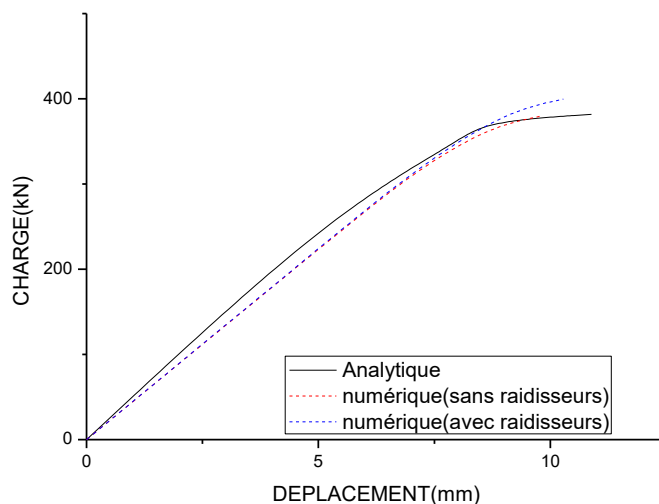
a- Section (IPE300)



b- Section (IPE360)



c- Section (IPE400)



c- Section (IPE450)

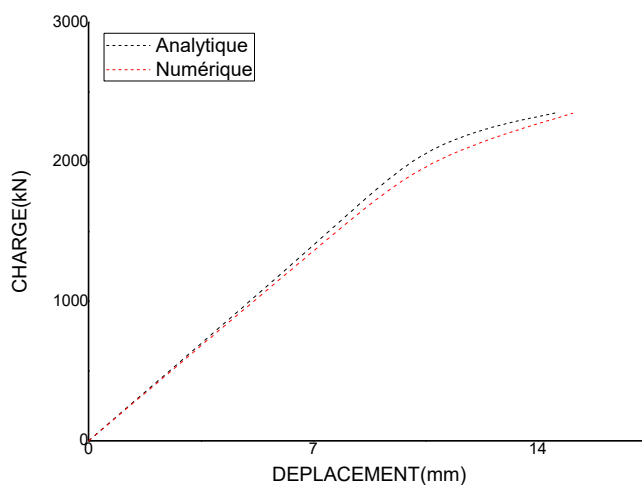
Fig.4.1. Évolution de la réponse d'une poutre « sections IPE »

D'après les courbes de l'évolution de la réponse des poutres de sections en profilés « IPE » représentées par la figure 4.1, il est bien remarqué que les résultats obtenus par la solution analytiques sont presque de même ordre de grandeur à celles obtenues numériquement.

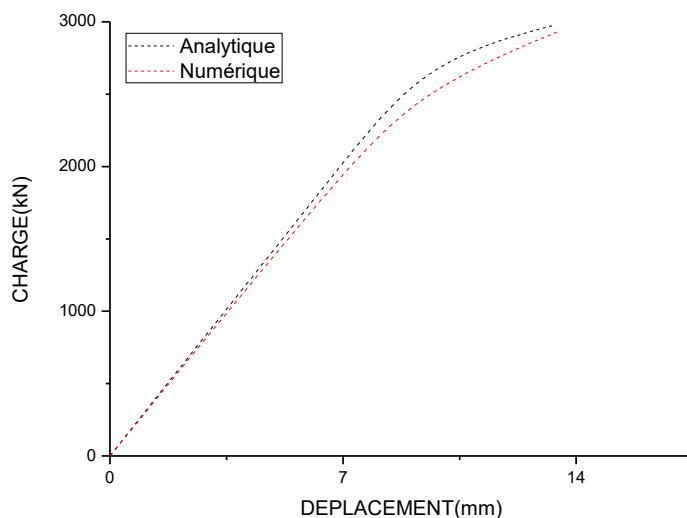
4.2.2 Sections rectangulaires

Tableau. 3.2. Caractéristiques géométriques des poutres de sections rectangulaires

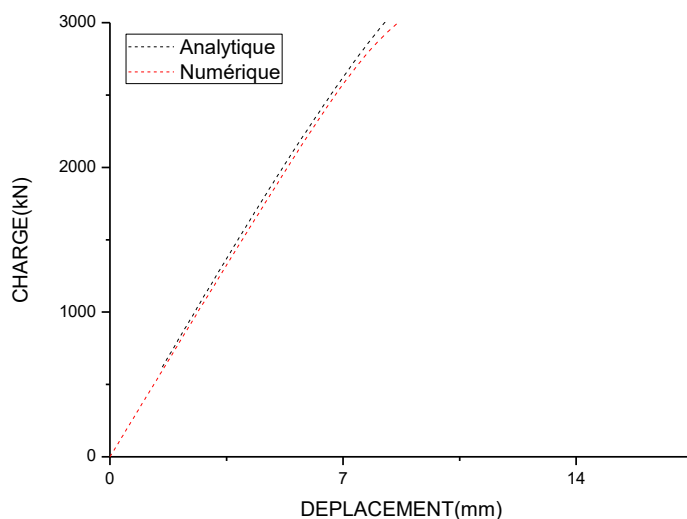
	b (mm)	H (mm)	L (m)
Section rectangulaire	250	400	4.00
		450	
		500	



a- Section (0.25x0.40)



b- Section (0.25x0.45)



c- Section (0.25x0.50)

Fig.4.2. Évolution de la réponse d'une poutre de 4m « sections rectangulaires »

De même, d'après les courbes de l'évolution de la réponse des poutres de sections rectangulaires représentées par la figure 4.2, il est bien remarqué que les résultats obtenus par la solution analytiques sont presque identiques à celles obtenues numériquement.

4.3 Étude paramétrique

Après avoir validé le modèle numérique avec la méthode analytique proposée ci-dessus, des applications sont menées en vue d'une analyse globale « analytique-numérique » dans le domaine non-linéaire pour prédire le comportement des poutres métalliques à âmes pleines sur appuis simples à l'état élasto-plastique.

A cet effet, une étude paramétrique est menée sur le comportement des deux configurations de poutres ; les poutres à sections rectangulaires (figure 4.3) et les poutres en profilé IPE avec et sans raidisseurs (figure 4.4), dans le domaine non-linéaire, à savoir l'influence de la section, de la portée, ainsi de la nuance de l'acier.



Fig.4.3. modélisation d'une poutre à section rectangulaire

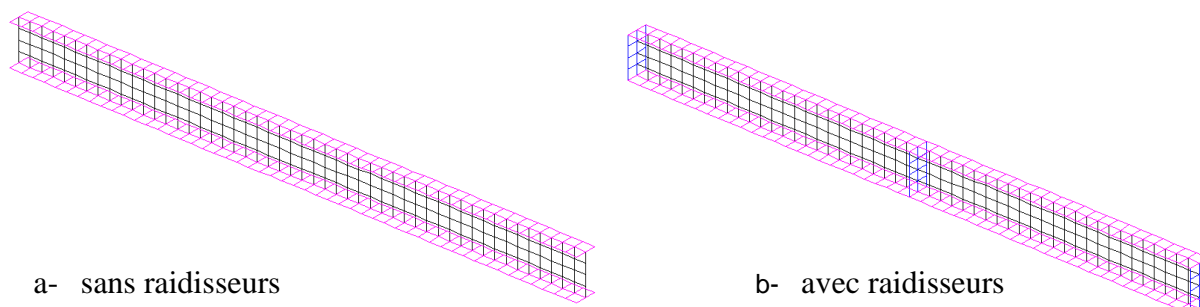


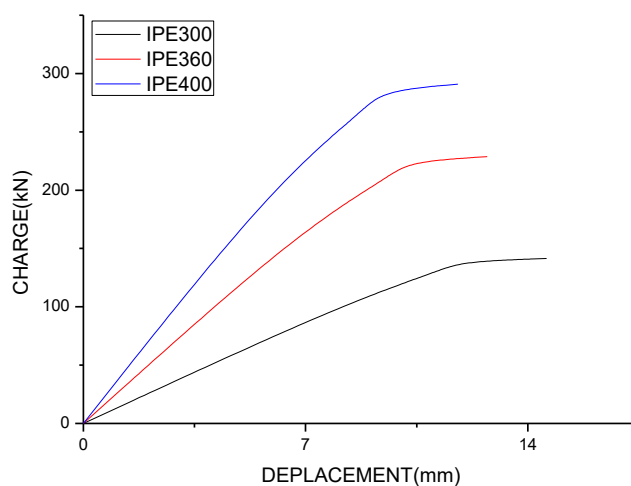
Fig.4.4. modélisation d'une poutre à section en profilés-IPE

Il est à noter que les résultats sont présentés sous forme d'évolutions de la réponse des poutres à mi- portée à l'effet d'un chargement croissant.

