

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mentouri, Constantine
Faculté des Sciences de L'Ingénieur
Département de Génie Civil

N° d'ordre :
N° de série :



Thèse

Présentée pour l'Obtention du Diplôme de Magister
en Génie Civil

Option : "Le Béton Structurel Armé et Précontraint"

par

BOUCHAABOUB Moussa

Thème

EFFETS DU FACTEUR DE FORME SUR LA PERFORMANCE PLASTIQUE D'ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME

Membres du Jury de Soutenance

Président :	H. CHABIL	Professeur	Université Mentouri, Constantine
Rapporteur :	M L. SAMAI	Professeur	Université Mentouri, Constantine
Examineur :	H. HOUARI	Professeur	Université Mentouri, Constantine
Examineur :	A. TEKKOUK	M.C	Université Mentouri, Constantine

Avril 2009

Remerciement

Comme guise de reconnaissances j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect et ma noble gratitude à:

M^r **M.L. SAMAI** professeur à l'université Mentouri de Constantine; mon promoteur à qui je reconnais son sérieux, sa patience et sa contribution régulière aux différents stades de mon travail sans oublier ses encouragements, sa dynamique qui n'ont fait que pénétrer en moi le vouloir réussir.

M^r **H. CHABIL** professeur à l'université Mentouri de Constantine, le président de jury que je remercie profondément pour l'honneur qu'il me fait en présidant le jury de soutenance.

M^r **H. HOUARI** professeur à l'université Mentouri de Constantine, acceptez monsieur mon très grand remerciement pour le fait d'avoir accepté de consulter ce travail et d'être membre de jury.

M^r **A. TEKKOUK** maître de conférence à l'université Mentouri de Constantine, acceptez monsieur mes respectueux remerciements pour l'honneur que vous m'avez fait en acceptant d'être examinateur de thèse.

Dédicaces

A la mémoire de mes parents

A ma femme et ma fille Nadine

A mes frères et sœurs

A mes amis.

Résumé

La charge de ruine d'éléments structuraux rectilignes est directement liée au moment plastique de la section de l'élément, le moment plastique étant lui-même entièrement dépendant des caractéristiques géométriques et mécaniques du ou des matériaux utilisés.

Deux éléments structuraux en béton armé et en charpente métallique ayant le même moment plastique ont la même charge de ruine théorique.

Il est proposé dans le présent travail une étude de l'effet du facteur de forme sur la performance plastique des sections non usuelles en béton simplement et doublement armées équivalentes en moment plastique à la gamme de profilés de type *IPE*; ces sections sont obtenues à partir d'une démarche de caractérisation basée sur la conception d'abaques à trois entrées pour des sections non usuelles en béton armé.

Les effets des différents paramètres (la résistance à la compression du béton f_{ck} , la contrainte d'écoulement des armatures f_{yk} et la variation du rapport géométrique β) sont mis en exergue et des abaques sont établis pour une exploitation rapide et judicieuse.

Une étude économique limitée est réalisée entre les deux types de sections et des conclusions utiles sont tirées.

En dernier lieu les principales recommandations sont présentées ainsi que les perspectives du développement du présent travail.

Abstract

The collapse load of rectilinear structural elements is directly related to the plastic moment of the section of the element; the plastic moment being itself entirely on the geometrical and physical characteristics of materials used.

Two structural elements out of reinforced concrete and metal frame having the same plastic moment have the same collapse load of theoretical.

It is proposed in the present memory a study of the effect of the shape factor on the plastic performance of unusual sections in concrete simply and doubling reinforced equivalents at plastic moment in the range of profiles of type *IPE*; these sections are obtained from a step of characterization based on the conception of charts at three entries for unusual sections in reinforced concrete.

Effects of the various parameters (compressive strength of the concrete f_{ck} , the strength of steel and the report/ratio β are put forward and charts are established for a fast and judicious exploitation.

A limited economic survey is carried out between the two types of sections and of the useful conclusions is drawn.

Lastly the principal recommendations are presented as well as the prospects for the development of this work.

ملخص

حمولة الانهيار للعناصر الهيكلية المستقيمة مرتبطة مباشرة بالعزم اللدن لمقطع العنصر، العزم اللدن هو بدوره مرتبط كاملا بالخصائص الهندسية والفيزيائية للمواد المستعملة

عنصرين هيكليين من الخرسانة المسلحة والمعدنية لهما نفس العزم اللدن وكذلك نفس حمولة الانهيار النظرية.

في هذه المذكرة نقترح دراسة مفعول معامل الشكل على كفاءة المقاطع الغير اعتيادية من الخرسانة بسيطة ومضاعفة التسليح والمكافئة في العزم اللدن للمقاطع المعدنية من نوع *IPE* ، هذه المقاطع محصل عليها بعد إنشاء منحنيات بيانية ثلاثية المدخل للمقاطع الغير اعتيادية.

تأثير مختلف الثوابت مأخوذ بعين الاعتبار ومنحنيات أنجزت من أجل الاستعمال السريع والدقيق.

دراسة اقتصادية محدودة أنجزت ما بين النوعين من المقاطع واستنتاجات مفيدة قد استخرجت.

في نهاية الأمر قدمت التوصيات الأساسية وكذلك نصائح حول تطوير هذا العمل.

Table des matières

Remerciement / Dédicace	I
Résumé	III
Abstract	VI
Résumé en arabe	
Table des matières	V
Liste des notations et abréviations	IV
Liste des figures	XII
Liste des tableaux	XIV
	XVI
1. INTRODUCTION GENERALE	I
1.1 Introduction	1
1.2 Problématique	1
1.3 Principaux objectifs	2
1.4 Structuration du mémoire	2
2. ANALYSE D'ELEMENTS STRUCTURAUX RECTILIGNES EN BETON ARME	
SOUMIS A LA FLEXION EN ELASTICITE ET EN PLASTICITE	3
2.1 Éléments structuraux en béton armé en élasticité	3
2.1.1 Comportement d'une poutre sous l'action d'une charge croissante jusqu'à la limite élastique	3
2.1.2 Hypothèses de calcul en élasticité	4
2.1.3 Théorie de l'élasticité pour les sections fissurées, non fissurées et partiellement fissurées	5
a) Section fissurée	5
b) Section non fissurée	8
c) Section partiellement fissurée	9

2.1.4 Vérification de l'ELS de flèche	10
2.1.4.1 Méthode indirecte (BS 8110) [11]	10
2.1.4.2 Méthode directe BS 8110 [11]	11
a) Introduction	11
b) Théorème des moments des aires	11
2.1.4.3 Vérifications de la flèche suivant l'Eurocode 2 [5.9].....	11
a) Cas d'une poutre isostatique uniformément chargée	12
b) Cas d'une poutre console	12
2.1.4.4 Flèches admissibles	12
2.1.5 Détermination de l'axe neutre pour une section non usuelle en flexion simple, en élasticité	13
2.1.6 Détermination du moment élastique pour une section non usuelle en flexion simple	14
2.2 Éléments structuraux en béton armé en plasticité	14
2.2.1 Comportement d'une poutre sous l'action d'une charge croissante Jusqu'à la ruine.....	14
2.2.2 Hypothèses de calcul de la théorie générale	17
2.2.3 Sections sous armées, sur armées et équilibrées	18
a) Sections sous armées	18
b) Sections équilibrée	19
c) Sections sur armées	20
2.2.4 Détermination de l'axe neutre pour une section non usuelle en flexion simple, en plasticité	21
2.2.5 Déterminations du moment plastique pour une section non usuelle en flexion En utilisant les caractéristiques de l' <i>Eurocode 2</i>	22
2.3 Facteurs de forme	23
2.3.1 Définition	23
2.3.2 Relation facteur de forme-comportement	23

2.4 Synthèse	23
3. ANALYSE D'ELEMENTS STRUCTURAUX RECTILIGNES EN CHARPENTE	
METALLIQUE SOUMIS A LA FLEXION EN ELASTICITE ET EN PLASTICITE ...	25
3.1 Éléments structuraux en charpente métallique en élasticité	25
3.1.1 Comportement d'une poutre sous l'action d'une charge croissante	
Jusqu'à la limite élastique	25
3.1.2 Hypothèses de calcul	25
3.1.3 Détermination du module élastique	26
3.1.4 Détermination du moment élastique	26
3.2 Éléments structuraux en charpente métallique en plasticité	27
3.2.1 Comportement d'une poutre sous l'action d'une charge croissante	
Jusqu'à la ruine	27
3.2.2 Hypothèses de calcul	28
3.2.3 Sections plastiques, compactes, semi-compactes et élancée	28
3.2.3.1 Introduction	28
3.2.3.2 Sections plastiques	28
3.2.3.3 Sections compactes	29
3.2.3.4 Sections semi-compactes	29
3.2.3.5 Sections élancée	29
3.2.4 Détermination de l'axe neutre	30
3.2.5 Détermination du moment plastique	30
3.3 Facteurs de forme	33
3.3.1 Définition	33
3.3.2 Relation facteur de forme-comportement	33
3.4 Synthèse	34

4. ANALYSE DE SECTIONS NON USUELLES EN BETON ARME EN FLEXION	
SIMPLE AVEC DEVELOPPEMENT GRAPHIQUE D'ABAQUES A TROIS	
ENTREES POUR DES SECTIONS NON USUELLES	35
4.1 Introduction	35
4.2 Analyse de sections non usuelles en béton armé en flexion simple	35
4.2.1 Hypothèse de calcul.....	35
4.2.2 Relation contrainte-déformation	36
4.2.2.1 Béton	36
4.2.2.2 Acier d'armatures	37
4.2.3 Bloc de contraintes rectangulaire simplifié adopté par l' <i>Eurocode 2</i>	38
4.3 Dérivation des équations de base pour une section non usuelle	38
4.3.1 Cas particulier des sections rectangulaires, trapézoïdales, en Y et circulaires	40
a) Cas d'une section rectangulaire	40
b) Cas d'une section trapézoïdale	41
c) Cas d'une section en Y	43
d) Cas d'une section circulaire.....	45
4.4 Conception et développement graphique d'abaques à trois entrées	46
4.5 Organigramme et présentation du programme de calcul	49
4.5.1 Organigramme.....	49
4.5.1 Présentation des programmes de calcul	51
5. CONCEPTION DE SECTIONS EN BETON ARME EQUIVALENTES AUX	
DIFFERENTS <i>IPE</i> ET CALCUL DE LEURS FACTEURS DE FORME	52
5.1 Introduction	52
5.2 Caractéristiques des matériaux utilisés	52
5.2.1 Acier de construction	52
a) Introduction	52
b) Essai de traction	52

c) Plasticité de l'acier: réserve de sécurité	53
d) Caractéristiques des profilés utilisés.....	54
5.2.2 Béton	55
5.2.3 Acier d'armatures	56
5.3 Détermination du moment plastique pour les différents <i>IPE</i>	56
5.4 Caractérisation de sections en béton armé équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme	57
5.4.1 Caractérisation de sections en béton armé équivalentes	57
5.4.1.1 Sections simplement armées.....	55
a) Introduction	57
b) Processus de détermination	58
i) Principes	58
ii) Procédure	59
iii) Traitement d'un exemple.....	60
5.4.1.2 sections doublement armées	60
5.4.2 Calcul du facteur de forme	61
5.4.2.1 Introduction	61
5.4.2.2 Traitement d'un exemple.....	61
5.4.3 Résultats.....	61
i) Introduction	61
ii) présentation tabulée	62
a) Section rectangulaire simplement armée	62
b) Section trapézoïdale simplement armée	65
c) Section en Y simplement armée	67
d) Section circulaire simplement armée	69
e) Section rectangulaire doublement armée	70
f) Section trapézoïdale doublement armée	72
g) Section en Y doublement armée	76
h) Section circulaire doublement armée.....	80

6. PRESENTATION ET DISCUSSION DES RESULTATS	81
6.1 Introduction	81
6.2 Présentation graphique des résultats	81
6.2.1 Choix du système de coordonnées adopté	81
a) Section simplement armée.....	81
b) Section doublement armée	81
6.2.2 Présentation des abaques développés.....	81
6.3 Effets des paramètres influents	96
6.3.1 Effets de la résistance à la compression du béton f_{ck} et du rapport géométrique β	96
6.3.2 Effets de la variation de la contrainte d'écoulement de l'acier f_{yk}	98
6.3.3 Effets de la résistance à la compression du béton f_{ck} sur le coût.....	101
6.3.4 Effets de la variation de la résistance caractéristique f_{ck} sur le facteur de forme	102
6.3.4 Effets de la variation de la contrainte d'écoulement de l'acier f_{yk} sur le facteur de forme	102
6.4 Comparaison de prix entre une section en béton armé équivalente et un profilé en charpente métallique	102
7. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	108
7.1 Importance et rôle du développement du catalogue d'abaques	108
7.2 Caractérisation	108
7.3 Impact économique	108
7.4 Performance plastique	109
7.5 Perspectives	109
ANNEXE A. Présentation du catalogue d'abaques à trois entrées	110
A.1 introduction	110
A.2 principe de conception d'abaques à trois entrées	110
A.3 Présentation d'abaques à trois entrées	110

Liste des notations et abréviations

$A_c(x)$	L'aire de la partie supérieure du béton comprimé, fonction de (x)
A_{ch}	Section totale d'un profilé en charpente métallique
A_s	Section des armatures tendues
A'_s	Section des armatures comprimées
A_{utile}	L'aire utile de la section de béton
E_c	Module d'élasticité du béton
E_s	Module de déformation longitudinal des armatures (Module de Young)
F_c	Force résultante de compression du béton
F'_s	Force résultante de traction dans les armatures tendues
F'_s	Force résultante de compression dans les armatures comprimées
I	Moment d'inertie de la section totale
I_y	Moment d'inertie de la section totale par rapport à l'axe Y
I_z	Moment d'inertie de la section totale par rapport à l'axe Z
K	Facteur de forme
M	Moment fléchissant de la poutre
$M_{\text{éq}}$	Moment équilibré de la section rectangulaire
M_e	Moment élastique de la section
M_p	Moment plastique de la section
M_u	Moment ultime d'une section en béton armé
$M_{u\text{ext}}$	Moment ultime d'une section en béton armé
$M_{u'}/A_u d$	Moment ultime extérieur sollicitant la section en béton armé
N	Moment réduit de la section non usuelle d'une poutre en béton armé
P	Effort normal
P_c	Charge concentrée
P_e	Charge de ruine
P_r	Charge à la limite élastique
S	Charge à la limite de rupture
$T(x)$	Moment statique de la moitié de la section
V	Effort tranchant dans la section à une distance (x)
W_{ei}	Demi-hauteur du profilé bi-rectangulaire
W_{pl}	Module élastique
A	Module plastique
B	Épaisseur de l'âme du profilé IPE ; Petite portée de la poutre
b_c	Largeur de la section ; Grande portée de la poutre
b_s	Largeur de la section rectangulaire en béton armé équivalente
d	Largeur du profilé en charpente métallique
d'	Hauteur utile
e	Enrobage des armatures comprimées
f_{ck}	Épaisseur de la semelle du profilé IPE
f_{cu}	Résistance caractéristique du béton obtenue par écrasement d'un cylindre
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton obtenue par écrasement d'un cube
f_s	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours
f_s	Contrainte dans les armatures tendues
f_s	Contrainte dans les armatures comprimées
f_y	Résistance caractéristique d'écoulement des aciers
f_{yk}	Résistance caractéristique d'écoulement des aciers de l'Eurocode 2

h	Hauteur totale de la section
h_s	Hauteur totale de la section d'un profilé en charpente métallique
l	Portée de la poutre
q_c	Charge uniformément répartie de ruine
r	Nombre de redondance ou degré d'hyperstaticité
s	Profondeur du bloc rectangulaire de contrainte par rapport à la fibre supérieure
s_{eq}	Profondeur limite du bloc rectangulaire de contrainte correspondant à x_{eq}
x	Profondeur de l'axe neutre
X_{eq}	Valeur limite de la profondeur de l'axe neutre à l'équilibré
Z	Bras de levier entre la force de compression et la force de traction
Z_{eq}	Bras de levier à l'équilibre
α_e	Coefficient d'équivalence acier/béton
β	Rapport entre la largeur de la section en béton armé et la largeur du profilé IPE
γ_c	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
δ_e	Déplacement au seuil élastique
δ_r	Déplacement à la rupture
δ_u	Déplacement ultime
ε_c	Déformation relative dans le béton
ε_{cu}	Déformation maximale dans le béton
ε'_s	Déformation relative dans les armatures comprimées
ε_s	Déformation relative dans les armatures tendues
ε_y	Déformation limite d'écoulement de l'acier
θ	Rotation plastique
ρ	Pourcentage d'armatures tendues dans une section en béton armé
ρ'	Pourcentage d'armatures comprimées dans une section en béton armé
σ_y	Contrainte limite d'écoulement des aciers
χ_e	Courbure élastique de la déformée
χ_r	Courbure de rupture de la déformée
χ_u	Courbure ultime de la déformée
$A.N$	Axe neutre
$B.A$	Béton armé
$B.A.E.L$	Béton armé aux états limites
$C.M$	Charpente métallique
$D.A$	Dinar algérien
$E.Lu$	Etat limite ultime
$m.l$	Mètre linéaire