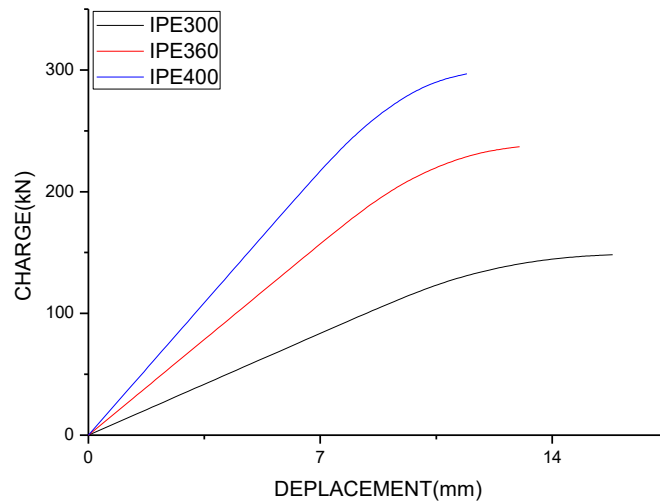
4.3.1 Poutres à sections en profilés-IPE

- **Influence de la section de la poutre**

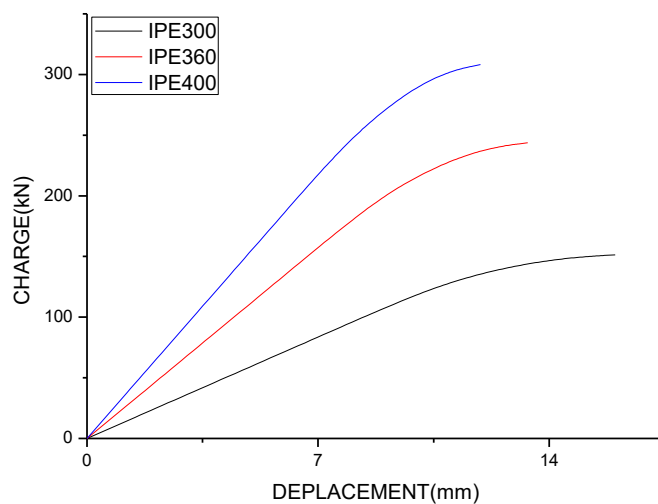
Nous allons montrer l'influence de la section d'une poutre de nuances « S235 et S275 » et de portée de 4m sur son comportement à l'état non-linéaire, en faisant varier la section et garder la même portée.



a. Cas analytique



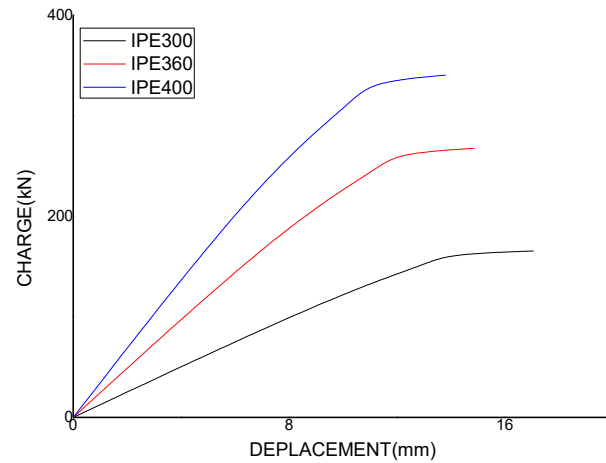
a. Cas numérique « poutres sans raidisseurs »



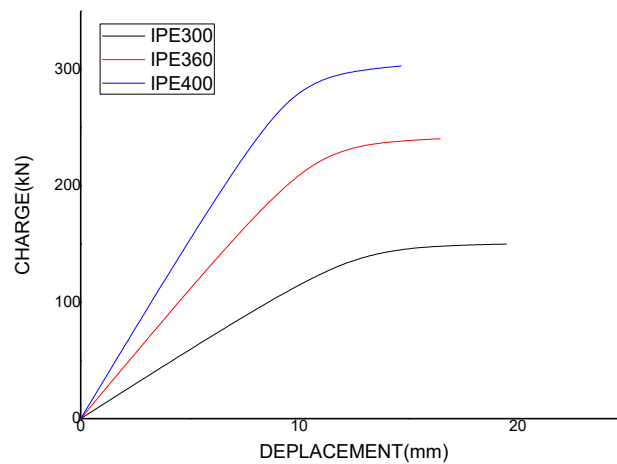
b. Cas numérique « poutres avec raidisseurs »

Fig.4.5. Évolution de la réponse non-linéaire pour différentes IPE de nuances « S235 »

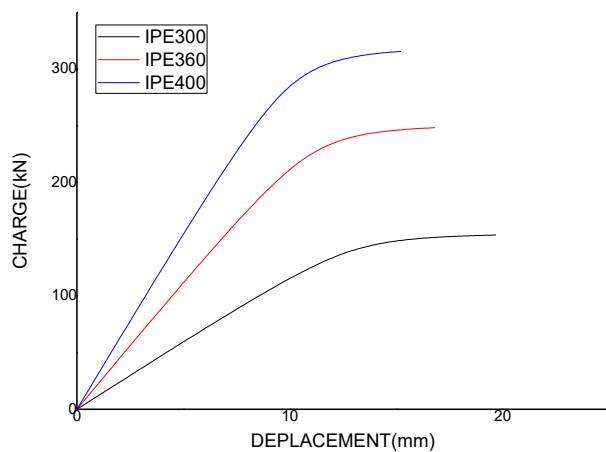
On peut conclure d'après les résultats obtenus selon les graphes de la figure 4.5 représentée ci-dessus pour le cas des poutres fabriquées en *différents IPE* de nuances « S235 », que plus la section augmente et plus la résistance à la flexion n'augmente.



a. Cas analytique



b. Cas numérique « poutres sans raidisseurs »



c. Cas numérique « poutres avec raidisseurs »

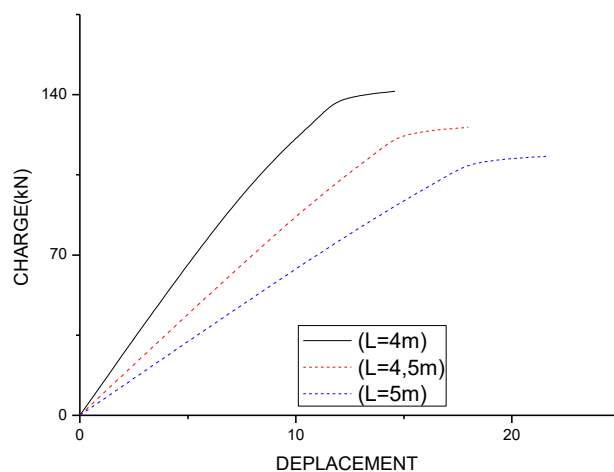
Fig.4.6. Évolution de la réponse non-linéaire pour différentes IPE de nuances « S275 »

De même pour le cas des poutres fabriquées en différents IPE de nuances « S275 », On peut conclure d'après les résultats obtenus selon les graphes de la figure 4.6 représentée ci-dessus, que plus la section augmente et plus la résistance à la flexion n'augmente.

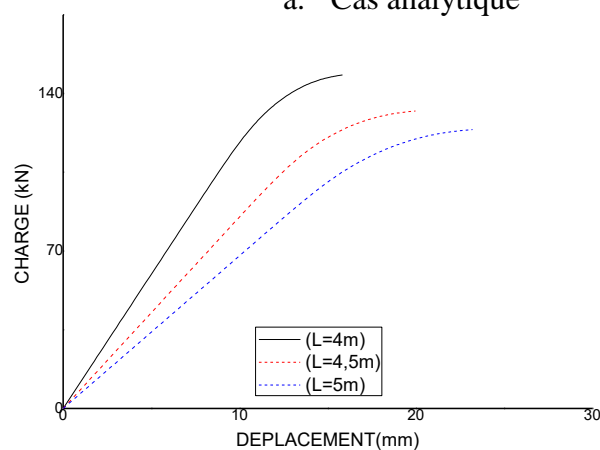
- **Influence de la portée de la poutre**

Nous allons montrer l'influence de la portée de la poutre de nuances d'acier « S235 et S275 » sur son comportement à l'état non-linéaire, en faisant varier la portée (4m, 4.5m et 5m) et garder la même section.

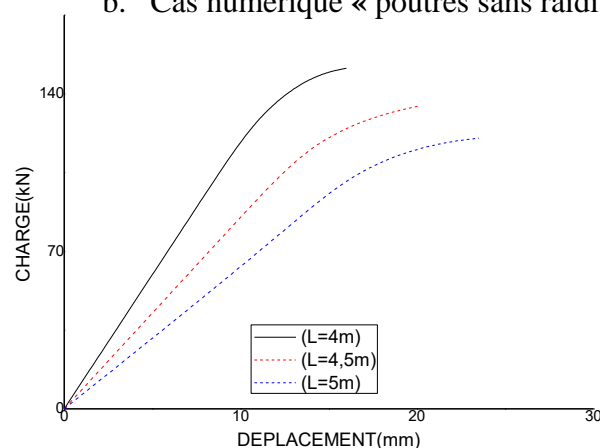
- **Nuances d'acier « S235 »**



a. Cas analytique

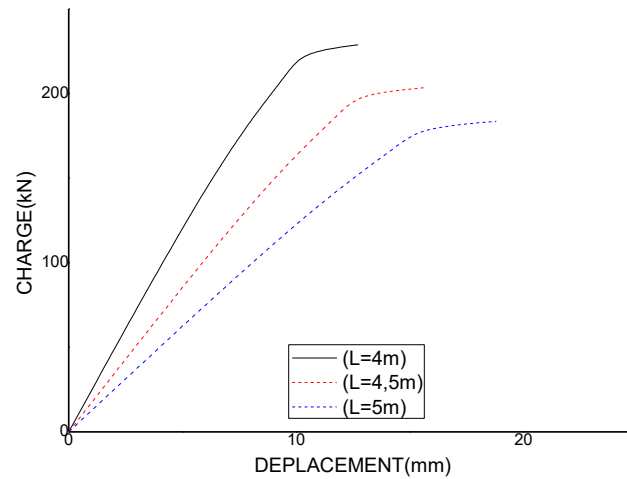


b. Cas numérique « poutres sans raidisseurs »