Liste des figures

Figure :		
(2.1)	Comportement d'une poutre en béton armé sous charge modérée.....	3
(2.2)	Diagramme des déformations pour une section fissurée.....	5
(2.3)	Section équivalente pour une section rectangulaire fissurée.....	6
(2.4)	Représentation graphique de la position de l'axe neutre pour une section rectangulaire en flexion simple, en élasticité.....	7
(2.5)	Représentation graphique du moment d'inertie pour une section rectangulaire en flexion simple, en élasticité.....	8
(2.6)	Distribution des contraintes et déformations d'une section non usuelle en élasticité.....	13
(2.7)	Comportement d'une poutre en béton armé sous charge croissante jusqu'à la ruine.....	16
(2.8)	Diagramme charge-déplacement.....	17
(2.9)	Diagramme moment-courbure pour une poutre en béton armé.....	17
(2.10)	Distribution des contraintes et déformations d'une section rectangulaire sous armée.....	18
(2.11)	Distribution des contraintes et déformations d'une section rectangulaire équilibrée.....	19
(2.12)	Distribution des contraintes et déformations d'une section rectangulaire surarmée.....	20
(2.13)	Distribution des contraintes et déformations d'une section non usuelle en plasticité.....	21
(3.1)	Comportement d'une poutre en charpente métallique sous charge modérée.....	25
(3.2)	Distribution des contraintes et des déformations à travers une section en Charpente métallique en élasticité.....	26
(3.3)	Comportement d'une poutre en charpente métallique sous charge Croissante.....	28
(3.4)	Section plastique.....	28
(3.5)	Section compacte.....	29
(3.6)	Section semi-compacte.....	29
(3.7)	Section élancée.....	30
(3.8)	Axe neutre pour une section en charpente métallique en plasticité.....	30
(3.9)	Poutre en charpente métallique sollicitée en flexion pure.....	31
(3.10)	Diagramme de déformations et de contraintes pour une section en <i>CM</i>	31
(3.11)	Diagramme moment courbure pour un élément en charpente métallique.....	33
(4.1)	Variation du bloc de contrainte de compression à travers la largeur d'une section non usuelle en béton armé.....	35
(4.2)	Diagramme parabole-rectangle du béton en compression.....	37
(4.3)	Diagramme de calcul pour l'acier.....	38
(4.4)	Section non usuelle à l'E.L.U.....	38
(4.5)	Section du béton comprimé pour une section rectangulaire en BA.....	41
(4.6)	Section du béton comprimé pour une section trapézoïdale en BA.....	42
(4.7)	Section du béton comprimé pour une section en Y où l'axe neutre est dans la partie trapézoïdale.....	43

(4.8)	Section du béton comprimé pour une section en Y où l'axe neutre est dans la nervure.....	44
(4.9)	Section du béton comprimé pour une section circulaire en BA.....	45
(4.10)	Abaque lient graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section rectangulaire en BA en flexion en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l' <i>Eurocode 2</i>	47
(4.11)	Abaque lient graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section trapézoïdale en BA en flexion en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l' <i>Eurocode 2</i>	48
(4.12)	Abaque lient graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section en Y en BA en flexion en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l' <i>Eurocode 2</i>	48
(4.13)	Abaque lient graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section circulaire en BA en flexion en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l' <i>Eurocode 2</i>	49
(4.14)	Organigramme de calcul du programme numérique.....	50
(5.1)	Diagramme contraintes-déformations de l'acier pour $\sigma_v = 235 \text{ N/mm}^2$	53
(5.2)	Diagramme contrainte-déformation de l'acier en fonction du taux de carbone.....	54
(5.3)	Section transversale d'un profilé <i>IPE</i>	55
(6.1)	Sections rectangulaires en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$	82
(6.2)	Sections rectangulaires en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$	82
(6.3)	Sections rectangulaires en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$	83
(6.4)	Sections rectangulaires en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$	83
(6.5)	Sections trapézoïdale en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$	84
(6.6)	Sections trapézoïdale en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$	84
(6.7)	Sections trapézoïdale en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$	85
(6.8)	Sections trapézoïdale en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$	85
(6.9)	Sections en Y en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$	86
(6.10)	Sections en Y en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$	86
(6.11)	Sections en Y en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$	87
(6.12)	Sections en Y en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$	87
(6.13)	Sections circulaire en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$	88
(6.14)	Sections circulaire en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$	88
(6.15)	Sections rectangulaires en béton doublement armées équivalentes à la	

	gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}, \beta = 1.50$	89
(6.16)	Sections rectangulaires en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}, \beta = 2.0$	89
(6.17)	Sections rectangulaires en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}, \beta = 1.50$	90
(6.18)	Sections rectangulaires en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}, \beta = 2.0$	90
(6.19)	Sections trapézoïdale en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}, \beta = 1.50$	91
(6.20)	Sections trapézoïdale en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}, \beta = 2.0$	91
(6.21)	Sections trapézoïdale en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}, \beta = 1.50$	92
(6.22)	Sections trapézoïdale en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}, \beta = 2.0$	92
(6.23)	Sections en Y en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}, \beta = 1.50$	93
(6.24)	Sections en Y en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}, \beta = 2.0$	93
(6.25)	Sections en Y en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}, \beta = 1.50$	94
(6.26)	Sections en Y en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}, \beta = 2.0$	94
(6.27)	Sections circulaire en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$	95
(6.28)	Sections circulaire en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$	95
(A.1)	Moment réduit pour une section rectangulaire en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 25 \text{ MPA}, f_{yk} = 400 \text{ MPA}$ et $d'/d = 0.1$	111
(A.2)	Moment réduit pour une section rectangulaire en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 30 \text{ MPA}, f_{yk} = 400 \text{ MPA}$ et $d'/d = 0.1$	112
(A.3)	Moment réduit pour une section rectangulaire en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 40 \text{ MPA}, f_{yk} = 400 \text{ MPA}$ et $d'/d = 0.1$	113
(A.4)	Moment réduit pour une section trapézoïdale en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 25 \text{ MPA}, f_{yk} = 400 \text{ MPA}$ et $d'/d = 0.1$	114
(A.5)	Moment réduit pour une section trapézoïdale en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 25 \text{ MPA}, f_{yk} = 400 \text{ MPA}$ et $d'/d = 0.1$	115
(A.6)	Moment réduit pour une section trapézoïdale en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 25 \text{ MPA}, f_{yk} = 400 \text{ MPA}$ et $d'/d = 0.1$	116
(A.7)	Moment réduit pour une section en Y en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 25 \text{ MPA}, f_{yk} = 400 \text{ MPA}$ et $d'/d = 0.1$	117
(A.8)	Moment réduit pour une section en Y en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 25 \text{ MPA}, f_{yk} = 400 \text{ MPA}$ et $d'/d = 0.1$	118
(A.9)	Moment réduit pour une section en Y en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 25 \text{ MPA}, f_{yk} = 400 \text{ MPA}$ et $d'/d = 0.1$	119
(A.10)	Moment réduit pour une section circulaire en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 25 \text{ MPA}, f_{yk} = 400 \text{ MPA}$ et $d'/d = 0.1$	120

Liste des tableaux

Tableau :

(2.1)	Comportement d'une section en béton armé.....	24
(3.1)	Comportement d'une section en charpente métallique.....	34
(5.1)	Caractéristiques des différents profilés type <i>IPE</i>	55
(5.2)	Moment plastique des différents profilés type <i>IPE</i>	57
(5.3)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	62
(5.4)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	63
(5.5)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	63
(5.6)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	64
(5.7)	Détermination de sections trapézoïdales simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	64
(5.8)	Détermination de sections trapézoïdales simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	65
(5.9)	Détermination de sections trapézoïdales simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	65
(5.10)	Détermination de sections trapézoïdales simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	66
(5.11)	Détermination de sections en Y simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme Pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	66
(5.12)	Détermination de sections en Y simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme Pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	67
(5.13)	Détermination de sections en Y simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme Pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	67
(5.14)	Détermination de sections en Y simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme Pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	68
(5.15)	Détermination de sections circulaires simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad x/d = 0.5$	68

(5.16)	Détermination de sections circulaires simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad x/d = 0.5$	69
(5.17)	Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	69
(5.18)	Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	70
(5.19)	Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	70
(5.20)	Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	71
(5.21)	Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	71
(5.22)	Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	72
(5.23)	Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	72
(5.24)	Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	73
(5.25)	Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	73
(5.26)	Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	74
(5.27)	Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	74
(5.28)	Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	75
(5.29)	Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	75
(5.30)	Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 1.5 \quad x/d = 0.5$	76
(5.31)	Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad \beta = 2.0 \quad x/d = 0.5$	76

(5.32)	Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$	77
(5.33)	Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$	77
(5.34)	Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$	78
(5.35)	Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$	78
(5.36)	Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$	79
(5.37)	Détermination de sections circulaires doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $x/d = 0.5$	79
(5.38)	Détermination de sections circulaires doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $x/d = 0.5$	80
(6.1)	Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections rectangulaires simplement armées.....	96
(6.2)	Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections trapézoïdales simplement armées.....	96
(6.3)	Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections en Y simplement armées.....	96
(6.4)	Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections circulaires simplement armées.....	96
(6.5)	Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections rectangulaires doublement armées.....	97
(6.6)	Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections trapézoïdales doublement armées.....	97
(6.7)	Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections en Y doublement armées.....	97
(6.8)	Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections circulaires doublement armées.....	97
(6.9)	Effet de l'augmentation de β sur la hauteur de la section rectangulaire h	98
(6.10)	Effet de l'augmentation de β sur la hauteur de la section trapézoïdale h	98
(6.11)	Effet de l'augmentation de β sur la hauteur de la section en Y, h	98
(6.12)	Effet de la variation de f_{yk} sur la hauteur h de la section rectangulaire Equivalente.....	99
(6.13)	Effet de la variation de f_{yk} sur la hauteur h de la section trapézoïdale Equivalente.....	99
(6.14)	Effet de la variation de f_{yk} sur la hauteur h de la section en Y Equivalente.....	99
(6.15)	Effet de la variation de f_{yk} sur la hauteur h de la section circulaire Equivalente.....	99

(6.16)	Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections rectangulaires simplement armées	100
(6.17)	Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections trapézoïdales simplement armées	100
(6.18)	Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections en Y simplement armées.....	100
(6.19)	Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections circulaires simplement armées	100
(6.20)	Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections rectangulaires doublement armées	100
(6.21)	Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections trapézoïdales doublement armées	100
(6.22)	Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections en Y doublement armées	101
(6.23)	Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections circulaires doublement armées	101
(6.24)	formulation du béton pour les différentes résistances caractéristiques f_{ck} selon G.Dreux.....	101
(6.25)	prix de $1m^3$ de béton pour les différents f_{ck} en DA	101
(6.26)	Effets de la résistance caractéristique, f_{ck} , sur le facteur de forme pour $f_{yk} 400 Mpa$	102
(6.27)	Effets de la contrainte d'écoulement, f_{yk} , sur le facteur de forme pour $f_{ck} 25 Mpa$	102
(6.28)	Comparaison du coût d'1 ml entre des profilés <i>IPE</i> et des sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400 Mpa$	103
(6.29)	Comparaison du coût d'1 ml entre des profilés <i>IPE</i> et des sections trapézoïdales simplement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400 Mpa$	104
(6.30)	Comparaison du coût d'1 ml entre des profilés <i>IPE</i> et des sections en Y simplement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400 Mpa$	104
(6.31)	Comparaison du coût d'1 ml entre des profilés <i>IPE</i> et des sections circulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400 Mpa$	105
(6.32)	Comparaison du coût d'1 ml entre des profilés <i>IPE</i> et des sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400 Mpa$	105
(6.33)	Comparaison du coût d'1 ml entre des profilés <i>IPE</i> et des sections trapézoïdales doublement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400 Mpa$	106
(6.34)	Comparaison du coût d'1 ml entre des profilés <i>IPE</i> et des sections en Y doublement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400 Mpa$	106
(6.35)	Comparaison du coût d'1 ml entre des profilés <i>IPE</i> et des sections circulaires doublement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400 Mpa$	107
(6.36)	Prix d'une section en béton armé par rapport à celui d'un profilé en charpente métallique type <i>IPE</i>	107

1. Introduction générale

1.1. Introduction

En générale les méthodes d'analyse considèrent souvent les éléments de structure en béton armé ou en charpente métallique comme des éléments élastiques linéaires. Cette hypothèse, acceptable à l'état limite de service, n'est pas valable à l'état limite ultime qui est généralement caractérisé par une fissuration importante des éléments en béton armé et par la plastification de certaines parties de la structure. En conséquence, des redistributions considérables des efforts dans la structure et des contraintes dans certains éléments sont probables, celles-ci pouvant avoir de grandes influences sur le comportement global de la structure à l'état limite ultime. La prise en compte du comportement plastique de la structure paraît, par conséquent, indispensable pour décrire et caractériser de façon adéquate l'état limite ultime de cette structure.

Deux éléments structuraux ayant le même moment plastique, soumis à un même chargement et avec les mêmes conditions d'appuis ont la même charge théorique de ruine. Le présent mémoire expose une démarche ayant pour but l'étude de l'effet du facteur de forme sur la performance plastique des sections usuelles (rectangulaires) et non usuelles (trapézoïdales, en Y et circulaires) en béton simplement et doublement armées équivalentes à la gamme des profiles IPE.

A un profilé donné, il peut y'avoir une multitude de sections en béton armé qui auront le même moment plastique. Le nombre de variables (dimensions géométriques et taux d'armatures) et de paramètres (f_{ck} , f_{yk} , d'/d) font que cette détermination est ardue, d'autant plus qu'il faudrait avoir des sections sous armées (optimisation des matériaux mis en œuvre, béton et acier). La caractérisation ne peut se faire que par le développement d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode 2[5,9] et ce pour une plage de valeurs de f_{ck} , f_{yk} .

1.2. Problématique

Du fait que les profiles en charpente métallique sont réalisés en usine et que leurs dimensions géométriques ainsi que les caractéristiques mécaniques du métal utilisé sont connues et qui sont classées comme des sections plastiques ; Les modules plastiques et de ce fait les moments plastiques sont directement donnés dans la littérature et tabulés. Par contre, les sections de béton armé ayant le même moment plastique qu'un profilé donné peuvent être multiples. Le nombre de paramètres est important (largeur, hauteur, enrobage, résistance caractéristique du béton, résistance des aciers, etc.). La problématique étant de proposer la meilleure section équivalente possible simplement ou doublement armée en tenant compte de ce qui suit:

Sections de béton armé devant impérativement être sous armées (matériaux béton et acier exploités au maximum), $\epsilon_{cu} = 0,0035$, ϵ_s et $\epsilon'_s > \epsilon_y$.

Sections produites économiquement (minimisation de la section de béton et celle des aciers).

Sections produites ayant le plus faible facteur de forme.

Pour contourner et résoudre ce problème, le développement d'un catalogue d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode 2 est indispensable.

L'objectif principal étant de sélectionner une série de sections équivalentes en béton armé répondant à deux exigences fondamentales (conception optimale et meilleure plastification possible).

1.3. Travaux antérieurs

Il est à noter que des caractérisations antérieures [1,2] se sont faites pour des sections rectangulaires en utilisant deux codes différents, le *CP110* [3] et l'*Eurocode 2*[5,9]

1.4. Principaux objectifs

Le facteur de forme est plus élevé pour les sections usuelles (rectangulaires et carrées), d'où la nécessité de rechercher des sections non usuelles qui ont un facteur de forme moins élevé et faire une étude exhaustive des paramètres influent et étudier leurs influence sur le facteur de forme.

- ✓ Développer un catalogue d'abaques pour chacune des sections non usuelles
- ✓ Réaliser l'opération de caractérisation pour chacune des sections non usuelles
- ✓ Calculer le facteur de forme pour les différentes sections conçues.
- ✓ Faire une étude technico-économique
- ✓ Partir avec une série de recommandations pratiques

1.5. Structuration du mémoire

Le mémoire se divise en 7 chapitres et une annexe.

Le premier chapitre présente la problématique qui à encouragé cette recherche ainsi qu'un survol des principaux objectifs.

Le second chapitre présente une revue de la littérature concernant l'analyse d'éléments structuraux rectilignes en béton armé en élasticité et en Plasticité

L'analyse d'éléments structuraux rectilignes en charpente métallique en élasticité et en Plasticité est présentée dans le chapitre trois. Le chapitre quatre regroupe Les équations de base utilisées dans la conception et le développement graphique d'abaques à trois entrées en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2*.

Le cinquième chapitre expose la démarche utilisée pour la conception de sections non usuelles en béton simplement et doublement armées équivalentes aux différents profils IPE et le calcul du facteur de forme pour les sections conçues et présente les résultats obtenus.

Le sixième chapitre est consacré pour la présentation graphique des résultats, les effets des différents paramètres influents sur le dimensionnement des sections équivalentes sont discutés.

Le dernier chapitre est réservé aux conclusions générales de l'étude et les perspectives de développement du présent travail.

Pour ce qui est de l'annexe, il présente une partie du catalogue d'abaques à trois entrées.

2. Analyse d'éléments structuraux rectilignes en béton armé soumis à la flexion en élasticité et en Plasticité

2.1. Eléments structuraux en béton armé en élasticité

2.1.1. Comportement d'une poutre sous l'action d'une charge croissante jusqu'à la limite élastique

La connaissance théorique du comportement structurel des éléments poutres sollicités en flexion simple est nécessaire. On se propose d'étudier le comportement d'une poutre simplement appuyée soumise à une charge concentrée, P , progressive croissante allant de zéro jusqu'à atteindre la limite élastique.

Le béton armé est un matériau hétérogène, il a en particulier une faible résistance à la traction et un bon comportement sous contrainte normale de compression [12].