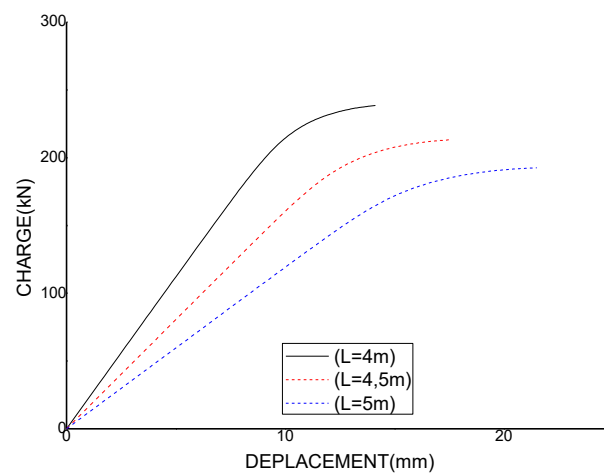


c. Cas numérique « poutres avec raidisseurs »

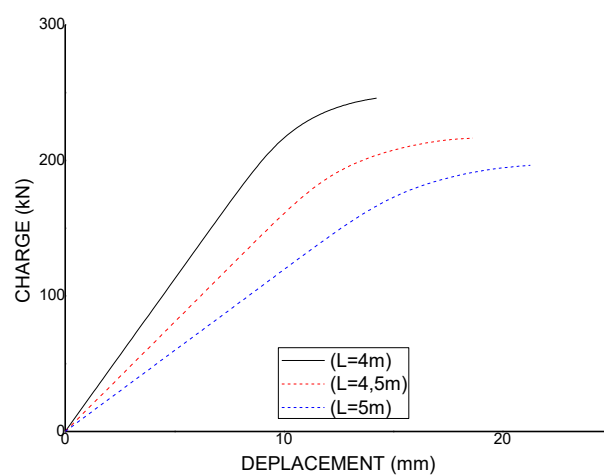
Fig.4.7. Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE300 pour différentes portées



a. Cas analytique

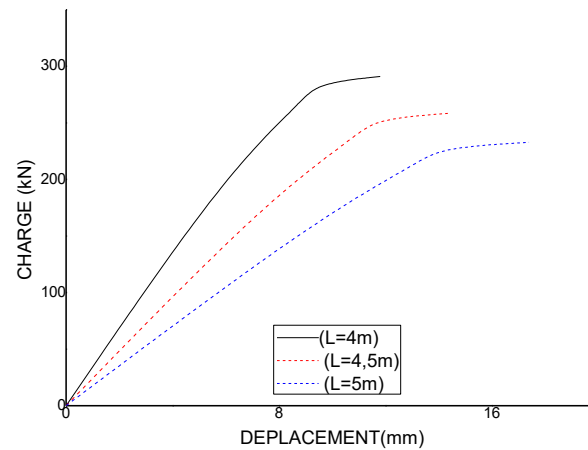


b. Cas numérique « poutres sans raidisseurs »

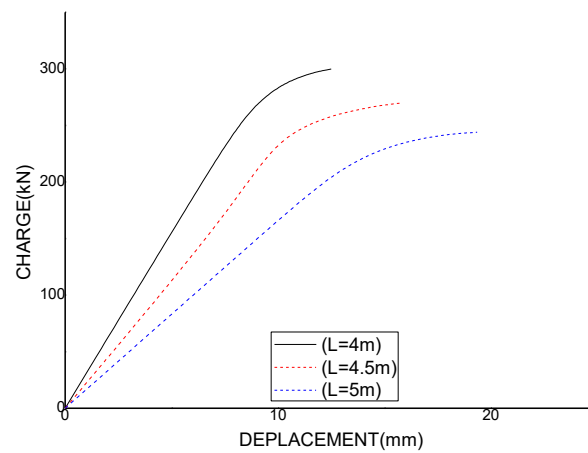


c. Cas numérique « poutres avec raidisseurs »

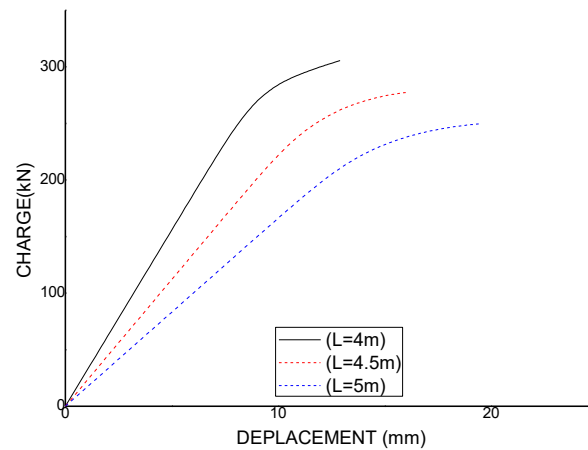
Fig.4.8. Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE360 pour différentes portées



a. Cas analytique



b. Cas numérique « poutres sans raidisseurs »



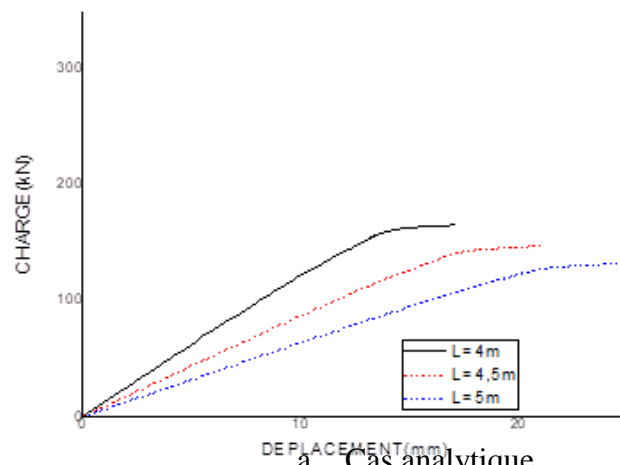
c. Cas numérique « poutres avec raidisseurs »

Fig.4.9. Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE400 pour différentes portées

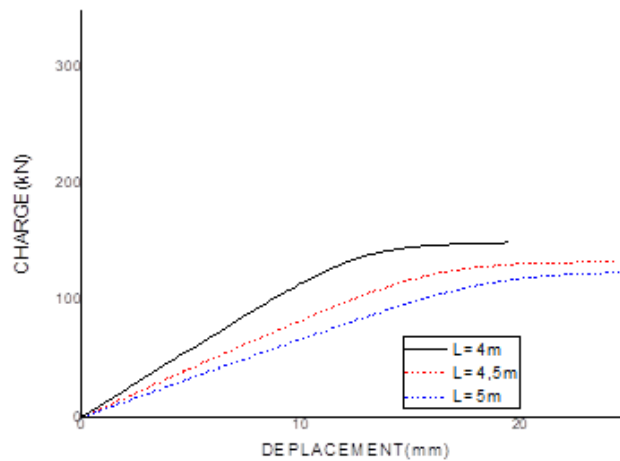
Selon les courbes de l'évolution de la réponse non-linéaire des poutres de sections en profilés IPE de nuances « S235 » pour différentes portées représentées dans les figure 4.7 à 4.9, il est à remarquer que la longueur a une influence remarquable sur le comportement non-linéaire,

C'est-à-dire plus la portée de la poutre est importante et moins elle est la résistance de ce type de poutres.

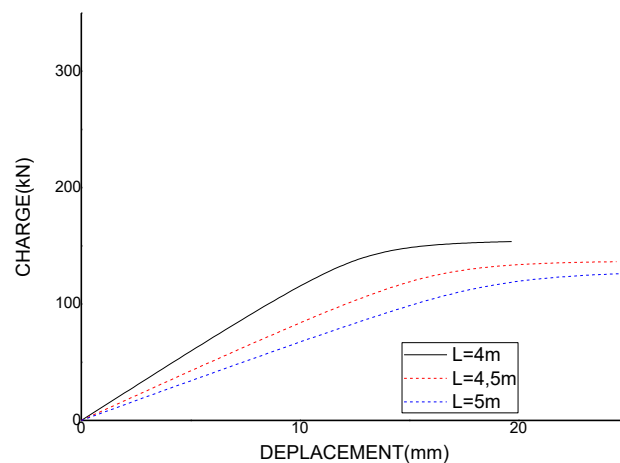
- Nuances d'acier « S275 »



a. Cas analytique

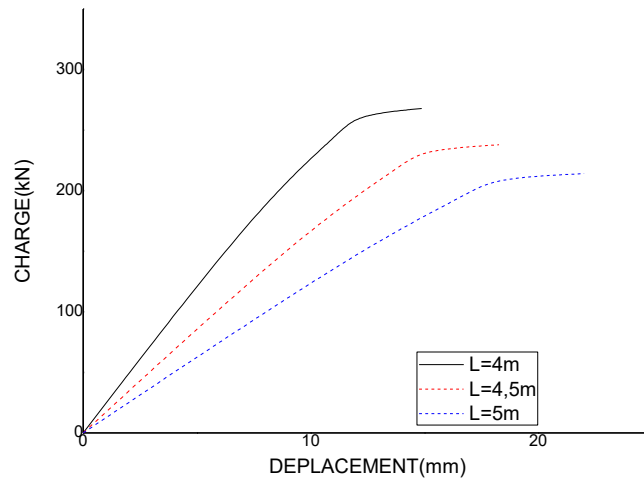


b. Cas numérique « poutres sans raidisseurs »

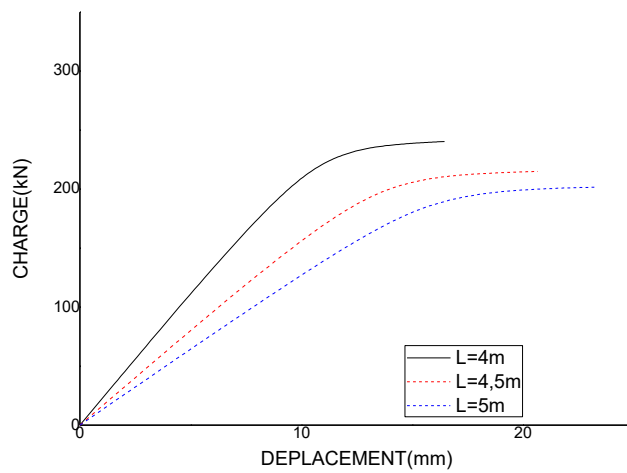


c. Cas numérique « poutres avec raidisseurs »

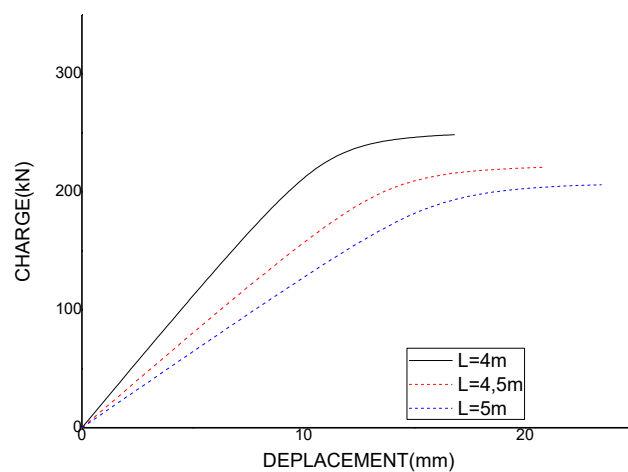
Fig.4.10. Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE300 pour différentes portées



a. Cas analytique

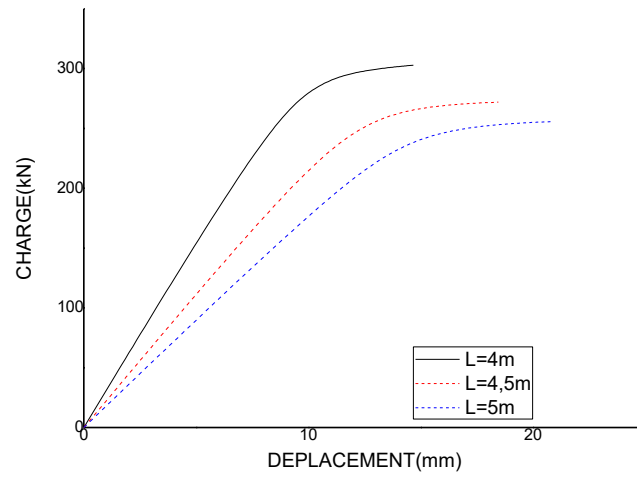


b. Cas numérique « poutres sans raidisseurs »

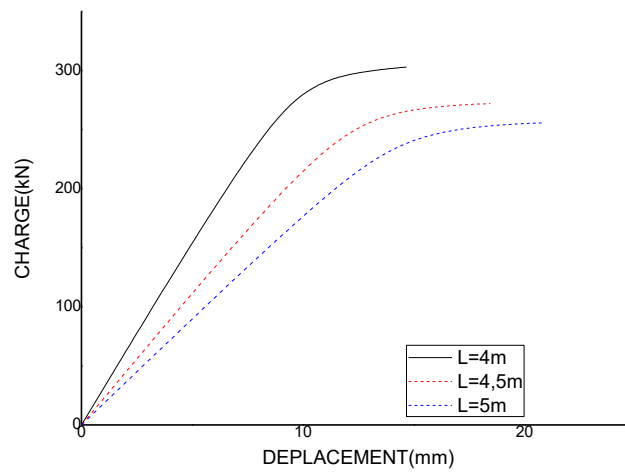


c. Cas numérique « poutres avec raidisseurs »

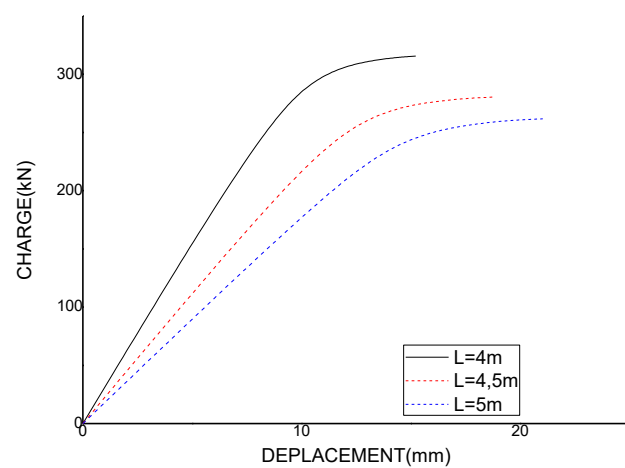
Fig.4.11. Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE360 pour différentes portées



a. Cas analytique



b. Cas numérique « poutres sans raidisseurs »



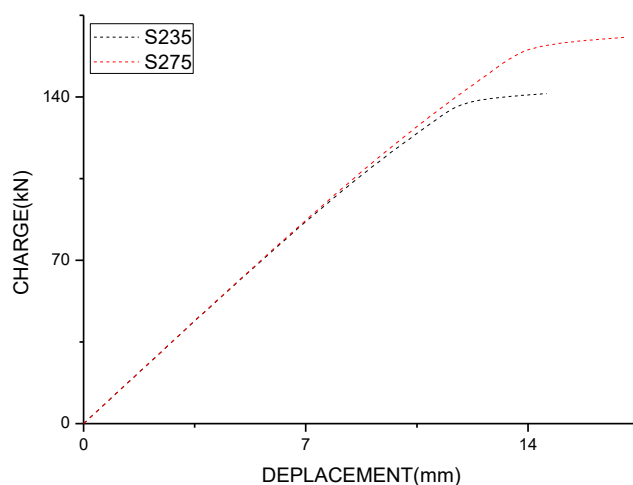
c. Cas numérique « poutres avec raidisseurs »

Fig.4.12. Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE400 pour différentes portées

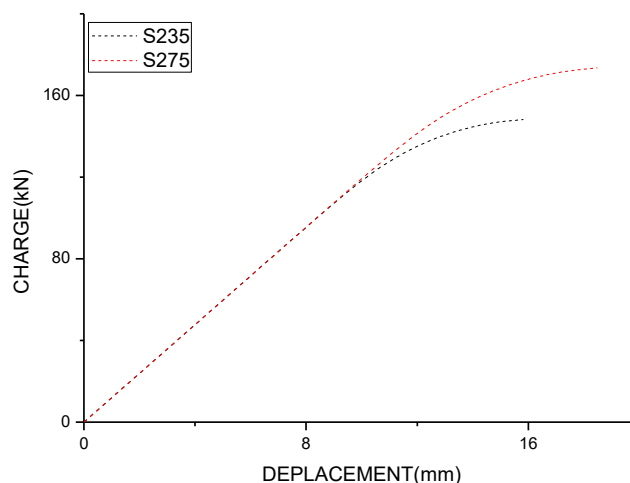
D'après les courbes de l'évolution de la réponse non-linéaire des poutres en sections de profilés IPE de nuances « S275 », illustrées dans les figures 4.10 à 4.12, il est évident que la longueur joue un rôle significatif sur le comportement non-linéaire. En effet, plus la portée de la poutre augmente, plus la résistance de ces poutres diminue.