Etudiant une poutre en béton armé bi-axialement symétrique simplement appuyée et soumise à une charge concentrée, P , jusqu'à la charge limite élastique, le schéma de la poutre est représenté sur la figure (2.1). On constate que le comportement de la poutre passe par les deux étapes suivantes :

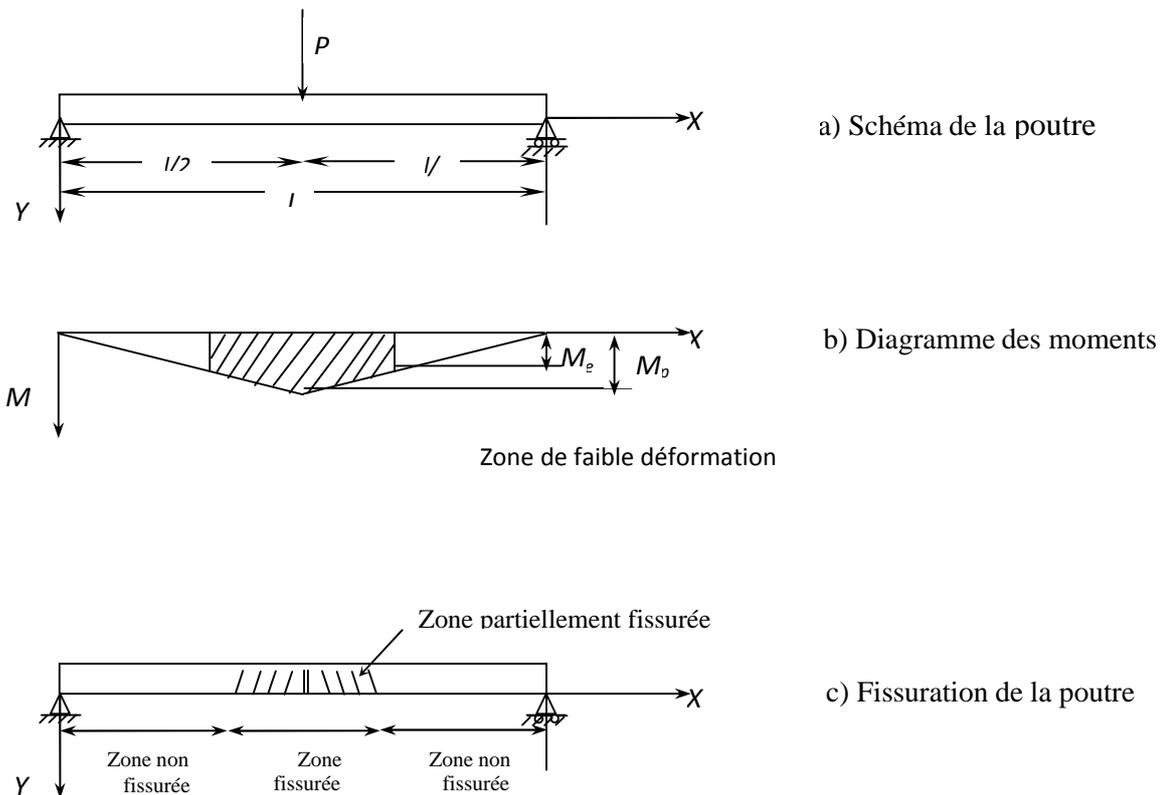


Figure (2.1). Comportement d'une poutre en béton armé sous charge modérée

1^{ère} étape :

Les petites valeurs de, P , n'entraînent pas de fissuration dans le béton tendu, dans cette étape toutes les sections de la poutre se comportent élastiquement. La rigidité en flexion est donnée par la relation :

$$K = E_c I \quad (2.1)$$

Où:

E_c : Module d'élasticité du béton.

I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

Les déformations répondent sensiblement aux lois de la résistance des matériaux, étant donné que la rigidité est constante sur la longueur de la poutre, la courbure de la déformée est directement proportionnelle au moment fléchissant.

$$\chi_e = M / E_c I \quad (2.2)$$

Où:

M : Moment fléchissant de la poutre.

2^{ème} étape :

Dans la seconde étape, les valeurs de P entraînent la fissuration du béton tendu dans les sections les plus sollicitées, mais on peut encore considérer que la poutre se comporte élastiquement jusqu'à une certaine charge (P_e). Dans cette étape la rigidité chute brusquement au fur et à mesure de l'apparition de fissures, cependant il est difficile d'attribuer une valeur au facteur de rigidité K .

En effet, le module d'élasticité E_c varie avec le temps (phénomène de fluage) et le moment d'inertie est, lui, très approximatif, car : [12]

- Le long de la poutre toutes les sections ne sont pas fissurées et notamment vers les appuis ou le moment fléchissant tend vers zéro ;
- Dans les parties fissurées, le béton compris entre deux fissures successives est plus ou moins pris en compte et la profondeur des fissures varie d'une section à une autre ;
- Le coefficient d'équivalence acier / béton « $\alpha_e = E_s / E_c$ » est supposé constant alors que sa valeur varie du fait que E_c varie dans le temps ;
- Enfin, l'armature n'a pas la même section tout le long de la poutre.

2.1.2. Hypothèses de calcul en élasticité

hypothèse 1. Les sections droites avant déformation restent droites après déformation

hypothèse 2. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton

hypothèse 3. L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

hypothèse 4. Le béton tendu est négligé.

hypothèse 5. Par convention, le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier

et du béton, ou coefficient d'équivalence, est pris égal à $\alpha_e = E_s/E_c$.

hypothèse 6. On ne déduit pas les aires d'acier de l'aire de béton comprimé; on suppose en outre que la section de l'acier est concentrée en son centre de gravité, pourvu que l'erreur ainsi commise sur les déformations unitaires ne dépasse pas 15 %.

2.1.3. Théorie de l'élasticité pour les sections fissurées, non fissurées et partiellement fissurées.

a) **Section fissurée:** c'est le cas classique de la théorie de l'élasticité pour le béton armé. Qui, autrefois, occupait une position centrale dans le calcul mais qui, aujourd'hui, a une petite et directe application. Cette théorie est importante pour les calculs des épaisseurs des fissures.

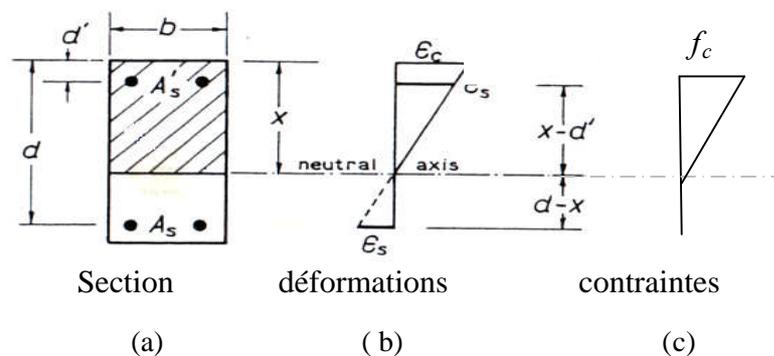


Figure (2.2). Distribution des déformations et des contraintes pour une section fissurée

La figure (2.2.a) montre une section rectangulaire sujette à un moment de flexion et les suppositions suivantes, simplifiées, sont faites:

- Les sections planes avant déformation demeurent planes après déformation.
- En d'autres termes: la distribution des déformations relatives est linéaire
- Les contraintes dans les armatures et dans le béton sont proportionnelles aux déformations relatives
 - Le béton est fissuré jusqu'à l'axe neutre et il n'y a pas de contrainte de traction dans le béton au dessous de l'axe neutre.

A partir de la première supposition, les déformations peuvent être exprimées par:

$$\varepsilon'_s = \frac{x - d'}{x} \varepsilon_c \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \varepsilon_c \quad (2.4)$$

A partir de la deuxième supposition:

$$f_c = E_c \varepsilon_c \quad (2.5)$$

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s = \alpha_s E_c \varepsilon'_s \quad (2.6)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s = \alpha_s E_c \varepsilon_s \quad (2.7)$$

E_s et E_c sont respectivement, le module d'élasticité des armatures et celui du béton

$\alpha_e = E_s/E_c$: coefficient d'équivalence

à partir de la condition d'équilibre on peut écrire:

$$\frac{1}{2} A_c f_c + A'_s f'_s = A_s f_s \quad (2.8)$$

A_c : la section du béton comprimé

A'_s : la section des armatures comprimées

A_s : la section des armatures tendues

A partir des équations (2.5), (2.6) et (2.7), l'équation d'équilibre devient:

$$\frac{1}{2} A_c E_c \varepsilon_c + A'_s \alpha_s E_c \frac{x - d'}{x} \varepsilon_c = A_s \alpha_s E_c \frac{d - x}{x} \varepsilon_c$$

Equation qui peut être simplifiée à:

$$\frac{1}{2} A_c (x) + (\alpha_s A'_s)(x - d') = (\alpha_s A_s)(d - x) \quad (2.9)$$

Cette équation montre que l'axe neutre d'une section fissurée passe par le centre de gravité de la section transformée figure (2.3) ou section équivalente obtenue en remplaçant A_s et A'_s par leurs sections équivalentes respectivement $\alpha_e A_s$ et $\alpha_e A'_s$

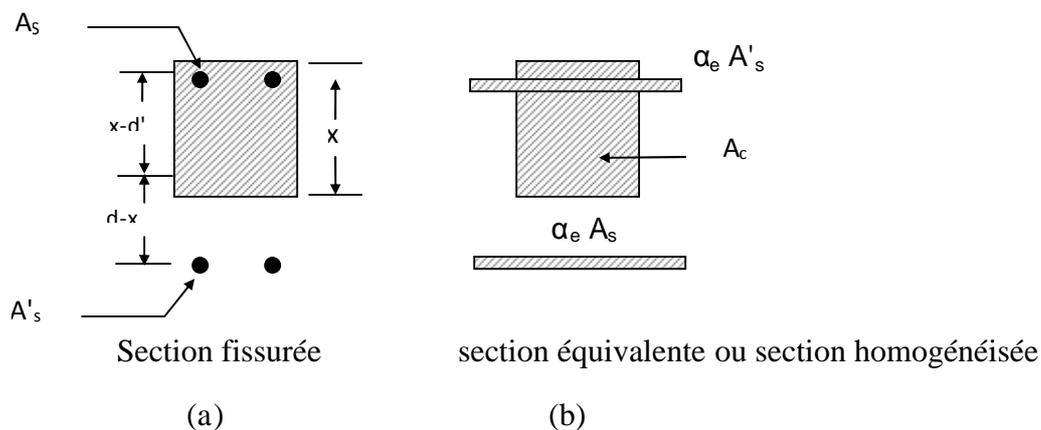


Figure (2.3). Section équivalente pour une section rectangulaire fissurée

Pour une section rectangulaire: $A_c = bx$

Si on prend les formules: $\rho = \frac{A_s}{bd}$ et $\rho' = \frac{A'_s}{bd}$

L'équation (2.9) devient:

$$\frac{1}{2}bx^2 + \alpha_e \rho' bd (x - d') = \alpha_e \rho bd \quad (2.10)$$

C'est une équation du deuxième degré, dont la solution est la suivante:

$$\frac{x}{d} = -\alpha_e (\rho + \rho') + \sqrt{\alpha_e^2 (\rho + \rho')^2 + 2\alpha_e (\rho + \frac{d'}{d})\rho'} \quad (2.11)$$

Cette solution est représentée graphiquement dans la figure (2.4)

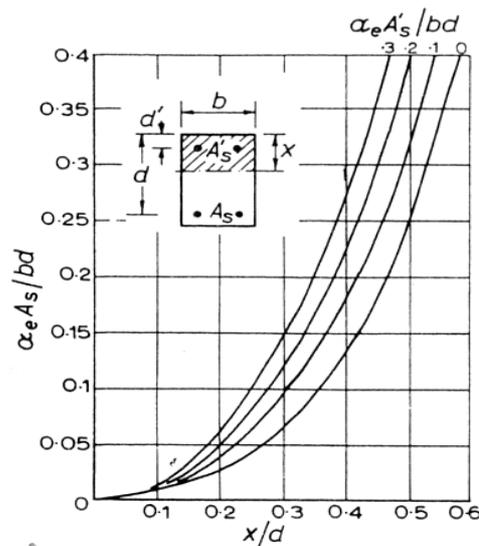


Figure (2.4). Représentation graphique de la position de l'axe neutre pour Une section rectangulaire en flexion simple, en élasticité

En référence à la section équivalente la relation suivante de la résistance des matériaux est applicable:

$$f_{ci} = \frac{M}{I_c} x_i \quad (2.12)$$

f_{ci} : contrainte dans le béton à une distance x_i de l'axe neutre et est une contrainte de compression

Quand x_i est mesuré dans la zone de compression.

M: moment fléchissant agissant sur la section

I: moment d'inertie de la section fissurée équivalente.

Comme $f_s = E_s \varepsilon_s = \alpha_e E_c \varepsilon_s = \alpha_e E_c \varepsilon_c$ ($\varepsilon_s = \varepsilon_c$ condition de compatibilité)

Donc:

$$f_{si} = \frac{M}{I_c} \alpha_e x_i \quad (2.13)$$

$$f_s = \alpha_s \frac{M}{I_c} (d - x) \quad (2.14)$$

$$f'_s = \alpha_s \frac{M}{I_c} (x - d') \quad (2.15)$$

À partir de la figure (2.3)

$$I_c = \frac{1}{3} bx^3 + \alpha_s A'_s (x - d')^2 + \alpha_s A_s (d - x)^2$$

$$= \frac{1}{3} bx^3 + \alpha_s \rho' bd(x - d')^2 + \alpha_s \rho bd(d - x)^2 bd^3$$

$$\frac{I_c}{bd^3} = \frac{1}{3} \left(\frac{x}{d}\right)^3 + \alpha_s \rho' \left(\frac{x}{d} - \frac{d'}{d}\right)^2 + \alpha_s \rho \left(1 - \frac{x}{d}\right)^2 \quad (2.16)$$

Cette équation paramétrique est représentée graphiquement dans la figure (2.5)

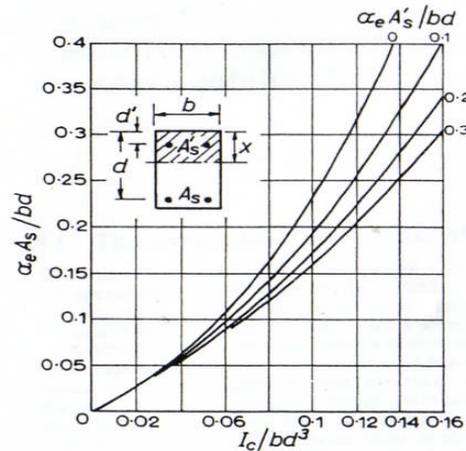


Figure (2.5). Représentation graphique du moment d'inertie pour
Une section rectangulaire en flexion simple, en élasticité

b) Section non fissurée:

Quand le moment appliqué est assez petit de telle sorte que les contraintes de traction dans le béton n'atteignent pas la résistance de traction du béton ou le module de rupture, la section est donc non fissurée

La section effective du béton est dans ce cas égale à la section totale.

Et comme dans l'équation (2.9) L'axe neutre de la section non fissurée passe par le centre de gravité de la section équivalente.

$$A_c \left(x - \frac{h}{2}\right) + (\alpha_s A'_s)(x - d') = (\alpha_s A_s)(d - x) \quad (2.17)$$

Et le moment d'inertie de la section non fissurée est donné par:

$$I_u = \frac{1}{12} b h^3 + b h \left(x - \frac{h}{2}\right)^2 + \alpha_s A'_s (x - d')^2 + \alpha_s A_s (d - x)^2 \quad (2.18)$$

Et à n'importe quelle distance x_i à partir de l'axe neutre, les contraintes dans le béton d'une section non fissurée sont données par:

$$f_{ci} = \frac{M}{I_u} x_i \quad (2.19)$$

$$f_{si} = \alpha_s \frac{M}{I_u} x_i \quad (2.20)$$

$$f'_{si} = \alpha_s \frac{M}{I_u} x_i \quad (2.21)$$

c) Section partiellement fissurée

Les déformations relatives sont supposées être distribuées linéairement, cependant dans la zone de tension (au dessous de l'axe neutre), une part de la résistance à la traction du béton existe et la contrainte de traction dans le béton a une valeur spécifique f_{ct} au niveau des armatures tendues.

Les contraintes dans les armatures sont liées aux déformations relatives par les équations:

$$f_c = E_c \varepsilon_c \quad (2.5)$$

$$f'_s = E_s \varepsilon'_s \quad (2.6)$$

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (2.7)$$

Au dessous de l'axe neutre cependant, les contraintes de traction dans le béton ne sont pas à déterminer à partir du diagramme des déformations mais à partir de la valeur spécifique f_{ct} .

On supposera que la valeur f_{ct} est indépendante du moment agissant sur la section. Autrement dit: quand le moment varie, les contraintes de compression dans le béton et dans les armatures varient, mais les contraintes de traction dans le béton restent inchangées.

Une telle section paraît artificielle, mais ça a une importance dans le calcul des déflexions.

En théorie, la position de l'axe neutre devra être trouvée en tenant compte de la force de traction dans le béton dans l'équation d'équilibre $F_c + F'_s = F_s + F_t$

Mais pour des applications pratiques, la supposition simplifiée est faite, la position de l'axe neutre est la même que pour une section fissurée. En d'autres termes la position de l'axe neutre peut être calculée à partir de l'équation (2.9)

La distribution des déformations relatives et les contraintes de compression dans le béton et dans les armatures sont déterminées comme pour une section fissurée.

La contrainte à la traction moyenne est donnée par l'équation:

$$\frac{1}{2} \frac{h-x}{d-x} f_{ct} = f_{t_{moy}} \quad (2.22)$$

La force de traction dans le béton sera:

$$\frac{1}{2} \frac{(h-x)^2}{d-x} b f_{ct} = F_{ct} \quad (2.23)$$

Le bras de levier est: $\frac{2}{3}(h-x)$

Le moment sera donc donné par:

$$M_t = \frac{1}{3} b \frac{(h-x)^3}{d-x} f_{ct} \quad (2.24)$$

Quand un moment est appliqué à une section partiellement fissurée, une part est reprise par le béton en traction, d'où le moment que doit reprendre la section en tenant compte de la contribution du béton en traction est le moment net et est égale à:

$$M_{net} = M - \frac{1}{3} b \frac{(h-x)^3}{d-x} f_{ct} \quad (2.25)$$

Les contraintes sont exprimées comme suit:

$$f_c = \frac{M_{net}}{I_c} x \quad (2.26)$$

$$f_s = \alpha_s \frac{M_{net}}{I_c} (d-x) \quad (2.27)$$

$$f'_s = \alpha'_s \frac{M_{net}}{I_c} (x-d') \quad (2.28)$$

2.1.4. Vérification de l'E.L.S de flèche

Les déformations sont limitées par un choix judicieux de $\frac{l}{d}$ et à défaut par un calcul rigoureux de déformations (flèche) ; pour cela on procède :

2.1.4.1. Méthode indirecte (BS 8110) [11]

Il faut vérifier que : $\left(\frac{l}{d}\right)_{réel} \leq \left(\frac{l}{d}\right)_{admissible}$

Avec:

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{admissible} = \alpha_g \alpha_s \alpha'_s \alpha_f \quad (2.29)$$

α_g : facteur modificatif tenant compte de la géométrie

α_s : facteur modificatif tenant compte de l'effet des aciers tendus

α'_s : facteur modificatif tenant compte de l'effet des aciers comprimés

α_f : facteur modificatif tenant compte de la forme de la section

2.1.4.2. Méthode directe (BS 8110) [11]**a) Introduction**

En général, on peut limiter la flèche en limitant le rapport $\frac{l}{d}$ et dans ce cas on est obligé de faire un calcul direct.

Pour le calcul direct de la flèche, la difficulté réside dans la détermination exacte de la rigidité flexionnelle "EI", ce problème est évité en utilisant le théorème du moment des aires ou du moment des courbures, qui relie géométriquement les quantités $(\theta, \delta, \frac{1}{r})$

b) Théorème des moments des aires

$$\theta = \int_B^C \left(\frac{1}{r}\right) dx \quad (2.30)$$

$$\delta = \int_B^C x \left(\frac{1}{r}\right) dx \quad (2.31)$$

Le changement de la pente θ entre 2 points B, C est égale à l'aire du diagramme $\frac{M}{EI}$ entre B et C

La flèche δ du point C à partir de la tangente du point B est égale au moment du diagramme de la courbure entre B et C au point B.

- calcul de la flèche pour le cas d'une charge uniformément répartie

$$\delta = \frac{5}{48} l^2 \left(\frac{1}{r}\right) = \frac{5}{48} l^2 \frac{M}{EI}$$

- calcul de la flèche pour le cas d'une charge concentrée

$$\delta = \frac{1}{12} l^2 \left(\frac{1}{r}\right) = \frac{1}{12} l^2 \frac{M}{EI}$$

2.1.4.3. Vérification de la flèche suivant l'Eurocode 2 [5.9]**a) Cas d'une poutre isostatique uniformément chargée**

- Flèche à court terme

$$f_{ct} = \frac{1}{10} \frac{M l^2}{E_c I_f} \quad (2.32)$$

f_{ct} : Flèche à court terme

I_f : Moment d'inertie fictif

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$\text{avec: } \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})\rho}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{t28}}$$

- flèche à long terme

$$f_{lt} = \frac{1}{10} \frac{Ml^2}{E_{lt}I_{f_{lt}}} \quad (2.33)$$

f_{lt} : Flèche à long terme

$$\text{avec: } E_{lt} = \frac{E_i}{3}$$

$$\text{et } I_{f_{lt}} = \frac{I_0}{1 + 0.4\mu\lambda_i}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section non fissurée

b) Cas d'une poutre console

$$f_{ct} = \frac{1}{4} \frac{Ml^2}{E_i I_f} \quad (2.34)$$

$$f_{lt} = \frac{1}{4} \frac{Ml^2}{E_{lt} I_{f_{lt}}} \quad (2.35)$$

2.1.4.4. Flèches admissibles

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \quad \text{portée} \leq 5m$$

$$\bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.005 \quad \text{portée} > 5m$$

$$\bar{f} = \frac{l}{250} \quad \text{portée} \leq 2m$$

Remarque:

L'*Eurocode2* [5,9] admet qu'il n'est pas nécessaire de faire un calcul de flèche d'une poutre, si cette dernière est associée à un ourdie et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{l M_t}{10 M_0}; \quad \rho = \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_t} \quad (f_t \text{ en Mpa})$$

M_t : Moment max en travée

M_0 : Moment isostatique max

Pour le cas des poutrelles de planchés à Corps creux, L'*Eurocode2* admet qu'il n'est pas nécessaire de faire un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{l M_t}{15 M_0}; \quad \frac{A_s}{bd} \leq \frac{3.6}{f_t}$$

2.1.5. Détermination de l'axe neutre pour une section non usuelle en flexion simple, en élasticité

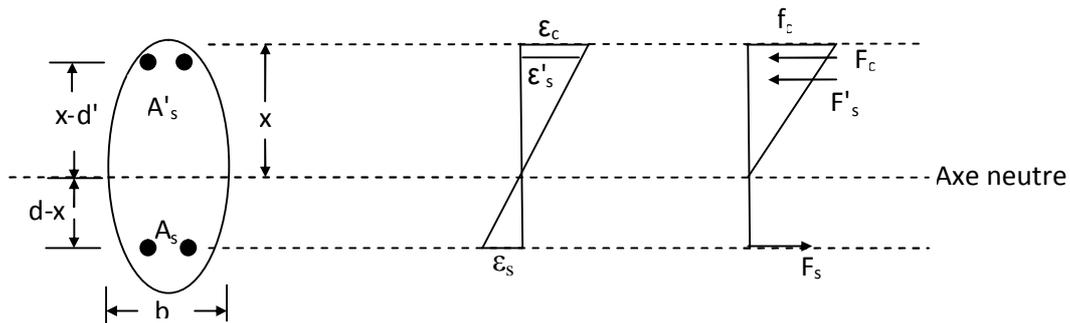


Figure (2.6). Distribution des contraintes et déformations d'une section non usuelle en élasticité

L'équation d'équilibre s'écrit:

$$\frac{1}{2} A_c f_c + A'_s f'_s = A_s f_s \quad (2.8)$$

Et d'après le paragraphe (2.1.2.1) on peut écrire:

$$\frac{1}{2} A_c x + (\alpha_s A'_s)(x - d') = (\alpha_s A_s)(d - x) \quad (2.9)$$

A_c : l'expression de la section du béton comprimé en fonction de x

La valeur de la position de l'axe neutre est la solution de l'équation (2.9)

2.1.6. Détermination du moment élastique pour une section non usuelle en flexion simple

L'équilibre des moments par rapport aux armatures tendues:

$$M_e = F_c \left(d - \frac{1}{3} x \right) + F'_s (d - d') \quad (2.36)$$

F_c : La force de compression dans le béton à la limite élastique est égale à:

$$F_c = \frac{1}{2} A_c f_c \quad \text{avec} \quad f_c = 1.25 \frac{f_{ck}}{3}$$

F'_s : La force de compression dans les armatures comprimées est égale à:

$$F'_s = A'_s f'_s \quad \text{avec:} \quad f'_s = \varepsilon_s E_s, \quad \varepsilon_s = \varepsilon_c \frac{x - d'}{x} \quad \text{et} \quad \varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c}$$

Le module d'élasticité du béton, E_c , prend les valeurs suivantes:

$$E_c = 30.5 \frac{KN}{mm^2} \quad \text{pour} \quad f_{ck} = 25 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c = 32 \frac{KN}{mm^2} \quad \text{pour} \quad f_{ck} = 30 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_c = 35 \frac{KN}{mm^2} \quad \text{pour} \quad f_{ck} = 40 \frac{N}{mm^2}$$

2.2 Eléments structuraux en béton armé en plasticité

2.2.1. Comportement d'une poutre sous l'action d'une charge croissante jusqu'à la ruine

Contrairement à la théorie de l'élasticité, dans certains cas de conception de structures, une faible déformation permanente d'un élément structure est acceptable. Il est alors possible d'admettre une application de charges plus élevées. Néanmoins, à chaque formation d'une rotule plastique, la structure perd un degré d'hyperstaticité, le processus de formation de rotules plastiques peut continuer jusqu'à la transformation de la structure en un mécanisme de ruine, à cet instant la structure est isostatique. C'est la conception plastique.

La conception plastique permet une meilleure utilisation de la matière lorsqu'une faible déformation permanente d'une partie de la poutre est acceptable. Ce mode de conception est possible en raison de l'aptitude de certains matériaux, tels que l'acier de construction, à subir des déformations plastiques relativement importantes après le dépassement du seuil de plasticité.

Le but est de montrer le comportement d'éléments poutres en béton armé en flexion simple sous l'action d'une charge progressive croissante jusqu'à la formation de rotules plastiques (mécanisme de ruine).

Etudiant une poutre en béton armé bi-axialement symétrique simplement appuyée et soumise à une charge concentrée, P , jusqu'à la charge ultime (de ruine), le schéma de la poutre est représenté sur la figure (2.7). On constate que le comportement de la poutre passe par les différentes étapes suivantes :

1^{ère} étape :

Les petites valeurs de, P , n'entraînent pas de fissuration dans le béton tendu, dans cette étape toutes les sections de la poutre se comportent élastiquement. La rigidité en flexion est donnée par la relation :

$$K = E_c I \quad (2.1)$$

E_c : Module d'élasticité du béton.

I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

Les déformations répondent sensiblement aux lois de la résistance des matériaux, étant donné que la rigidité est constante sur la longueur de la poutre, la courbure de la déformée est directement proportionnelle au moment fléchissant.

$$\chi_e = M / E_c I \quad (2.2)$$

M : Moment fléchissant de la poutre.

2^{ème} étape :

Dans la seconde étape, les valeurs de, P , entraînent la fissuration du béton tendu dans les sections les plus sollicitées, mais on peut encore considérer que la poutre se comporte élastiquement jusqu'à une certaine charge (P_e), figure. Dans cette étape la rigidité chute brusquement au fur et à mesure de l'apparition des fissures, cependant il est difficile d'attribuer une valeur au facteur de rigidité K .

En effet, le module d'élasticité E_c varie avec le temps (phénomène de fluage) et le moment d'inertie est, lui, très approximatif, car : [12]

Le long de la poutre toutes les sections ne sont pas fissurées et notamment vers les appuis où le moment fléchissant tend vers zéro ;

- Dans les parties fissurées, le béton compris entre deux fissures successives est plus ou moins pris en compte et la profondeur des fissures varie d'une section à une autre ;
- Le coefficient d'équivalence acier / béton « $a_e = E_s / E_c$ » est supposé constant alors que sa valeur varie du fait que E_c varie dans le temps ;
- En fin, l'armature n'a pas la même section tout le long de la poutre.

3^{ème} étape :

Si la charge continue à augmenter, l'armature s'allonge et le béton continu à se raccourcir. Les fibres comprimées de la section la plus sollicitée se plastifient et leur raccourcissement continu à augmenter jusqu'à une valeur limite égale à ε_{cu} au niveau de cette section critique. Lorsque sa contrainte de rupture est atteinte, le béton équilibre encore la composante de compression du couple de flexion et comme l'armature tendue n'a pas atteint un allongement de rupture et peut équilibrer la composante de traction, le moment extérieur de flexion est équilibré dans cette section où la rotation est très importante, on dit qu'il y a eu formation d'une rotule plastique.

Au chargement, la poutre présente une courbure permanente et la section est considérée comme fragile vis-à-vis des chargements répétés et surtout alternés. En effet, sous des actions réversibles et répétées (actions cycliques), il y a un affaiblissement de la rigidité qui provient en

particulier de la chute de la contrainte d'adhérence consécutive à la détérioration du béton. La figure (2.9) représente les trois étapes par un diagramme moment-courbure $\{M, \chi\}$, le diagramme charge-déplacement $\{P, \delta\}$ est représenté quant à lui sur la figure (2.8).

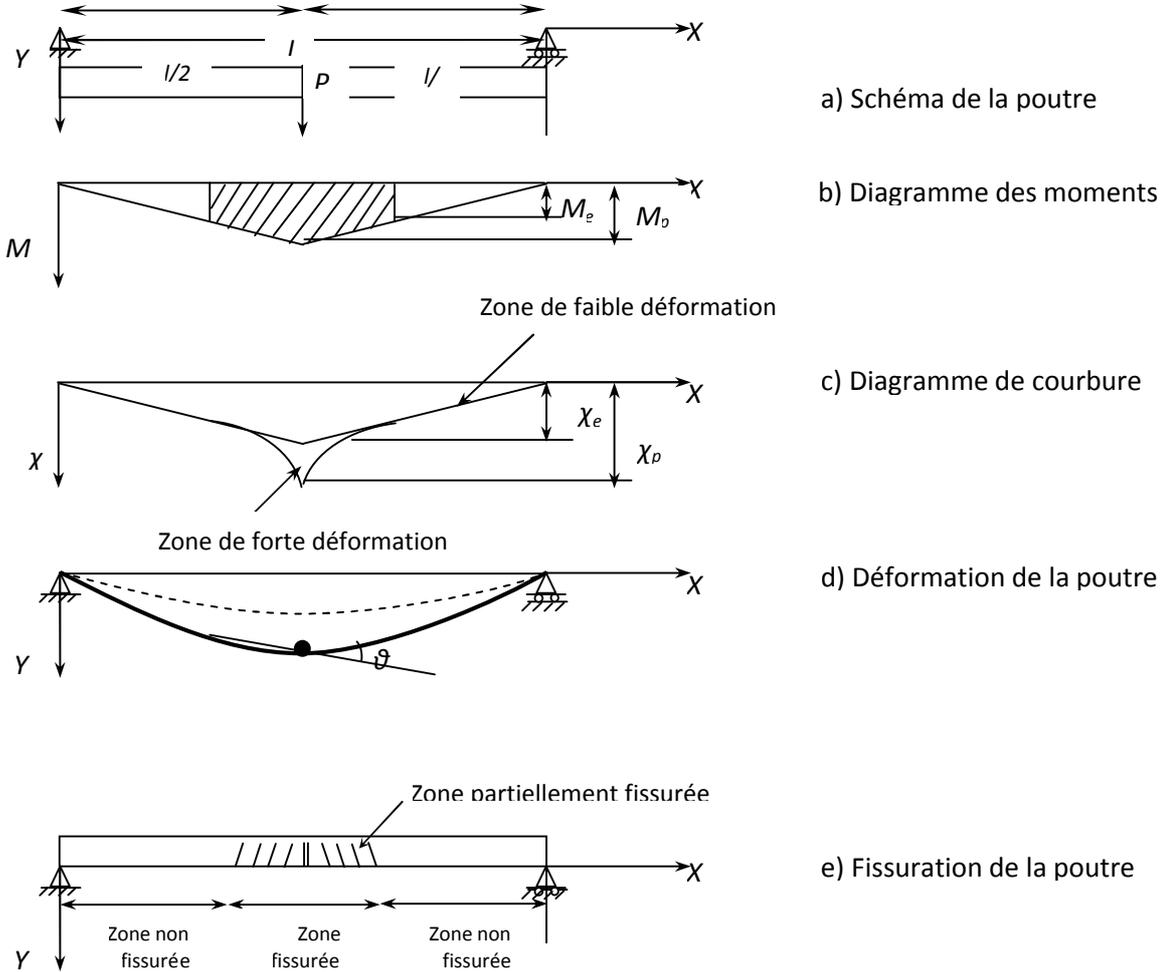


Figure (2.7). Comportement d'une poutre en béton armé sous charge croissante jusqu'a la ruine

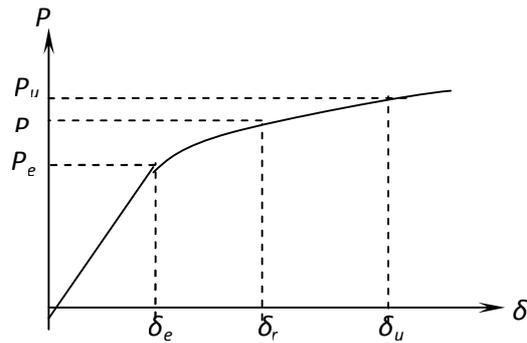


Figure (2.8). Diagramme charge-déplacement

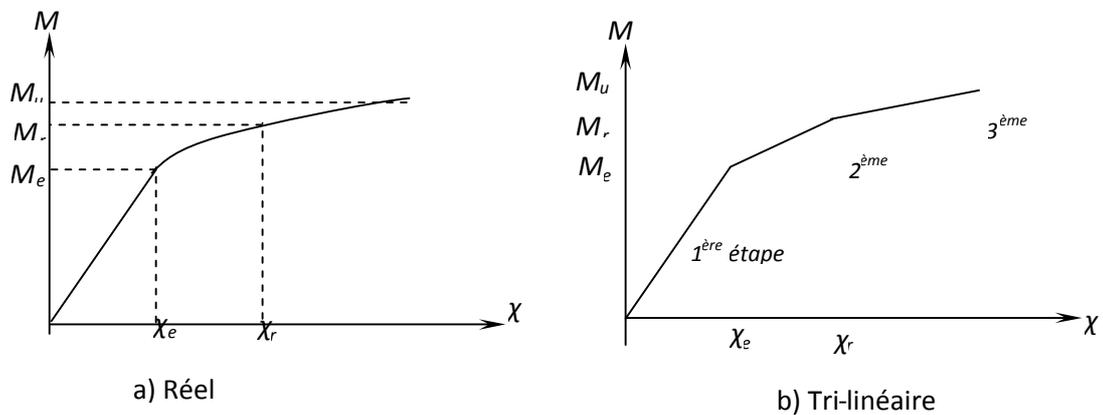


Figure (2.9). Diagramme moment-courbure pour une poutre en béton armé

2.2.2. Hypothèses de calcul de la théorie générale ou concept du pivot

La théorie est basée sur cinq hypothèses fondamentales [9]:

- La théorie de flexion pour le béton armé suppose que le béton se fissure dans les régions des contraintes de traction et que, après fissuration, toutes les contraintes de traction sont reprises par les armatures. On suppose également que les sections droites d'une pièce demeurent droites après déformation, de sorte qu'à travers la section la distribution des déformations est linéaire.
- L'état limite à la ruine est obtenu quand la déformation relative dans le béton ε_{cc} à la fibre la plus comprimée atteint une valeur spécifique ε_{cu} (les principaux codes la prennent égale à $3500 \cdot 10^{-6}$ [3,5])
- A la rupture (image instantanée de la ruine), la distribution des contraintes de compression dans le béton est définie par un bloc parabolique-rectangulaire représente la distribution à la rupture quand les déformations compressives sont dans la marge plastique et elle est associée à la conception pour l'état limite ultime.