- **Influence de la nuance de l'acier**

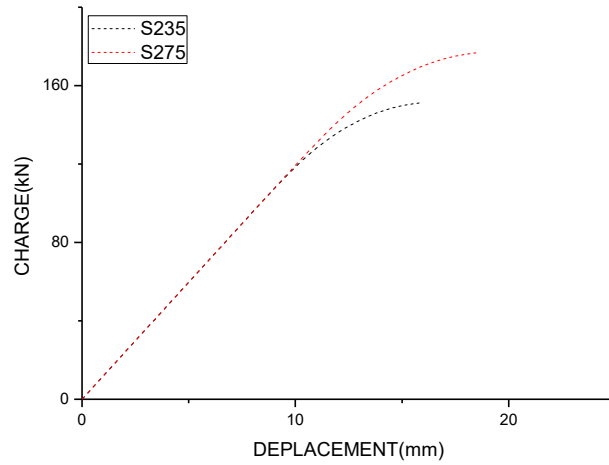
Nous allons montrer l'influence de la nuance de l'acier utilisé d'une poutre de 4m de longueur sur son comportement à l'état non-linéaire, en faisant varier la nuance de l'acier (S235, S275) et garder la même section de la poutre.



a. Cas analytique

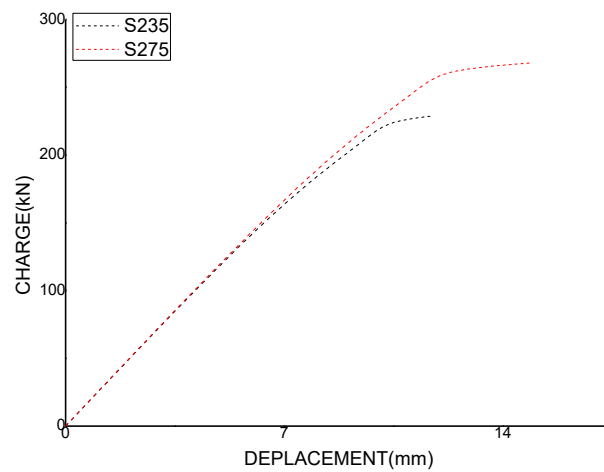


b. Cas numérique « poutres sans raidisseurs »

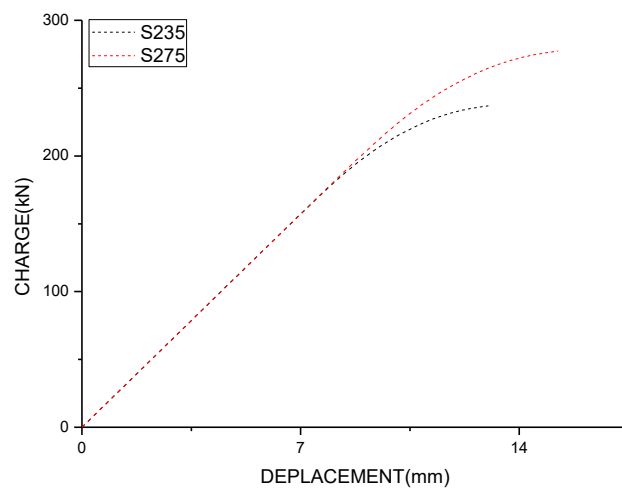


c. Cas numérique « poutres avec raidisseurs »

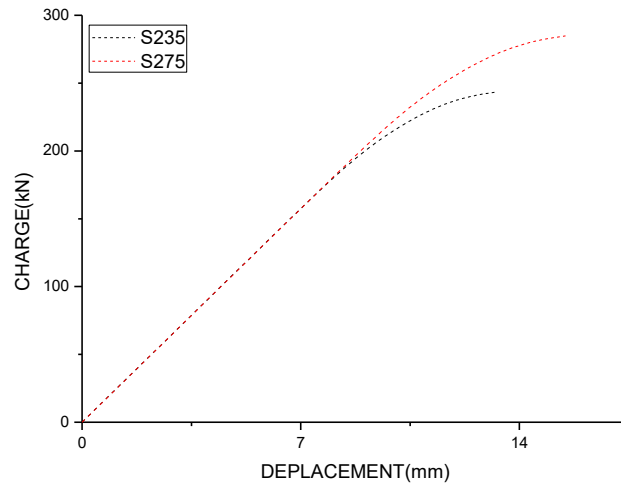
Fig.4.13. Évolution de la réponse non-linéaire d’une poutre en IPE300 pour différentes nuance d’acier



a. Cas analytique

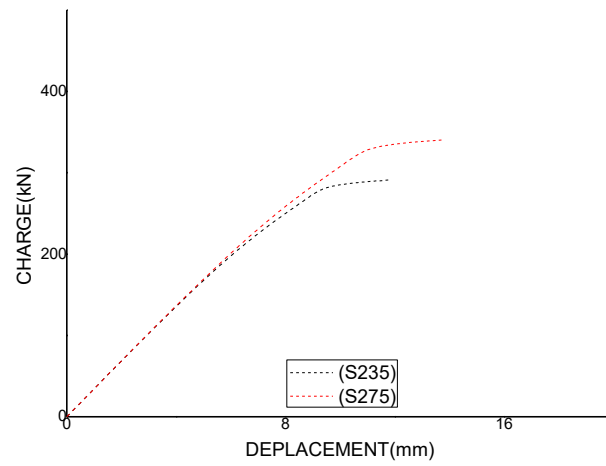


b. Cas numérique « poutres sans raidisseurs »

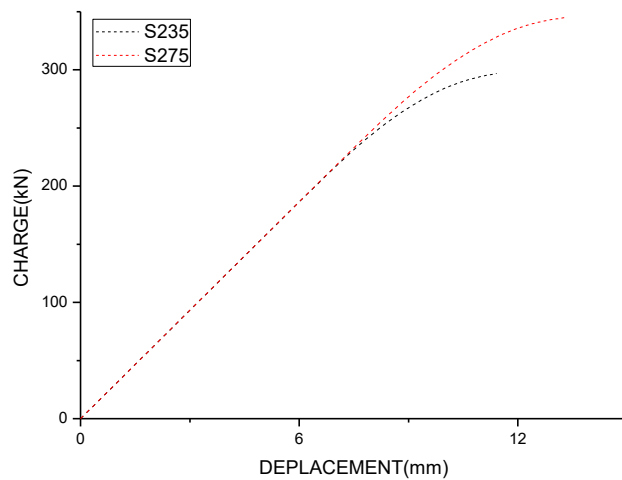


c. Cas numérique « poutres avec raidisseurs »

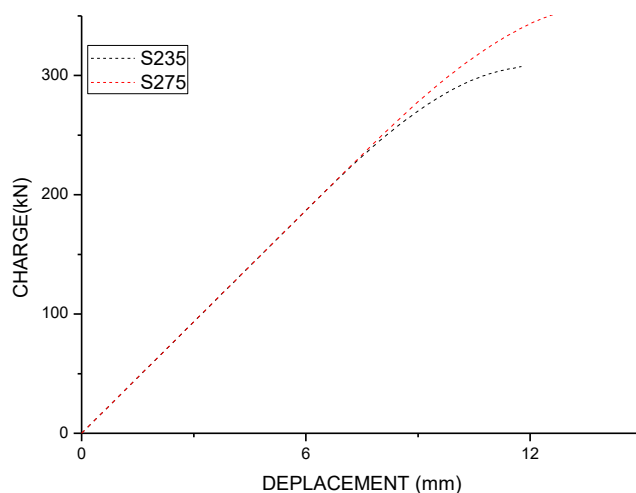
Fig.4.14. Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE360 pour différentes nuance d'acier



a. Cas analytique



b. Cas numérique « poutres sans raidisseurs »



c. Cas numérique « poutres avec raidisseurs »

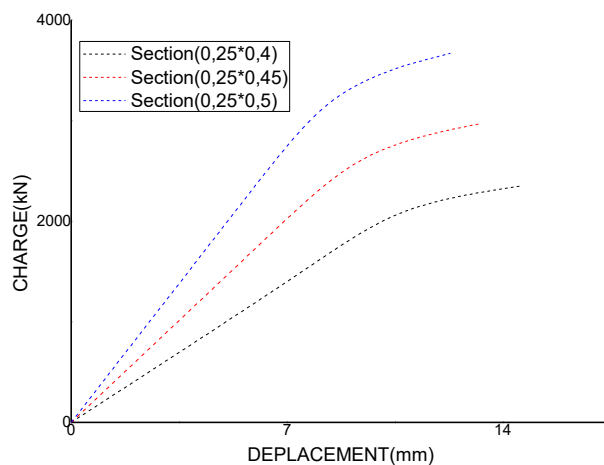
Fig.4.15. Évolution de la réponse non-linéaire d'une poutre en IPE400 pour différentes nuances d'acier

Selon les courbes de l'évolution de la réponse élasto-plastique des poutres en sections de profilés IPE pour diverses nuances d'acier, illustrées dans les figures 4.13 à 4.15, il est observé qu'à l'état élastique le comportement des poutres, présente des valeurs identiques, indépendamment de la nuance de l'acier. En revanche, à l'état plastique, on constate que la résistance des poutres augmente proportionnellement à l'amélioration de la nuance de l'acier.

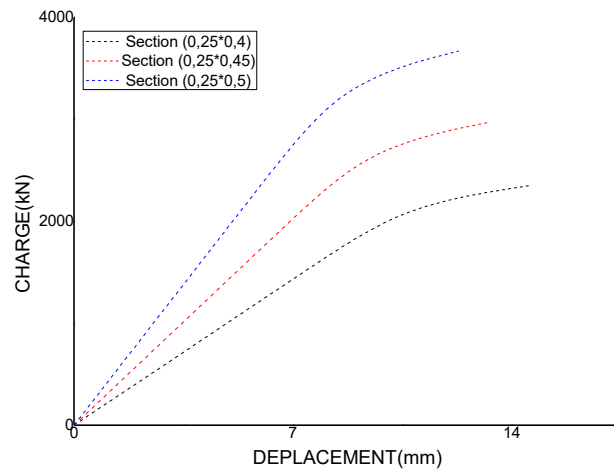
4.3.2 Poutres à sections rectangulaires

- **Influence de la section de la poutre**

De même pour le cas des poutres à sections rectangulaires, nous allons montrer l'influence de la section d'une poutre de 4m de portée sur son comportement à l'état non-linéaire, en faisant varier la section pour différentes nuances d'acier « S235 et S275 ».

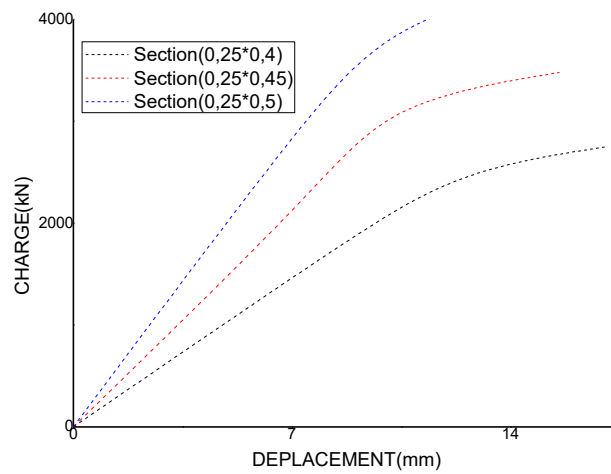


a. Cas analytique

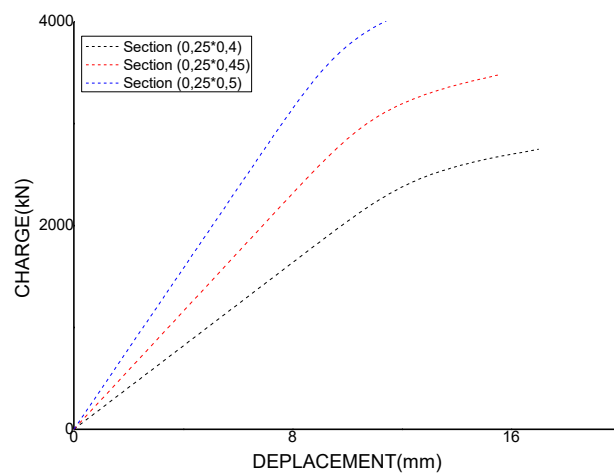


b. Cas numérique

Fig4.16 Réponse non-linéaire pour différentes sections de nuance d'acier « S235 »



a. Cas analytique



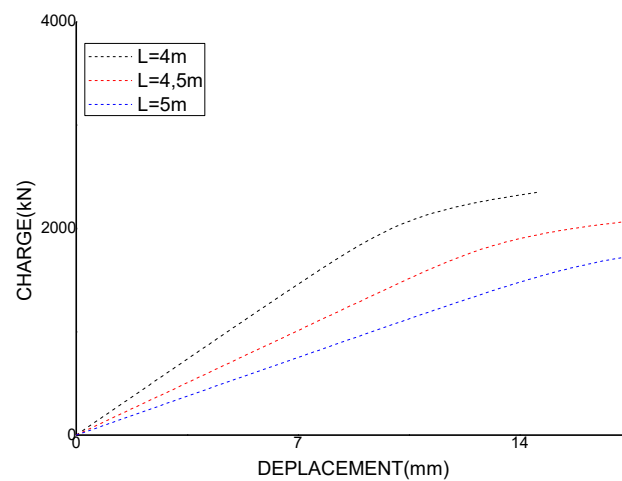
b. Cas numérique

Fig4.17 Réponse non-linéaire pour différentes sections de nuance d'acier « S275 »

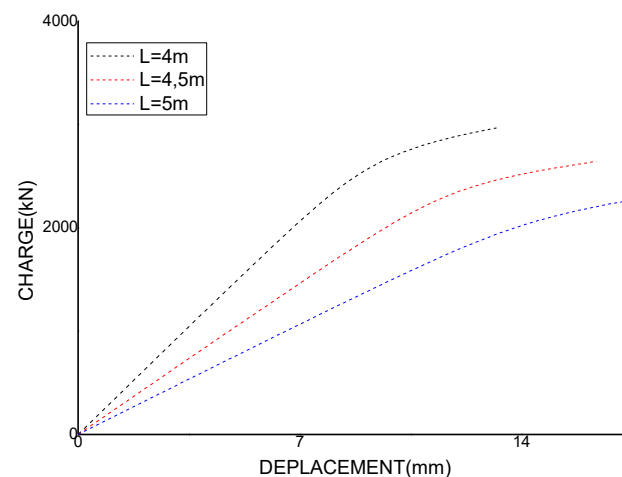
De même pour le cas des sections rectangulaires, On peut soulever la même conclusion d'après les résultats de réponse non-linéaire obtenus selon les graphes des deux figures (4.16 et 4.17) représentées ci-dessus pour différentes sections de nuance d'acier, c'est à dire plus la section augmente et plus la résistance à la flexion augmentent.

- **Influence de la portée de la poutre**

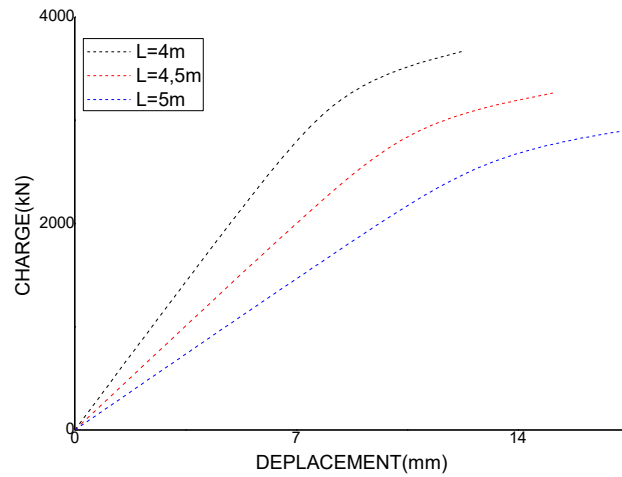
De même pour le cas le cas des poutres à sections rectangulaires, nous allons montrer l'influence de la portée de la poutre de nuance d'acier (S235 et S275) sur son comportement à l'état non-linéaire, en faisant varier la portée (4m, 4.5m et 5m) et garder la même section.



a. Poutre de section (0.25x0.40)



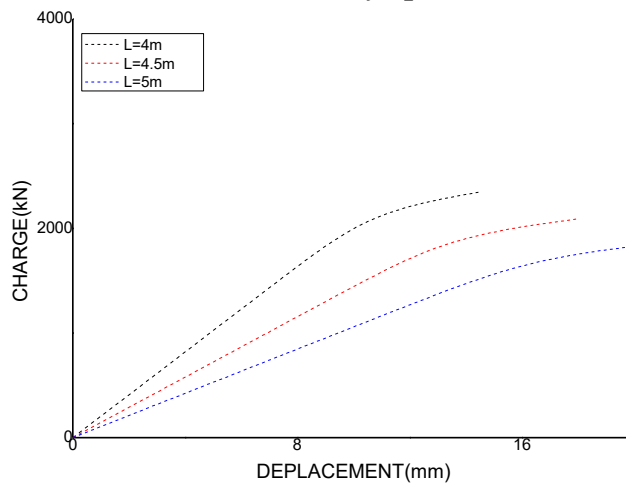
b. Poutre de section (0.25x0.45)



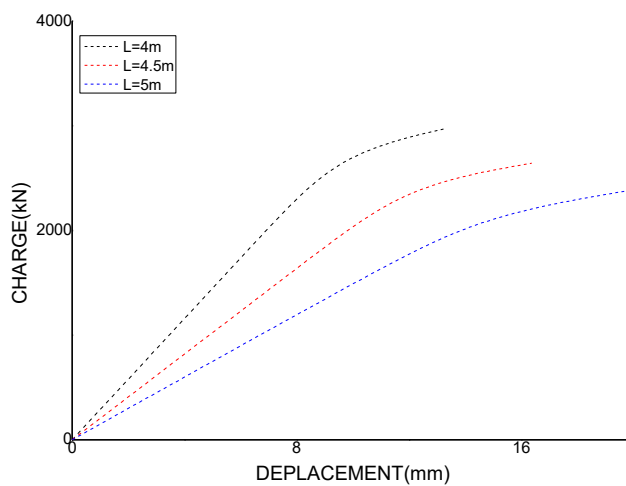
c. Poutre de section (0.25x0.50)

Fig4.18 Réponse non-linéaire pour différentes portées d'une poutre de nuance d'acier S235

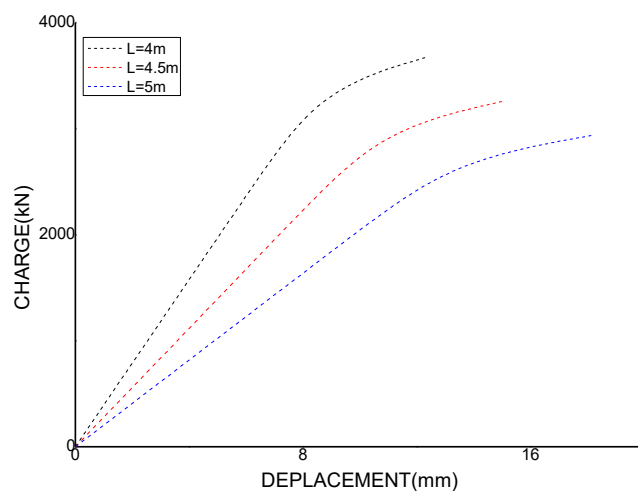
« Cas analytique »



a. Poutre de section (0.25x0.40)



b. Poutre de section (0.25x0.45)