- d) Le bloc rectangulaire équivalent de contrainte est une alternative simplifiée à la distribution parabole-rectangle
- e) Car il y a de compatibilité des déformations entre l'armature et le béton adjacent, les déformations d'acier dans la traction, ϵ_s , et dans la compression, ϵ'_s , peuvent être déterminé à partir du diagramme de déformations.

Remarque : Ces hypothèses exigent que la section transversale ait un axe de symétrie verticale.

2.2.3. Sections sous armées, sur armées et équilibrées

a) Section sous armée:

Une section en béton armé est dite sous armée, si à l'état limite ultime, définie pour $\epsilon_c = 3.5 \cdot 10^{-3}$, la déformation relative des armatures tendues est supérieure à la déformation limite élastique de l'acier ϵ_e .

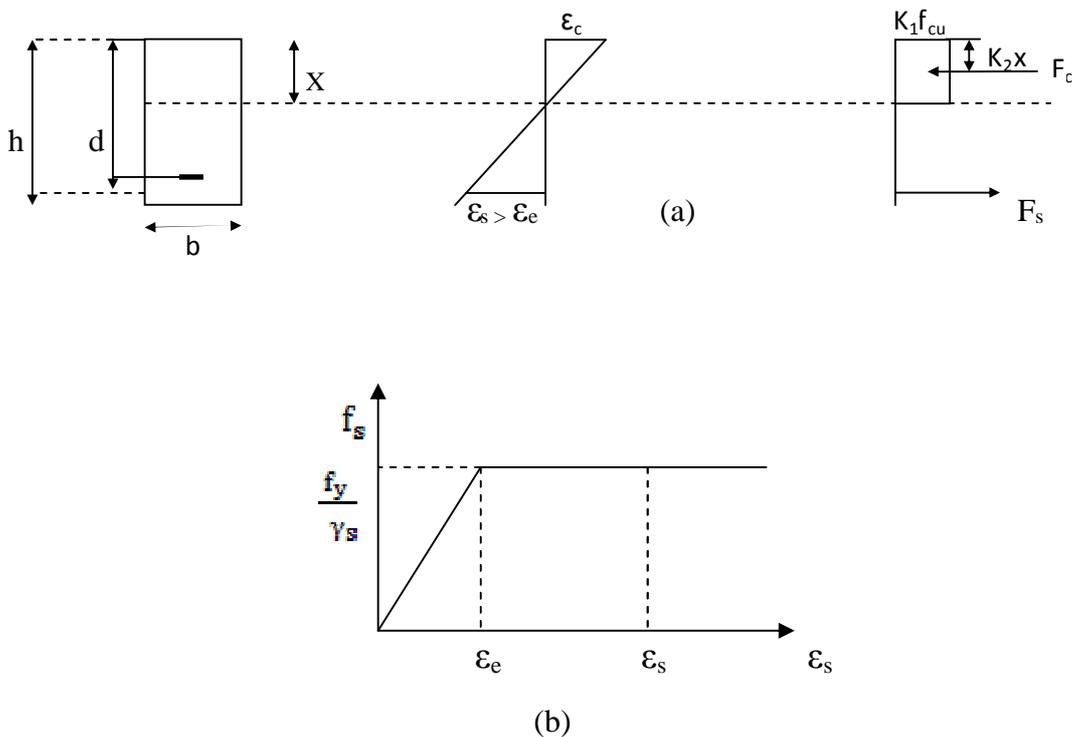


Figure (2.10). Distribution des contraintes et déformations d'une section rectangulaire sous armée

Où:

$$\epsilon_e = \frac{f_y}{E_s} \quad (\text{loi de Hook})$$

Pour $\epsilon_s > \epsilon_e$, la figure (2.10) permet donc d'écrire:

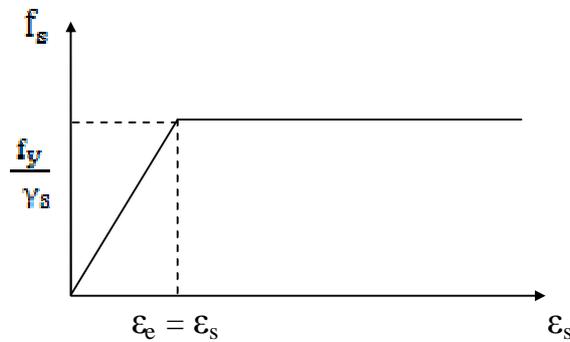
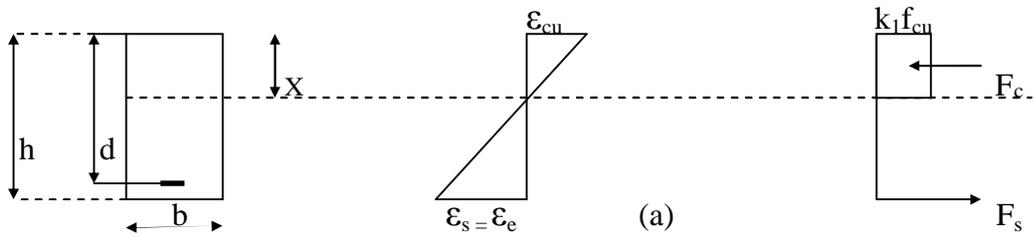
$$f_s = \frac{f_y}{\gamma_s}$$

Pour des raisons d'économie, le cas de la section sous armée représente la solution optimale, pour le concepteur en béton armé, car les matériaux, aciers et béton, sont correctement exploités.

Le mode de rupture dans ce cas, représente un autre avantage, car la ductilité de l'acier permet une rupture lente et donne des avertissements avant la ruine, par traction primaire.

b) Section équilibrée.

La section est équilibrée, lorsque la déformation relative dans les aciers ϵ_s , est égale à la déformation limite élastique de l'acier considéré ϵ_e . Par conséquent la contrainte dans les aciers est égale à la contrainte d'écoulement figure (2.11).



(b)

Figure (2.11). Distribution des contraintes et déformations d'une section rectangulaire équilibrée

Comme $\epsilon_s = \epsilon_e = \frac{f_y}{E_s \gamma_s}$, donc:

$$\frac{f_y}{E_s \gamma_s} = \frac{1 - \left(\frac{X}{d}\right)_{eq}}{\left(\frac{X}{d}\right)_{eq}}$$

D'où:

$$\left(\frac{x}{d}\right)_{eq} = \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \frac{f_y}{E_s \gamma_s}} \right) \quad (2.37)$$

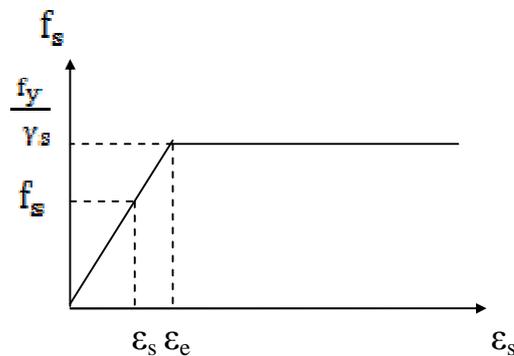
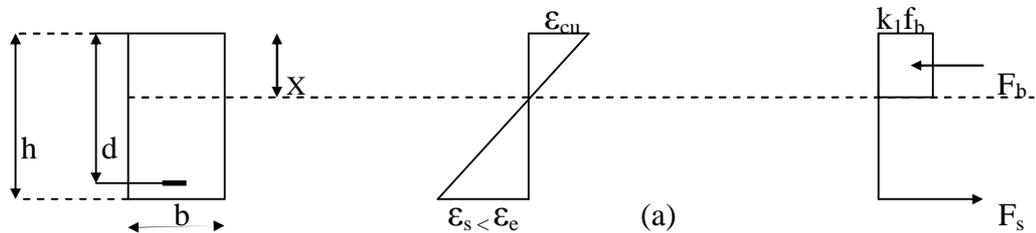
$$\rho_{eq} = \frac{k_1 f_{cu} \gamma_s}{f_y} \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \frac{f_y}{E_s \gamma_s}} \right) \quad (2.38)$$

Pour un pourcentage d'armature tendu ρ donné:

- Si $\rho < \rho_{eq}$ donc $\varepsilon_s > \varepsilon_e$, la section est alors sous armée.
- Si $\rho = \rho_{eq}$ donc $\varepsilon_s = \varepsilon_e$, la section est alors équilibrée.
- Si $\rho > \rho_{eq}$ donc $\varepsilon_s < \varepsilon_e$, la section est alors sur armée.

c) Section sur armée:

La déformation relative des armatures ε_s , est dans ce cas inférieure à la déformation limite élastique ε_e et par conséquent, l'acier à un comportement élastique (loi de Hook). Figure (2.12).



(b)

Figure (2.12). Distribution des contraintes et déformations d'une section rectangulaire sur armée

Le système d'équations qui décrit le comportement de la section est dans ce cas:

$$\varepsilon_c = 3.510^{-3}$$

$$\varepsilon_s = \frac{1 - \frac{x}{d}}{\frac{x}{d}} \varepsilon_c$$

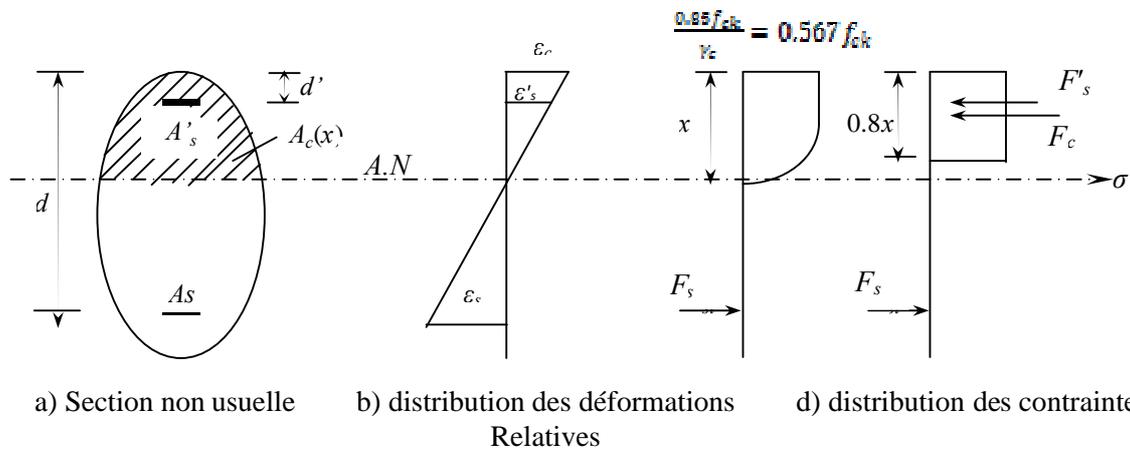
$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

Le cas de la section sur armée ne présente aucun intérêt pour le concepteur, principalement pour deux raisons:

- La première est économique, étant inférieure à , les armatures sont dans ce cas sous utilisées.
- La seconde est d'ordre sécuritaire, car une section sur armée présente une rupture brutale par compression primaire.

2.2.4. Détermination de l'axe neutre pour une section non usuelle en flexion simple, en Plasticité en utilisant les caractéristiques de l'Eurocode 2 [9]

Soit une section non usuelle en béton doublement armé sollicitée à la flexion simple



a) Section non usuelle b) distribution des déformations Relatives d) distribution des contraintes

Figure (2.13). Distribution des contraintes et déformations d'une section non usuelle en plasticité

A partir de l'équilibre interne :

$$F'_s + F_c = F_s \tag{2.39}$$

De sorte que :

$$F_c = 0.567 f_{ck} A_c(x)$$

$$F'_s = f'_s A'_s$$

$$F_s = f_s A_s$$

Où f'_s et f_s sont les contraintes dans les armatures tendues et comprimées

Substituant, l'équation d'équilibre (2.42) devient alors :

$$0.567f_{ck} A_c(x) + f'_s A'_s = f_s A_s \quad (2.40)$$

L'équation (2.43) est une équation qui présente trois inconnues interdépendantes $A_c(x), f'_s, f_s$, qui ne peut être résolue que par la méthode d'essai successifs [9]

Les étapes à suivre dans cette méthode sont :

- 1) Fixer x premièrement égale à une valeur de $x = d/2$;
- 2) Calculer ε_s et ε'_s par :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \left(\frac{x - d'}{x} \right)$$

Où d est la hauteur utile, d' : est l'enrobage des armatures comprimées.

À l'état limite ultime la déformation maximale du béton comprimé est prise :

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035$$

Après avoir déterminé les déformations, on peut évaluer les contraintes dans les armatures, f'_s et f_s à partir des courbes contraintes-déformations appropriées.

- 4) Remplaçant x, f'_s et f_s dans l'équation d'équilibre (2.43), si l'égalité est vraie, x est une solution, Si ce n'est pas le cas, le problème exigerait la solution en essayant des valeurs successives de x jusqu'à ce que :

$$F_c + F'_s = F_s$$

2.2.5. Détermination du moment plastique pour une section non usuelle en flexion simple

Une fois la profondeur de l'axe neutre est connue, l'équilibre est atteint, le moment ultime de la section sera donné par :

- a) Par rapport à la section des armatures tendues

$$M_u / A_s = F'_s (d - d') + F_c (d - 0.4x) \quad (2.41)$$

- a) Par rapport au centre de gravité de la section de la partie comprimée du béton

$$M_u / c d g = F_c (d - 0.4x) + F'_s (0.4x - d') \quad (2.42)$$

2.3. Facteur de forme

2.3.1 Définition

Le facteur de forme est défini comme étant le rapport entre le moment plastique et le moment élastique max de la section.

$$k = \frac{M_p}{M_{e_{max}}} \quad (3.12)$$

Le facteur de forme est donc, une valeur adimensionnelle

2.3.2 Relation facteur de forme comportement

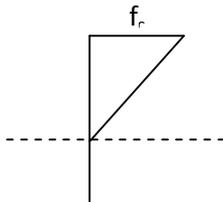
Le comportement des sections en béton armé qui présentent des facteurs de forme proche de l'unité, reste élastique même si le moment extérieur appliqué est proche du moment plastique. Cela est important dans le cas où une structure peut conserver son comportement élastique même après une sollicitation accidentelle tel que le séisme par exemple.

2.4. Synthèse

Le tableau ci-dessous regroupe le comportement d'une section en béton armé en élasticité et en plasticité.

Tableau (2.1). Comportement d'une section en béton armé**Comportement en élasticité**

- 1- diagramme des contraintes



La valeur de F_C est difficile à cerner dans la réalité, en pratique elle est approximativement égale à $1/3$

- 2- position de l'axe neutre

obtenue par la résolution d'une équation à une seule inconnue.

Comportement plastique

- 1- diagramme des contraintes



$K_1 f_{ck}$: contrainte moyenne du rectangle fictif

- 2- état de ruine

atteint lorsque ϵ_c atteint ϵ_{cu}

- 3- position de l'axe neutre

obtenue par la méthode des essais successifs, en général c'est une équation à trois inconnus interdépendants

- 4- absence du module plastique

- 5- pour appliquer les concepts de l'analyse plastique, la section doit être sous armée

- 6- le béton armé est menacé par l'apparition de fissures

3. Analyse d'éléments structuraux rectilignes en charpente métallique en flexion en élasticité et en Plasticité

3.1. Eléments structuraux en charpente métallique en élasticité

3.1.1. Comportement d'une poutre sous l'action d'une charge croissante jusqu'à la limite élastique

Soit une poutre isostatique, chargée au milieu de sa portée par une force concentrée, P . La section médiane, la plus sollicitée, est soumise à un moment fléchissant égal à $M=Pl/4$,

Figure (3.1).

Dans un premier temps, la distribution des contraintes normales est linéaire (hypothèse de Navier-Bernoulli). La courbure est proportionnelle au moment fléchissant, c'est la phase élastique du comportement du matériau.

Lorsque les contraintes sur les fibres extrêmes atteignent la limite d'écoulement, f_y , le moment fléchissant sollicitant la section médiane est égal au moment élastique, M_e .

$$M_e = f_y W_{el} \quad (3.1)$$

W_{el} : Module de résistance élastique (module élastique).

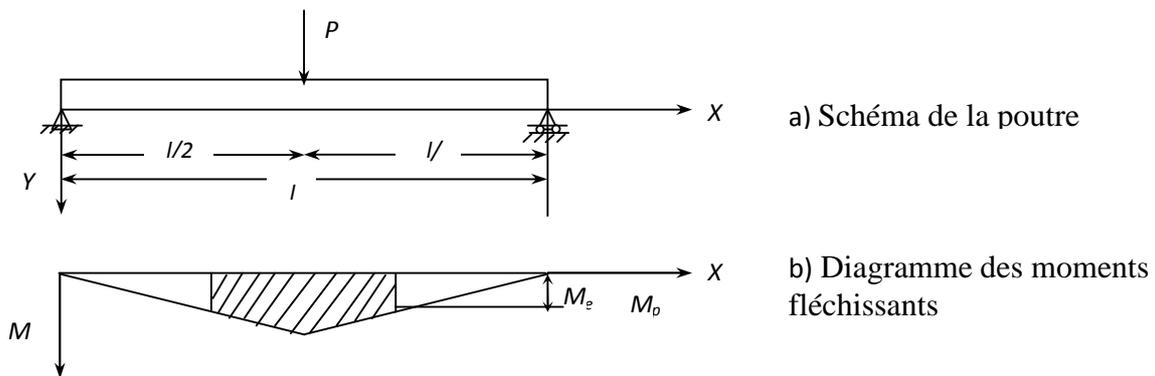


Figure (3.1). Comportement d'une poutre en charpente métallique sous charge modérée

3.1.2. Hypothèses de calcul

hypothèse 1: le comportement du matériau est linéaire et élastique

hypothèse 2: la section admet un axe de symétrie vertical

hypothèse 3: les déformations sont petites

hypothèse 4: au cour du chargement, les sections droites restent droites et normales à la fibre moyenne (hypothèse de Bernoulli).

3.1.3. Détermination du module élastique

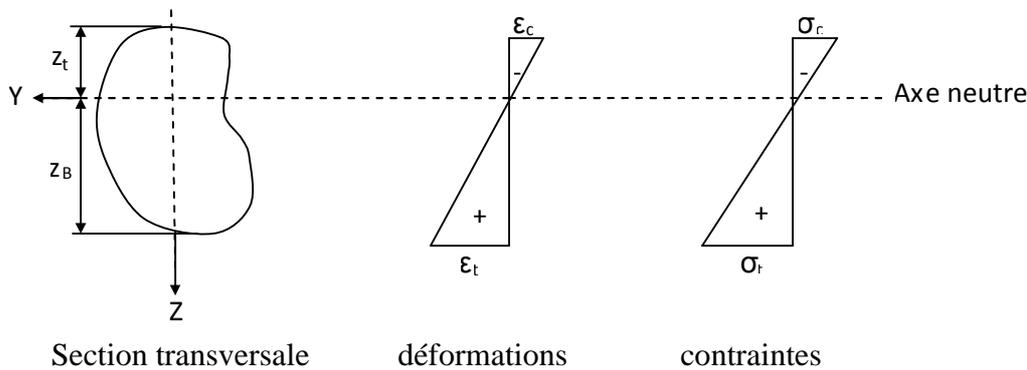


Figure (3.2). Distribution des contraintes et des déformations à travers une section en Charpente métallique en élasticité

Le matériau est considéré dans ce cas élastique et linéaire, On peut appliquer donc les lois de la résistance des matériaux

La contrainte maximale est donnée par la relation:

$$\sigma_{max} = \frac{M_{e,max}}{W_{el}} \quad (3.2)$$

avec: $\sigma_{max} = \sigma_y$

W_{el} : Le module élastique de la section

$$W_{el} = \frac{I_y}{Z_B} \quad (3.3)$$

Z_B : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre la plus éloignée (figure 3.2)

I_y : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe Y (figure 3.2)

Pour une section rectangulaire de largeur b et de hauteur h

$$I_y = \frac{bh^3}{12} \quad Z = \frac{h}{2}$$

$$W_{el} = \frac{bh^2}{6}$$

3.1.4. Détermination du moment élastique

A partir de la relation (3.3), le moment élastique max est:

$$M_{el} = W_{el} \sigma_y \quad (3.4)$$

Pour une section rectangulaire de largeur b et de hauteur h

$$M_{el} = \frac{bh^2}{6} \sigma_y$$

3.2. Eléments structuraux en charpente métallique en plasticité

3.2.1. Comportement d'une poutre sous l'action d'une charge croissante jusqu'à la ruine

Soit une poutre isostatique, chargée au milieu de sa portée par une force concentrée, P . La section médiane, la plus sollicitée, est soumise à un moment fléchissant égal à $M=Pl/4$, figure (3.3).

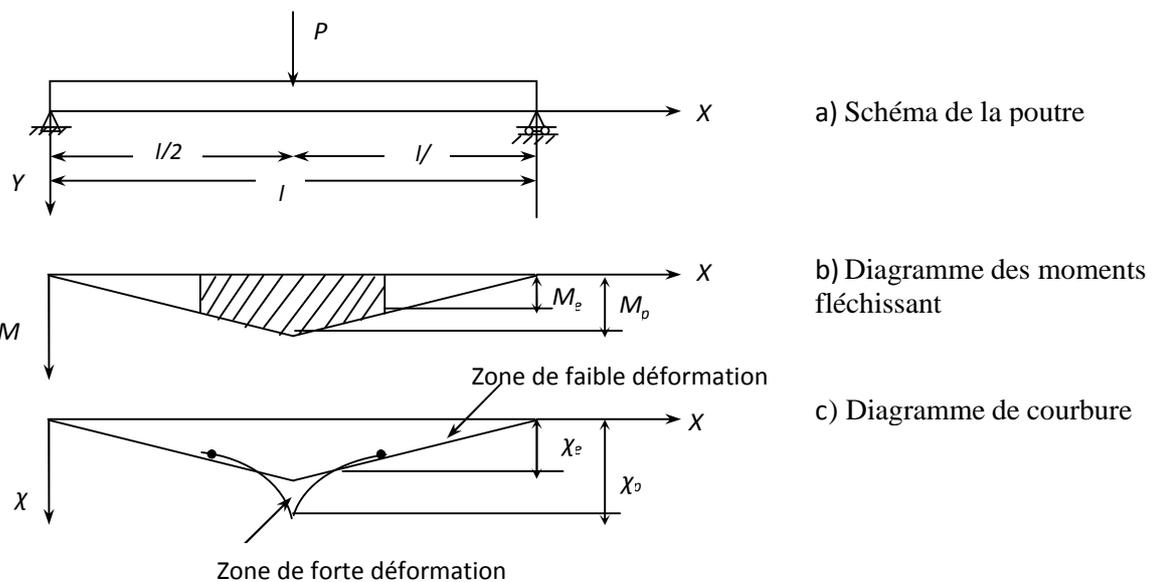
Dans un premier temps, la distribution des contraintes normales est linéaire (hypothèse de Navier-Bernoulli). La courbure est proportionnelle au moment fléchissant, c'est la phase élastique du comportement du matériau.

Lorsque les contraintes sur les fibres extrêmes atteignent la limite d'écoulement, f_y , le moment fléchissant sollicitant la section médiane est égal au moment élastique, M_e . Si on augmente la charge, les contraintes ne sont plus proportionnelles aux déformations. Les fibres extrêmes se plastifient.

On peut augmenter la charge jusqu'à ce que la section soit entièrement plastifiée. C'est-à-dire que le moment fléchissant soit égal au moment plastique M_{pl} . La courbure de la poutre est très importante dans la zone centrale qui est plastifiée. On admet qu'il se forme, dans la section médiane, une rotule plastique (ou articulation). A cet effet, la poutre devient comme deux éléments rigides reliés par une articulation. On dit qu'il y a plastification totale [7].

$$M_{pl} = f_y W_{pl} \tag{3.5}$$

W_{pl} : Module de résistance plastique ou module plastique.



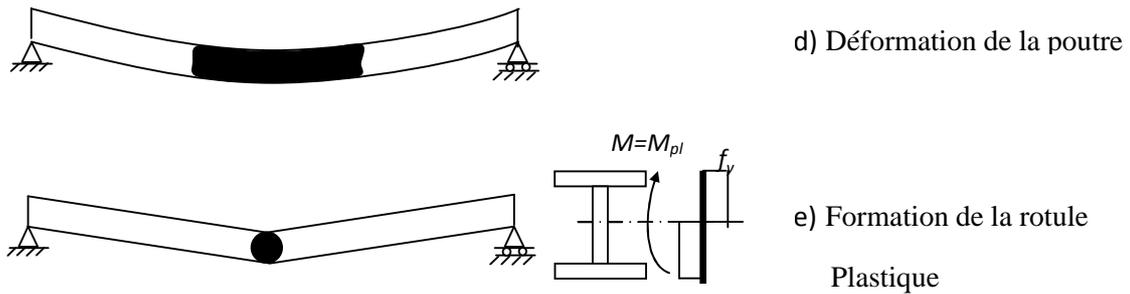


Figure (3.3). Comportement d'une poutre en charpente métallique sous charge croissante

3.2.2. Hypothèses de calcul

hypothèse 1: les sections droites avant déformation, restent planes et normales à la fibre moyenne (hypothèse de Bernoulli) après déformation

hypothèse 2: l'état de ruine est atteint lorsque toutes les fibres d'une section se plastifient.

hypothèse 1: les sections en charpente métallique doivent être du type plastique pour permettre la redistribution des efforts internes lors de la formation des rotules plastiques.

3.2.3. Sections plastiques, compactes, semi-compactes et élancées

3.2.3.1. Introduction

Le moment plastique est théoriquement le plus grand moment qu'une section peut supporter, mais dans plusieurs cas, ce moment ne pourra jamais être atteint à cause du phénomène de flambement; et la rupture se produit avant même que la section n'atteigne son moment plastique.

3.2.3.2. Sections plastiques

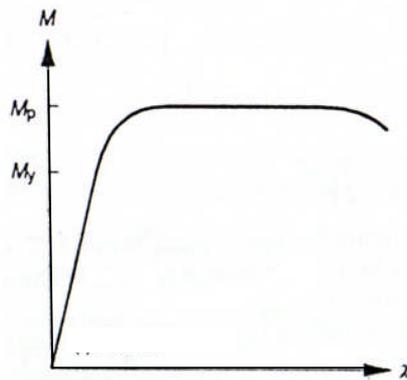
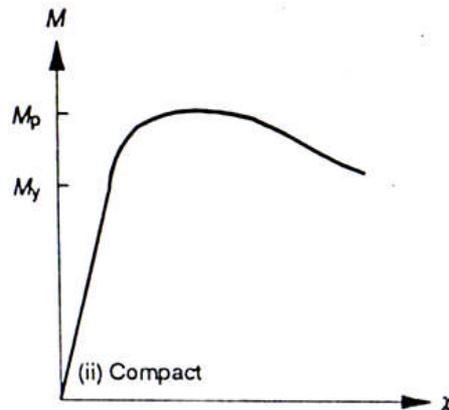
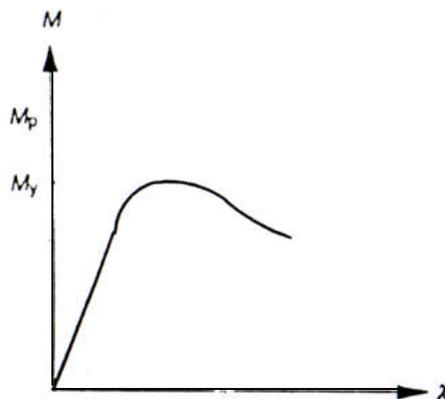


Figure (3.4). Section plastique

La section plastique peut développer la totalité du moment plastique et subir une large quantité de la rotation plastique figure (3.4).

3.2.3.3. Sections compactes**Figure (3.5).** Section compacte

La section compacte (figure 3.5), peut à son tour développer la totalité du moment plastique mais elle flambe sans présenter aucune rotation plastique significative.

3.2.3.4. Sections semi – compactes**Figure (3.6).** Section semi-compacte

La section semi-compacte figure (3.6), est capable d'atteindre le moment qui correspond à la plastification de la première fibre mais elle flambe avant d'atteindre le moment plastique.

3.2.3.5. Sections élancées

Le comportement de la section mince (figure 3.7), est contrôlé par le flambement de la région comprimée, et la ruine se produit par flambement et sans qu'aucune

fibre de la section ne se plastifie.

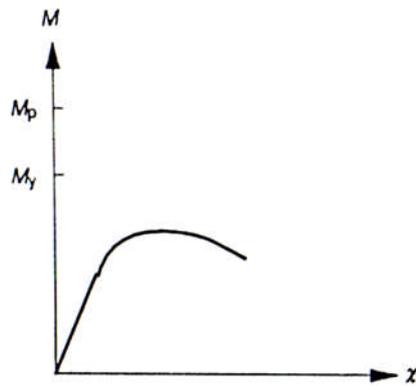


Figure (3.7). Section élancée

3.2.4. Détermination de l'axe neutre

Lorsque toutes les fibres d'une section en charpente métallique se plastifient, l'axe neutre est l'axe qui divise la section en deux sections égale (figure 3.8).

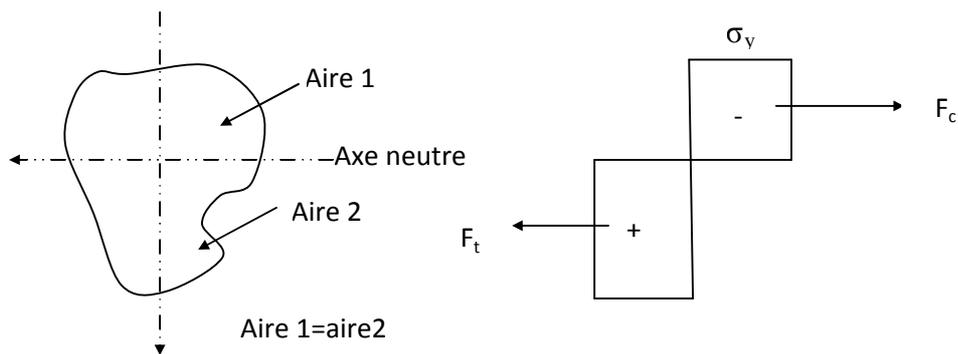


Figure (3.8). Axe neutre pour une section en charpente métallique en plasticité

$$F_c = F_t \quad \text{d'où}$$

$$A_c f_y = A_t f_y$$

$$A_c = A_t$$

3.2.5. Détermination du moment plastique

Soit une poutre en charpente métallique sollicitée en flexion pure dans le plan (X, Y) par un couple de moment, M , figure (3.9.a)

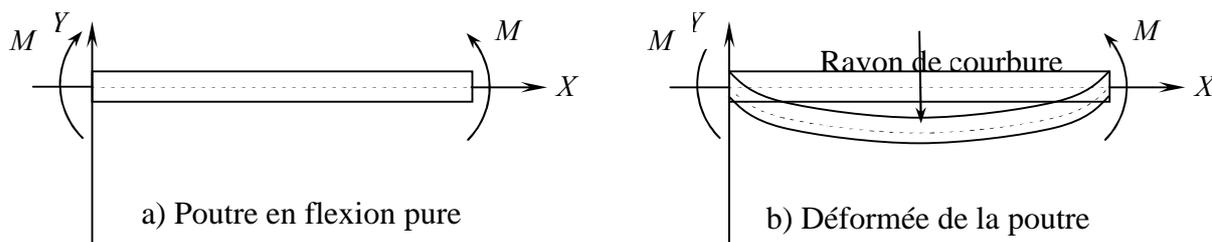


Figure (3.9). Poutre en charpente métallique sollicitée en flexion pure

- Le moment fléchissant est uniforme sur la longueur de la poutre $M(x) = M$ et l'effort tranchant est nul $T(x) = 0$.
- En raison de la symétrie du problème, la courbure de la poutre déplacée est constante $\chi(x) = \chi$ uniforme et les sections droites avant déformation restent droites après déformation (planes et perpendiculaires à la fibre moyenne).
- Le centre de courbure est commun à toutes les sections droites : la fibre moyenne se déforme donc selon un cercle, figure (3.9.b).

Compte tenu de ces hypothèses, la déformation longitudinale varie linéairement $\varepsilon = a \cdot y + b$.

En choisissant l'origine des Y , l'axe neutre, la déformation longitudinale devient $\varepsilon = a \cdot y$.

Noter qu'a priori la position de l'axe neutre est inconnue :

- ✓ En élasticité, on montre que l'axe neutre est confondu avec l'axe moyen contenant le centre d'inertie de la section droite.
- ✓ En flexion pure les sollicitations sont réduites à :
 - L'effort normal est nul $N = 0$;
 - Le moment fléchissant M ;
 - L'effort tranchant $T = 0$.

Le moment fléchissant est calculé à partir du diagramme de contrainte normale dans le cas d'un profilé à double plan de symétrie en flexion élasto-plastique pure figure (3.10).