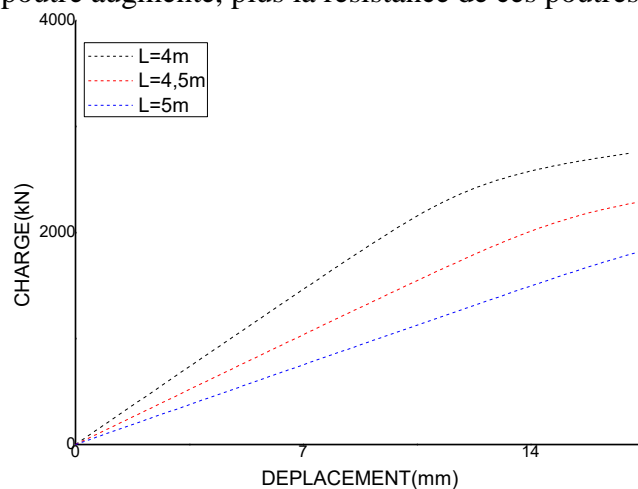


c. Poutre de section (0.25x0.50)

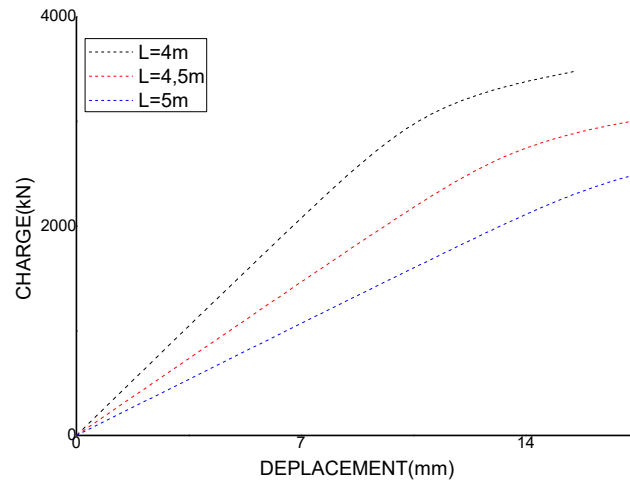
Fig4.19 Réponse non-linéaire pour différentes portées d'une poutre de nuance d'acier S235

« Cas numérique »

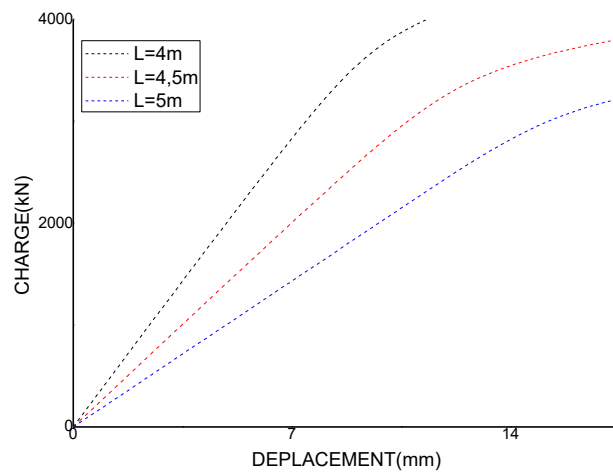
D'après les courbes de l'évolution de la réponse non-linéaire des poutres de sections rectangulaires de nuances « S235 », illustrées dans les deux figures 4.18 et 4.19, il est à remarquer que la longueur joue un rôle significatif sur le comportement non-linéaire. En effet, plus la portée de la poutre augmente, plus la résistance de ces poutres diminue.



a. Poutre de section (0.25x0.40)

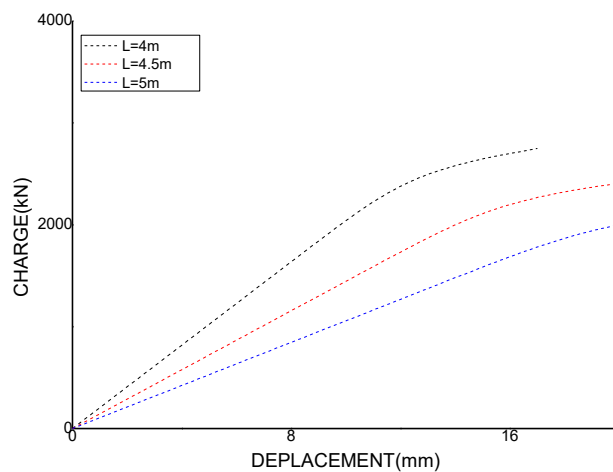


b. Poutre de section (0.25x0.45)



c. Poutre de section (0.25x0.50)

Fig4.20 Réponse non-linéaire pour différentes portées d'une poutre de nuance d'acier S275
« Cas analytique »



a. Poutre de section (0.25x0.40)

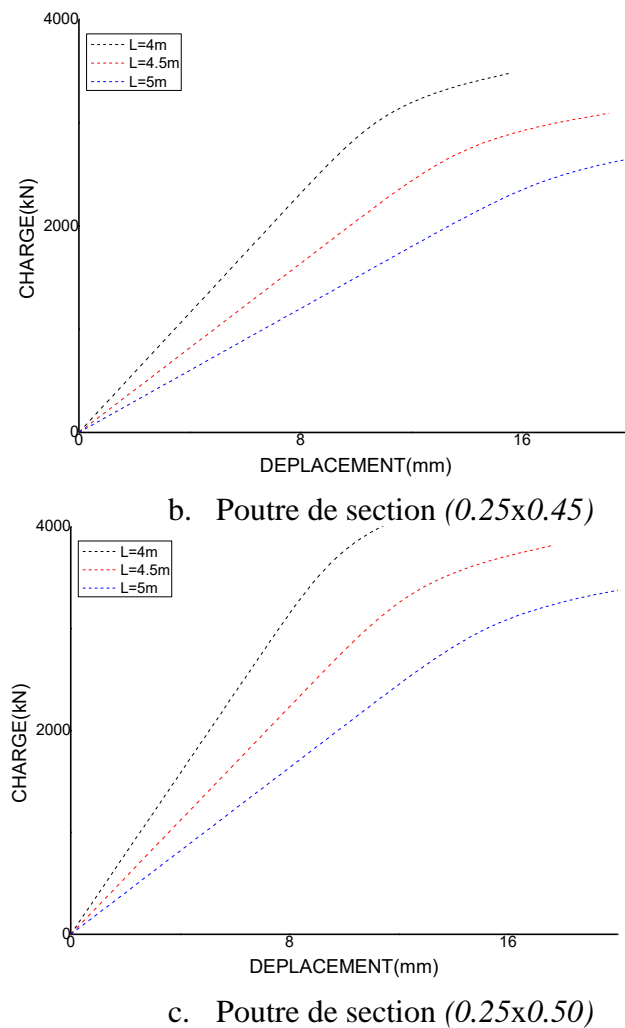
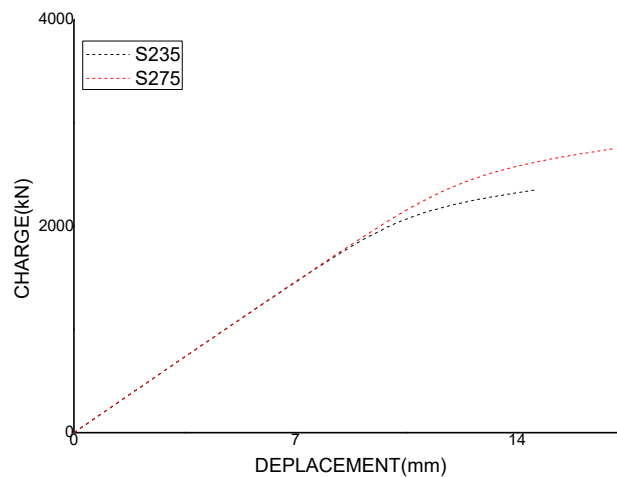


Fig4.21 Réponse non-linéaire pour différentes portées d'une poutre de nuance d'acier S275
« Cas numérique »

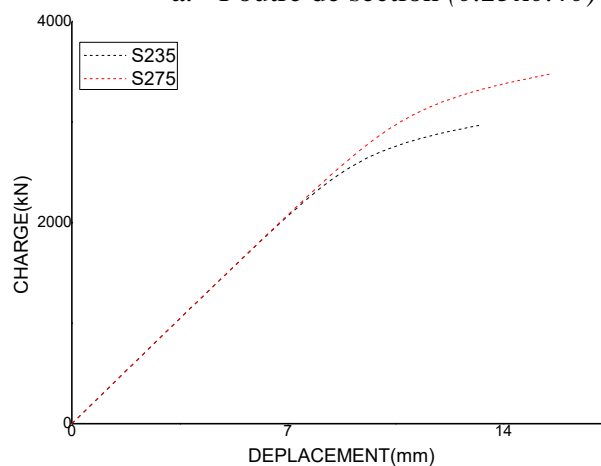
Selon les courbes représentant l'évolution de la réponse non-linéaire des poutres de sections rectangulaires en acier de nuance « S235 », visibles dans les deux figures 4.20 et 4.21, il apparaît que la longueur influence de manière significative le comportement non-linéaire. En effet, une augmentation de la portée de la poutre entraîne une diminution de sa résistance.