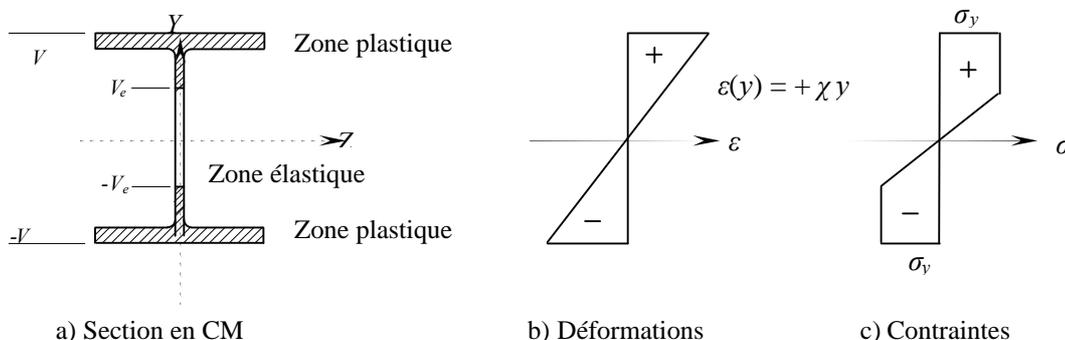


Figure (3.10). Diagramme de déformations et de contraintes pour une section en CM

$$M = \iint_{(s)} +y \cdot \sigma(y) \cdot ds = \int_{-V}^{+V} +y \cdot \sigma(y) \cdot b(y) \cdot dy = +2 \int_0^{+V} +y \cdot \sigma(y) \cdot b(y) \cdot dy \quad (3.6)$$

$$M = 2 \left[\int_0^{+V_e} \sigma(y) \cdot y \cdot b(y) \cdot dy + \int_{+V_e}^{+V} \sigma(y) \cdot y \cdot b(y) \cdot dy \right]$$

Comme : $V_e = \frac{\varepsilon_y}{\chi} = \frac{\sigma_y}{E \cdot \chi}$, donc :

$$E \cdot \chi = \frac{\sigma_y}{V_e} \quad (3.7)$$

Il vient :

$$M = 2 \left[\int_0^{+V_e} E \cdot \chi \cdot y^2 \cdot b(y) \cdot dy + \int_{+V_e}^{+V} \sigma_y \cdot y \cdot b(y) \cdot dy \right]$$

$$M = 2 \sigma_y \left[\frac{1}{V_e} \int_0^{+V_e} y^2 \cdot b(y) \cdot dy + \int_{+V_e}^{+V} y \cdot b(y) \cdot dy \right] \quad (3.8)$$

A la limite, faisons tendre V_e vers 0 (la section est totalement plastifiée), ou ce qui revient au même, faisons tendre la courbure χ vers l'infini, alors le moment fléchissant tend vers une limite M_p appelée moment plastique.

$$M_p = \lim_{V_e \rightarrow 0} M \quad (3.9)$$

Une façon commode de calculer M_p est de le faire à partir du diagramme de contrainte limite bi-rectangulaire (toute la section est plastifiée).

$$M_p = 2 \sigma_y \int_0^{+V} y \cdot b(y) \cdot dy = 2 \cdot S \cdot \sigma_y \quad (3.10)$$

Où S désigne le moment statique de la demi-section par rapport à l'axe moyen du profilé complet.

On pose : $W_{pl} = 2 \cdot S$

W_{pl} : Module plastique.

$$M_p = W_{pl} \cdot \sigma_y \quad (3.11)$$

Remarque :

Le moment plastique est une idéalisation, il ne peut jamais être réellement atteint car une rupture des fibres les plus tendues (ou les fibres les plus comprimées) surviendra plutôt.

3.3. Facteur de forme

3.3.1. Définition

Le facteur de forme est défini comme étant le rapport entre le moment plastique et le moment élastique max de la section.

$$k = \frac{M_p}{M_{\sigma_{\max}}} \quad (3.12)$$

Le facteur de forme est donc, une valeur adimensionnelle.

3.3.2. Relation facteur de forme – comportement

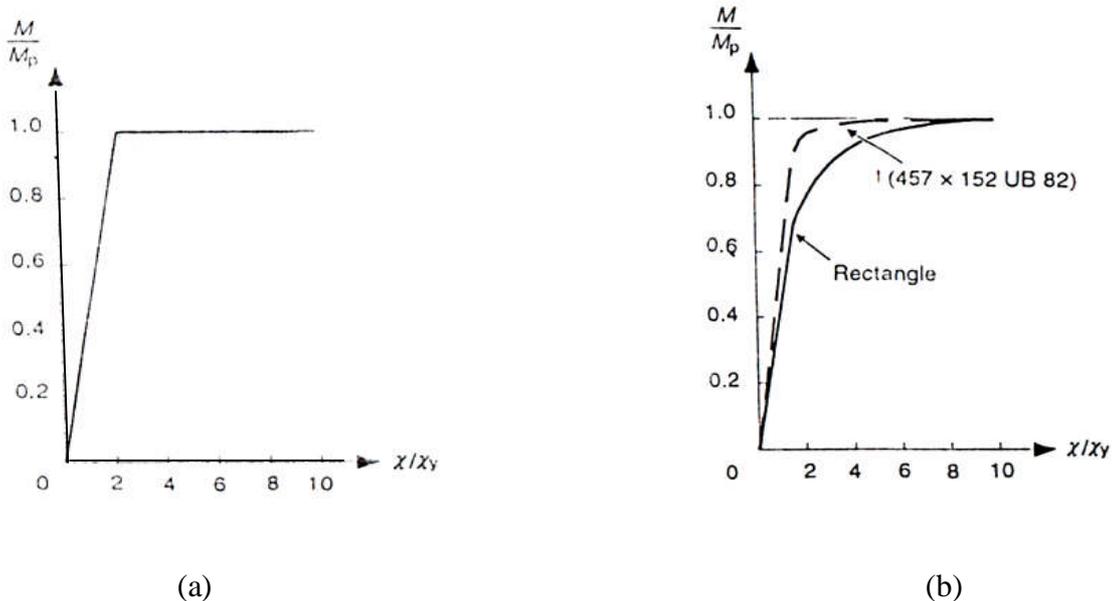


Figure (3.11). Diagramme moment courbure pour un élément en charpente métallique

Le diagramme moment courbure idéal est représenté dans la figure (3.11.a), il ya une partie élastique dont la pente est la rigidité EI et le moment est proportionnel à la courbure.

Lorsque le moment atteint le moment plastique, une rotule plastique se forme et la courbure augmente sans aucun changement du moment; ceci s'appelle "la rotation plastique".

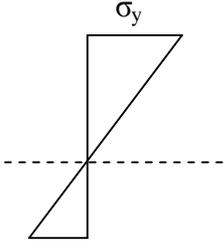
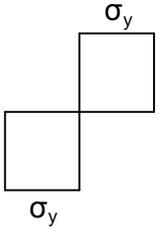
La courbe idéale présente un facteur de forme égal à l'unité et la section idéale a un comportement élastique même si le moment extérieur atteint le moment plastique.

La figure (3.11.b) montre que plus le facteur de forme d'une section donnée est proche de l'unité, plus son diagramme moment courbure converge vers la courbe idéale.

3.4. Synthèse

Le tableau ci-dessous regroupe le comportement d'une section en charpente métallique en élasticité et en plasticité.

Tableau (3.1). Comportement d'une section en charpente métallique

Comportement en élasticité	
1-	<p>diagramme des contraintes</p> 
2-	<p>Position de l'axe neutre coïncide avec le centre de gravité de la section.</p>
Comportement plastique	
1-	<p>diagramme des contraintes</p> 
2-	<p>état de ruine atteint lorsque toutes les fibres se seront plastifiées</p>
3-	<p>position de l'axe neutre coïncide avec l'axe qui divise la section en deux sections égales</p>
4-	<p>présence du module plastique</p>
5-	<p>pour appliquer le concept de l'analyse plastique, la section doit être plastique.</p>
6-	<p>La charpente métallique est menacée par les phénomènes de déversement et du flambement</p>

4. Analyse de sections non usuelles en béton armé en flexion simple avec développement graphique d'abaques à trois entrées pour des sections non usuelles

4.1 Introduction:

Dans la pratique ou dans la littérature existante, seules les sections usuelles sont présentées (rectangulaire, carrées ou en Te). En général leur traitement est soit analytique (*CP110* [3], *BS 8110*[11], *Eurocode 2* [5,9]) soit par le biais d'un algorithme (*BAEL* [4]) ou pratique (*CP110*). Le traitement de sections non usuelles a fait l'objet d'une thèse de magister (Zerguini 1993 [13]) dont l'objectif était principalement le développement graphique d'abaques à trois entrées permettant un ferrailage optimum et une détermination rapide du moment plastique. Du fait de l'hétérogénéité du béton armé et du nombre important de paramètres influents, l'analyse de sections en béton armé et la détermination du moment plastique même pour des sections usuelles sont laborieuses (caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier, caractéristiques géométriques y compris l'enrobage, nature et forme des blocs de contraintes à adopter et les diagrammes contraintes-déformations pour les aciers (bilinéaire, tri linéaire, réels ou idéalisés)). De ce fait le traitement devient encore plus laborieux quand la forme géométrique change et devient plus complexe.

L'objectif du présent chapitre est de présenter l'analyse de sections non usuelles en béton armé d'une manière générale et de présenter l'analyse particulière pour un certain nombre de sections non usuelles à savoir les sections rectangulaires, trapézoïdales, en Y et circulaires avec le développement de catalogues d'abaques à trois entrées pour ces quatre types de sections.

4.2. Analyse de sections non usuelles en béton armé en flexion simple

4.2.1 Hypothèse d'analyse

L'étude de ces sections doit passer par l'analyse du bloc de contrainte de compression, lequel, pour une position donnée de l'axe neutre, présente différents sous-bloc de contraintes.

En effet, l'irrégularité géométrique de la section considérée donne naissance à un bloc de compression dont les plans de contraintes varient suivant la largeur de la section (figure 4.1).

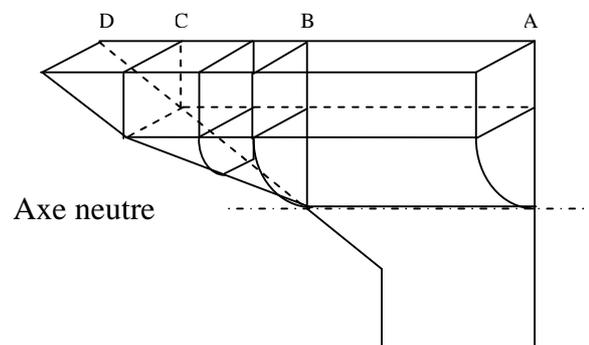


Figure (4.1). Variation du bloc de contrainte de compression à travers la largeur d'une Section non usuelle en béton armé

Il est donc nécessaire de déterminer les caractéristiques des différents sous blocs de contraintes pour les positions possibles de l'axe neutre, afin de pouvoir en évaluer l'effet lors de la détermination du moment ultime de la section; c'est-à-dire lors de la formulation des équations qui régissent le comportement de la section en flexion simple. L'analyse ainsi menée est dite approche exacte.

Cette dernière, donne naissance à des systèmes d'équations dont la manipulation, en vue d'une résolution ou d'une interprétation s'avère laborieuse.

Par mesure de simplification, en admettant que l'aire comprimée de la section étudiée est entièrement sollicitée par des plans de contraintes rectangulaires équivalents, le modèle analytique devient alors plus souple et plus pratique.

La validité du modèle simplifié passe, obligatoirement par l'évaluation de l'erreur en terme de moment ultime réduit.

Une étude antérieure [13] a montrée que cette erreur ainsi commise est négligeable d'autant plus qu'elle met le concepteur du coté de la sécurité, car le modèle simplifié sous estime la capacité portante de la section en flexion simple.

Par conséquent, le modèle simplifié traduit sans grande erreur, le comportement en flexion simple d'une poutre en béton armé de section non usuelle et peut donc être utilisé pour le dimensionnement et la vérification des sections étudiées.

4.2.2. Relation contrainte-déformation

4.2.2.1. Béton

Le comportement du béton structural est représenté par un diagramme parabole-rectangle de contraintes-déformations, figure (4.2), jusqu'à une déformation, ϵ_0 , à partir de laquelle les déformations augmentent tandis que les contraintes restent constantes.

La contrainte maximale de calcul est donné par:

$$\frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 f_{ck}}{1.5} = 0.567 f_{ck} \quad (4.1)$$

Le facteur de 0.85 tient compte de la différence entre la résistance de flexion et la résistance d'écrasement d'un cylindre du béton, et $\gamma_c = 1.5$ est le coefficient de sécurité habituel pour le béton. La déformation maximale de 0.0035 est typique pour toutes les résistances caractéristiques du béton.

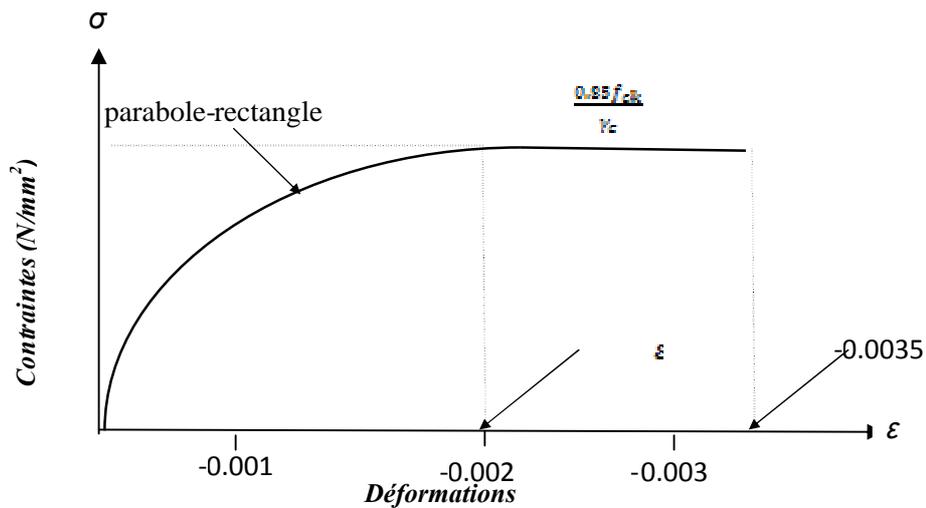


Figure (4.2). Diagramme parabolique-rectangle du béton en compression

4.2.2.2 Acier d'armatures

Le diagramme contrainte-déformation de l'acier est représenté sur la figure (4.3). Le **comportement** de l'acier est identique en traction et en compression, la courbe reste linéaire dans la phase élastique jusqu'à la contrainte d'écoulement de calcul f_y/γ_s , où f_{yk} est la contrainte caractéristique d'écoulement et γ_s est le coefficient de sécurité.

Dans la phase élastique, le rapport entre la contrainte et la déformation est!

Contrainte = module d'élasticité \times déformation

$$= E_s \times \epsilon_s \quad (4.2)$$

De sorte que, la déformation d'écoulement de calcul est:

$$\epsilon_y = \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) / E_s \quad (4.3)$$

- a) La limite élastique pour $= 235 \text{ N/mm}^2$, $= 204.34 \text{ N/mm}^2$ 204.4 N/mm^2
- b) La limite élastique pour $= 400 \text{ N/mm}^2$, $= 347.8 \text{ N/mm}^2$ 348 N/mm^2

$$\begin{aligned} \epsilon_y &= 400 / (1.15 \times 200 \times 10^3) \\ &= 0.00173 = 1739.10^6 \mu\text{strain} = 1.74 \text{ ‰} \end{aligned}$$

Il convient de noter que l'Eurocode 2 permet l'utilisation d'une alternative de calcul de la courbe de contrainte-déformation représentée sur la figure (4.3) avec une branche supérieure inclinée avec une déformation maximum limitée à 0.01[5].

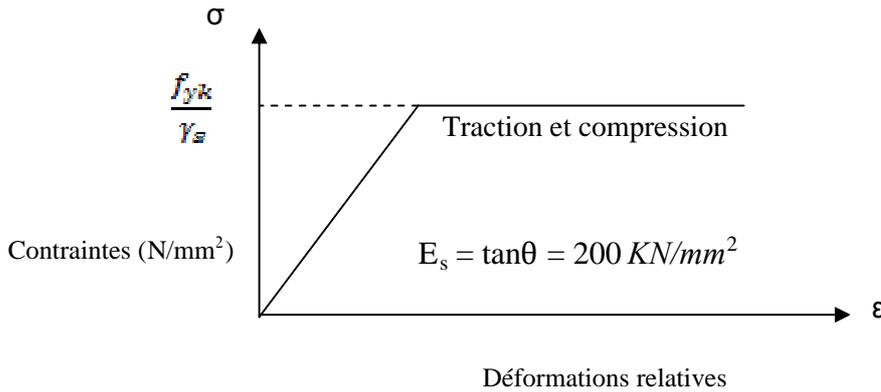


Figure (4.3). Diagramme de calcul pour l'acier

4.2.3. Bloc de contraintes rectangulaire simplifié adopté par l'Eurocode 2

Le bloc rectangulaire simplifié adopté par l'Eurocode 2 et précédemment par le B.A.E.L est basé sur le principe de Whitney [6] et il crée de telle sorte que son centre de gravité coïncide avec le centre de gravité du bloc réel. De ce fait, sa profondeur n'arrive pas jusqu'à l'axe neutre.

Il peut être vu à partir de la figure (4.4) que ce bloc de contraintes ne se prolonge pas jusqu'à l'axe neutre de la section mais à une profondeur $s = 0.8 x$. et que le centre de gravité est approximativement au même endroit que pour le bloc parabole-rectangle; il en est de même pour les surface des deux types de blocs qui sont approximativement égales [9].

4.3. Dérivation des équations de base pour une section non usuelle

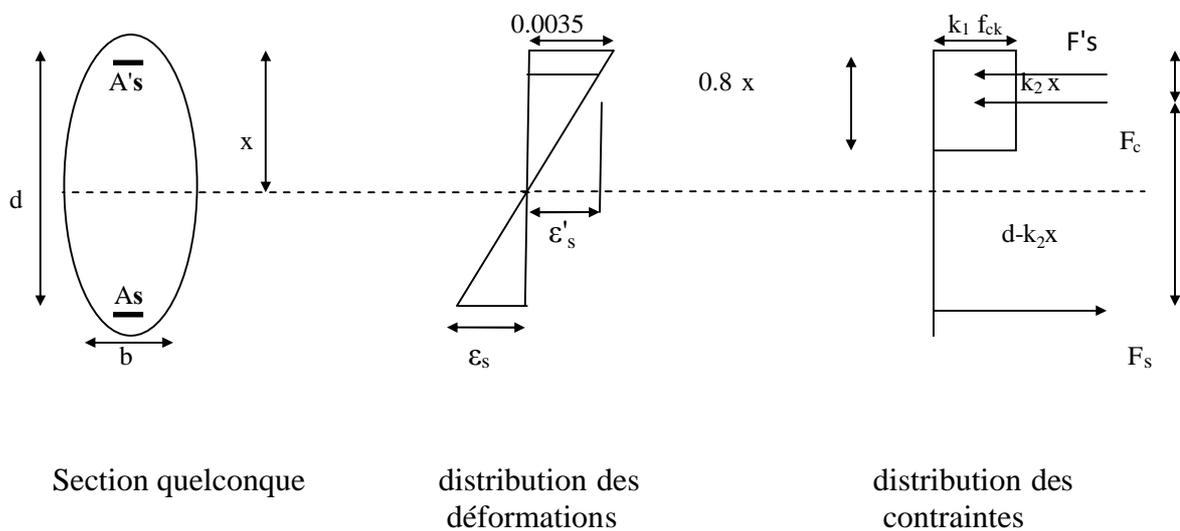


Figure (4.4). Section non usuelle à l'E.L.U

Soit une section quelconque à axe de symétrie vertical (figure 4.4) où A_s et A'_s représentent respectivement, les sections des armatures tendues et comprimées. La distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues noté d , est dite hauteur utile de la section.