- **Influence de la nuance de l'acier**

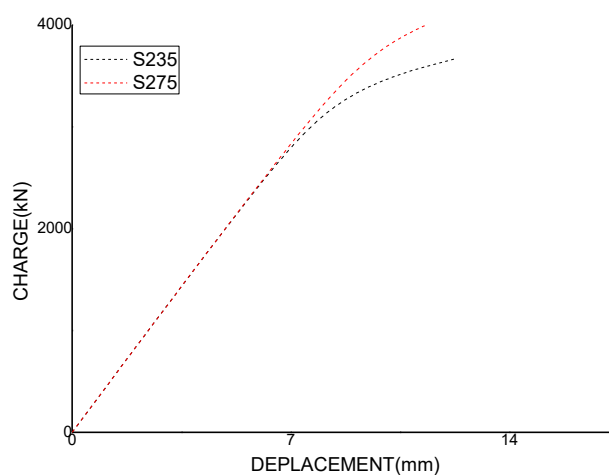
De même pour le cas des poutres à sections rectangulaires, nous allons montrer l'influence de la nuance de l'acier utilisé d'une poutre de 4m de longueur sur son comportement à l'état non-linéaire, en faisant varier la nuance de l'acier (S235, S275) et garder la même section de la poutre.



a. Poutre de section (0.25x0.40)

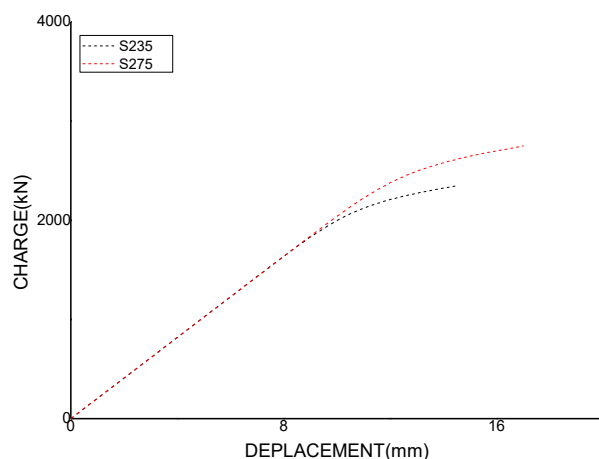


a. Poutre de section (0.25x0.45)

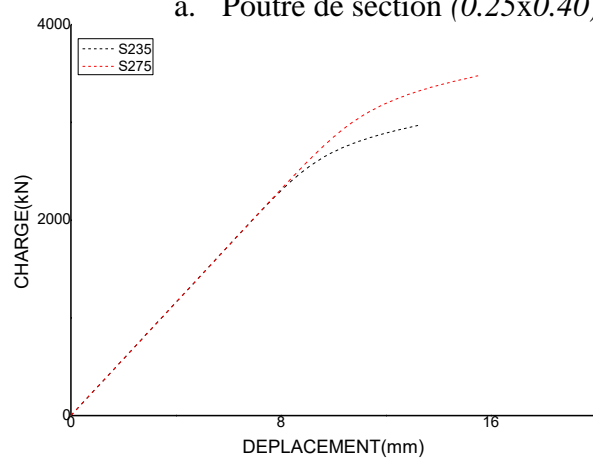


b. Poutre de section (0.25x0.50)

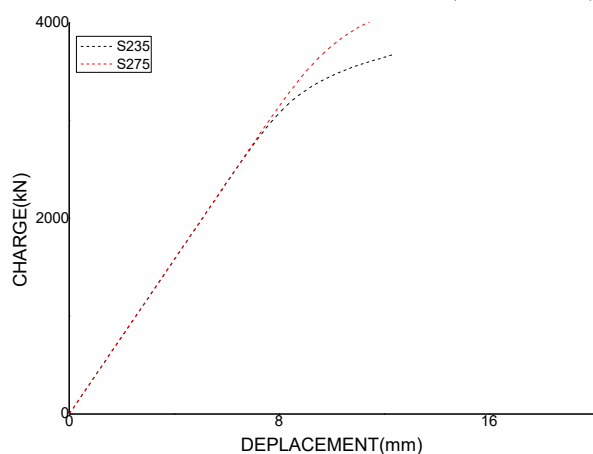
Fig4.22 Réponse non-linéaire pour différentes nuances d'acier « *Cas analytique* »



a. Poutre de section (0.25x0.40)



b. Poutre de section (0.25x0.45)



c. Poutre de section (0.25x0.50)

Fig.4.23 Réponse non-linéaire pour différentes nuances d'acier « *Cas numérique* »

Selon les courbes de la réponse élasto-plastique d'une poutre à section rectangulaire pour diverses nuances d'acier, présentées dans les figures 4.22 et 4.23, on observe qu'à l'état élastique, le comportement de la poutre affiche les mêmes valeurs, quelle que soit la nuance d'acier. En revanche, à l'état plastique, il est constaté qu'une augmentation de la nuance d'acier se traduit par une résistance accrue de la poutre.

4.4 Conclusion

Dans ce chapitre, une analyse globale « analytique-numérique » non linéaire a été menée afin de prédire le comportement à la base de l'évolution de la réponse à l'état élasto-plastique des poutres métalliques à âmes pleines de différentes configurations de sections rectangulaires ou en profilés (IPE), soumises à un chargement ponctuelle à mi-portée réalisé par un déplacement imposé monotone croissant.

Cette analyse montre l'application possible d'un Modèle couplé « analytique-numérique » à l'étude du comportement non linéaire des poutres métalliques à âmes pmeines, ainsi elle permet de représenter l'influence de certains paramètres à savoir la section, la portée et la nuance de l'acier utilisée sur leur comportement global.

Conclusion Générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les objectifs principaux de notre travail étaient, d'une part d'élaborer un modèle couplé « analytique-numérique » permettant de prédire le comportement dans le domaine non linéaire des poutres métalliques de sections différentes simplement appuyées sous l'effet d'un chargement transversal appliquée à mi-portée et d'autre part de mener une analyse globale « analytique-numérique » à la base d'une étude paramétrique dans le domaine non-linéaire, à savoir l'influence de la section, de la portée, ainsi de la nuance de l'acier.

Le modèle analytique a été proposé sous forme d'une évolution de la réponse élasto-plastique des poutres en acier soumises à la flexion simple, à la base d'un calibrage par rapport à un résultat d'essai expérimental évoqué en littérature.

Le modèle numérique par éléments finis reposant sur des résultats de tests expérimentaux disponibles dans la littérature, à son tour a été également présenté sous forme d'une évolution de la réponse des poutres métalliques en régime non-linéaire.

En résumé, le travail entrepris a permis de montrer la fiabilité du modèle couplé « analytique-numérique » proposé, qui peut être facile à disposer dans le sens de permettre à bien mener des analyses numériques dans le domaine non linéaire pour prédire le comportement mécanique des poutres métalliques symétriques de différentes sections et portées avec diverses caractéristiques géométriques, soumises à une charge transversale appliquée à mi-portée.

Références bibliographiques

Références bibliographiques :

- [1] **François Frey**, Analyse des structures et milieux continus : mécanique des structures.
- [2] **S. EockKim et W. FahChen** 1998. “A sensitivity study on number of elements in refined plastic-hinge analysis”, J. Computers & Structures, Volume 66, Issue 5, Pages 665-673.
- [3] **C. KinIu** 2008 “ Inelastic finite element analysis of composite beams on the basis of the plastic hinge approach” , Engineering Structures, Volume 30, Issue 10, Pages 2912-2922.
- [4] **B. Štok et M. Halilovič** 2009 “Analytical solutions in élasto-plastic bending of beams with rectangular cross section”, Applied Mathematical Modelling. Volume 33, Issue 3, Page 1749-176.
- [5] **J.Bin et C.Wanji** 2010 “ A new analytical solution of pure bending beam in couple stress elasto-plasticity: Theory and applications”, International Journal of Solids and Structures, Volume 47, Issue 6, Pages 779-785.
- [6] **Y.WenQ et Y.Zeng** 2010 “ A novel approach to élasto-plastic finite element analysis of beam structures using the concept of incremental secant stiffness” ,Finite Elements in Analysis and Design, Volume 46, Issue 11, Pages 982-991.
- [7] **M.Grigoriana et C.Grigorianb** 2012 “ Recent developments in plastic design analysis of steel moment frames” , Journal of Constructional Steel Research, Volume 76, Pages 83-92.
- [8] **Jian et Y.Wu** 2013 “New enriched finite elements with softening plastic hinges for the modeling of localized failure in beams” , Computers & Structures, Volume 128, Pages 203-218.

Références bibliographiques

- [9] **D. Ehsan, A. Sajad, M. T. Fariborz, G. Aastha, M. Rasoul** 2015 “New Practical Approach to Plastic Analysis of Steel Structures”, *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 59(1), pp. 27–35.
- [10] **Bessas. L et Chaleur. K** « Etude de comportement élasto-plastique des poutres métalliques en flexion simple : développement d’une approche analytique et simulation numérique », mémoire de Master en Génie Civil option Structures, juin 2018
- [11] **CEA “commissariat à l’énergie atomique”CAST3M Web site,**
<http://www.cast3m.cea.fr/>
- [12] **Ehsan D., Sajad A. H, Fariborz M. T., Aastha G., Rasou M.** “New Practical Approach to Plastic Analysis of Steel Structures” *Periodica Polytechnica Civil Engineering* 59(1), pp. 27–35, 2015. Ehsan Dehghani, Sajad A. Hamidi, Fariborz M. Tehrani, Aastha Goyal, Rasoul Mirghaderi.