La valeur de la déformation relative de la fibre la plus comprimée à l'état limite ultime est fixé, en flexion simple, à 3.5‰, par conséquent la compatibilité des déformations unitaires des matériaux acier et béton, s'exprime à travers les relations suivantes:

$$\varepsilon_s = \frac{1 - \frac{x}{d}}{\frac{x}{d}} \varepsilon_{cu} \quad (4.4)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\frac{x}{d} - \frac{d'}{d}}{\frac{x}{d}} \varepsilon_{cu} \quad (4.5)$$

k_1 : coefficient de remplissage

k_2 : coefficient de positionnement.

$$k_1 = 0.567$$

$$k_2 = 0.4$$

A partir de l'équilibre interne :

$$F_c + F'_s - F_s = 0 \quad (4.8)$$

De sorte que :

$$F_c = 0.567 f_{ck} A_c(x)$$

$$F'_s = f'_s A'_s$$

$$F_s = f_s A_s$$

Où f_s et f'_s sont les contraintes dans les armatures tendues et comprimées

Substituant, l'équation d'équilibre (4.8) devient alors :

$$0.567 f_{ck} A_c(x) + f'_s A'_s = f_s A_s \quad (4.9)$$

En divisant les deux termes de l'équation (3.9) par A_u on aura:

$$0.567 f_{ck} \frac{A_c(x)}{A_u} + \rho' f'_s = \rho f_s \quad (4.10)$$

L'équation (4.10) est une équation qui présente trois inconnues interdépendantes $A_c(x)$, f'_s , f_s , qui ne peut être résolue que par la méthode d'essai successifs [9].

Les étapes à suivre dans cette méthode sont :

- 1) Fixer x premièrement égale à une valeur de $x = d/2$;
- 2) Calculer ε_s et ε'_s par les équations :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d - x}{x} \right) \quad (4.11)$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_{cu} \left(\frac{x - d'}{x} \right) \quad (4.12)$$

Où d est la hauteur utile, d' : est l'enrobage des armatures comprimées.

Après avoir déterminé les déformations, on peut évaluer les contraintes dans les armatures, f'_s et f_s à partir des courbes contraintes-déformations appropriées.

- 4) Remplaçant x , f'_s et f_s dans l'équation d'équilibre (4.10), si l'égalité est vraie, x est une solution, Si ce n'est pas le cas, le problème exigerait la solution en essayant des valeurs successives de x jusqu'à ce que :

$$F_c + F'_s = F_s$$

Une fois la profondeur de l'axe neutre est connue, l'équilibre est atteint, le moment ultime de la section sera donné par :

Par rapport au C.D.G du béton comprimé:

$$M_u / c.d.g_{\text{béton}} = F'_s (d - d') + F_s (d - 0.4x) \quad (4.13)$$

En divisant les deux termes de l'équation (4.13) par $A_u d$, on obtiendra l'expression du moment réduit:

$$\frac{M_u}{A_u d} = \rho' f'_s \left(0.4 \frac{x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + \rho f_s \left(1 - 0.4 \frac{x}{d} \right) \quad (4.14)$$

4.3.1 Cas particulier des sections rectangulaires, trapézoïdales, en Y et circulaires

a) Cas d'une Section rectangulaire

Les relations découlant de l'analyse d'une section rectangulaire en flexion simple, sont déduites de celles de la section non usuelle, en remplaçant la section du béton comprimé $A_c(x)$ par celle d'une section rectangulaire.

Pour une section rectangulaire, la section du béton comprimé s'exprime:

$$A_c(x) = bx$$

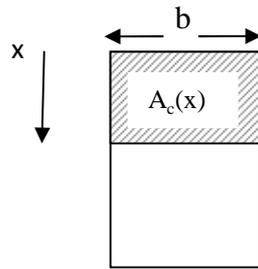


Figure (4.5). Section du béton comprimé pour une section rectangulaire en BA

L'équation d'équilibre devient alors:

$$0.454f_{ck} \frac{bx}{bd} + \rho' f_{sc}$$

$$0.454f_{ck} \frac{bx}{bd} + \rho' f'_s = \rho f_s$$

D'où:

$$0.454f_{ck} \left(\frac{x}{d} \right) + \rho' f'_s = \rho f_s \quad (4.15)$$

La section utile est obtenue en remplaçant la variable x par la valeur de la hauteur utile d dans l'expression de l' $A_c(x)$, donc:

$$A_{ux} = bd$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \rho' f'_s \left(0.4 \frac{x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + \rho f_s \left(1 - 0.4 \frac{x}{d} \right) \quad (4.16)$$

b) Cas d'une Section trapézoïdale.

Les relations découlant de l'analyse d'une section trapézoïdale en flexion simple, sont déduites de celles de la section non usuelle, en remplaçant la section du béton comprimé $A_c(x)$ par celle d'une section trapézoïdale.

Pour une section trapézoïdale, la section du béton comprimé s'exprime:

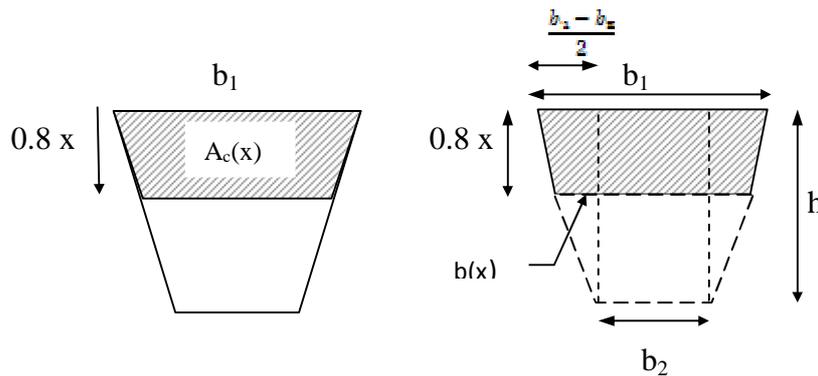


Figure (4.6). Section du béton comprimé pour une section trapézoïdale en BA

$$A_c(x) = b_2 x + \left[\left(\frac{b_1 - b_2}{2} + b(x) \right) x \right]$$

$$= b_2 x + \left(\frac{b_1 - b_2}{2} + b(x) \right) x$$

Comme:

$$b(x) = \frac{(h - x)(b_1 - b_2)}{2h}$$

Donc :

$$A_c(x) = \frac{(b_2 - b_1)}{2h} x^2 + b_1 x \quad (4.17)$$

L'expression de la section du béton comprimé est un polynôme du deuxième degré.

En remplaçant l'expression de l' $A_c(x)$ dans la formule (4.10) et en remplaçant x par $0.8x$,

L'équation d'équilibre devient:

$$0.567 f_{ck} \left(0.64 \frac{(b_2 - b_1)}{2h} x^2 + 0.8 b_1 x \right) + f'_s A'_s = f_s A_s$$

D'où:

$$f_{ck} \left(0.363 \frac{(b_2 - b_1)}{2h} x^2 + 0.454 b_1 x \right) + f'_s A'_s = f_s A_s \quad (4.18)$$

La section utile est obtenue en remplaçant la variable x par la valeur de la hauteur utile d dans l'expression de l' $A_c(x)$ en sachant que $h = 0.9d$, donc:

$$A_{cs} = (0.55 b_1 + 0.45 b_2) d$$

L'équation du moment réduit sera donc:

$$\frac{Mu}{(0.55b_1 + 0.45b_2) d^2} = \rho' f'_s \left(0.4 \frac{x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + \rho f_s \left(1 - 0.4 \frac{x}{d} \right) \quad (4.19)$$

c) Cas d'une Section en Y.

Les relations découlant de l'analyse d'une section en Y en flexion simple, sont déduites de celles de la section non usuelle, en remplaçant la section du béton comprimé $A_c(x)$ par celle d'une section en Y.

Pour une section en Y, la section du béton comprimé s'exprime:

- **L'axe neutre est dans la partie trapézoïdale:**

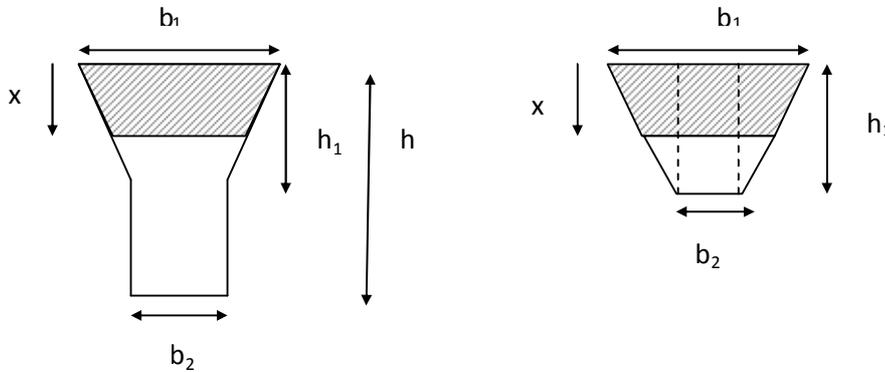


Figure (4.7). Section du béton comprimé pour une section en Y où l'axe neutre est dans la Partie trapézoïdale

$$A_c(x) = \frac{(b_2 - b_1)}{2h_1} x^2 + b_1 x \quad (4.20)$$

En remplaçant l'expression de l' $A_c(x)$ dans la formule (4.10) et en remplaçant x par $0.8 x$,

L'équation d'équilibre devient:

$$0.567 f_{ck} \left(0.64 \frac{(b_2 - b_1)}{2h_1} x^2 + 0.8 b_1 x \right) + f'_s A'_s = f_s A_s$$

D'où:

$$f_{ck} \left(0.363 \frac{(b_2 - b_1)}{2h_1} x^2 + 0.454 b_1 x \right) + f'_s A'_s = f_s A_s \quad (4.21)$$

- L'axe neutre est dans la nervure:

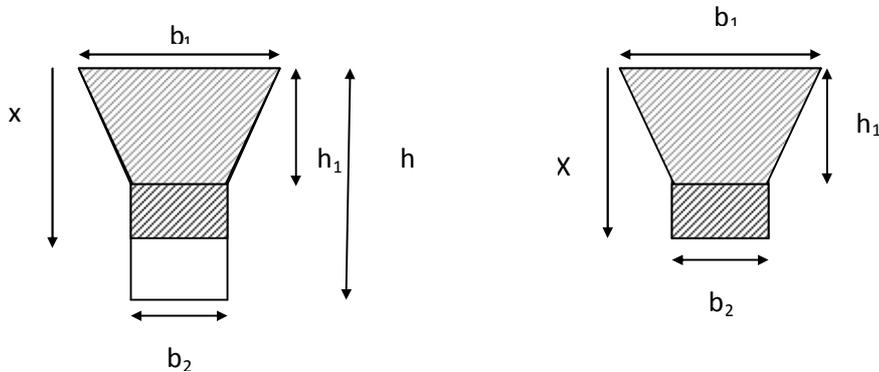


Figure (4.8). Section du béton comprimé pour une section en Y où l'axe neutre est dans la Nervure

$$A_c(x) = \left(\frac{b_1 + b_2}{2}\right)h_1 + (x - h_1)b_2$$

$$A_c(x) = b_2x + \left(\frac{b_1 - b_2}{2}\right)h_1 \quad (4.22)$$

La section utile est obtenue en remplaçant la variable x par la valeur de la hauteur utile d dans l'expression de l' $A_c(x)$ en sachant que $h = 0.9d$, et $h = 4h_1$ donc:

$$A_{cu} = (0.139 b_1 + 0.861 b_2)d$$

En remplaçant l'expression de l' $A_c(x)$ dans la formule (4.10) et en remplaçant x par 0.8 x,

L'équation d'équilibre devient:

$$0.567 f_{ck} \left(0.8 b_2 x + \left(\frac{b_1 - b_2}{2}\right)h_1\right) + f'_s A'_s = f_s A_s$$

D'où:

$$f_{ck} \left(0.454 b_2 x + \left(\frac{b_1 - b_2}{2}\right)h_1\right) + f'_s A'_s = f_s A_s \quad (4.23)$$

L'équation du moment réduit sera donc:

$$\frac{Mu}{(0.139b_1 + 0.861b_2)d^2} = \rho' f'_s \left(0.4 \frac{x}{d} - \frac{d'}{d}\right) + \rho f_s \left(1 - 0.4 \frac{x}{d}\right) \quad (4.24)$$

d) Cas d'une Section circulaire:

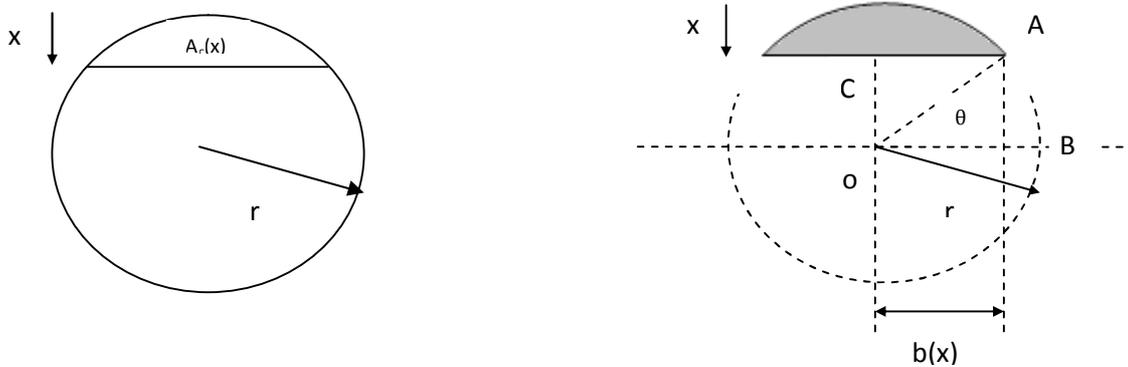


Figure (4.9). Section du béton comprimé pour une section circulaire en BA

- si $0 < x < r$:

$$x = r(1 - \sin\theta) \quad \text{avec } \theta \text{ en radian}$$

$$\cos\theta = \frac{b(x)}{r} \Rightarrow b(x) = r \cos\theta$$

L'aire du triangle OCA est:

$$\begin{aligned} [OCA] &= \frac{1}{2} b(x) (r - x) = \frac{1}{2} r \cos\theta r \sin\theta \\ &= \frac{1}{2} r^2 \cos\theta \sin\theta \end{aligned}$$

L'aire de la portion de cercle OAB est

$$OAB = \frac{\theta}{2} r^2$$

L'aire de la section du béton comprimé est donc:

$$A_c(\theta) = \frac{\pi}{2} r^2 - 2 \left(\frac{\theta}{2} r^2 + \frac{1}{2} r^2 \cos\theta \sin\theta \right)$$

$$A_c(\theta) = r^2 \left[\frac{\pi}{2} - (\cos\theta \sin\theta + \theta) \right] \quad (4.25)$$

- si $r < x < d$:

$$x = r(1 + \sin\theta)$$

$$A_c(\theta) = r^2 \left[\frac{\pi}{2} + (\cos\theta \sin\theta + \theta) \right] \quad (4.26)$$

La section utile est obtenue en remplaçant la variable x par la valeur de la hauteur utile d dans l'expression de $A_c(\theta)$ après avoir effectué le changement de variable.

$$0.8 x = r(1 + \sin\theta)$$

$$\frac{0.8 x}{r} = (1 + \sin\theta)$$

$$1.8 \frac{0.8 x}{d} = 1 + \sin\theta$$

Pour $x = d$, $\theta = 0.4556 \text{ Radian}$

En remplaçant $\theta = 0.4556 \text{ Radian}$ dans l'équation (4.26), on obtient:

$$A_u = 2.42 r^2$$

En remplaçant l'expression de $A_c(\theta)$ dans la formule (4.10), L'équation d'équilibre devient:

- si $0 < x < r$:

$$0.567 f_{ck} \left(r^2 \left[\frac{\pi}{2} - (\cos\theta \sin\theta + \theta) \right] \right) + f'_s A'_s = f_s A_s \quad (4.27)$$

- si $r < x < d$:

$$0.567 f_{ck} \left(r^2 \left[\frac{\pi}{2} + (\cos\theta \sin\theta + \theta) \right] \right) + f'_s A'_s = f_s A_s \quad (4.28)$$

L'équation du moment réduit sera donc:

$$\frac{Mu}{4.36 r^3} = \rho' f'_s \left(0.4 \frac{x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + \rho f_s \left(1 - 0.4 \frac{x}{d} \right) \quad (4.29)$$

4.4. Conception et développement graphique d'abaques à trois entrées.

L'objectif étant la réalisation d'abaques, d'utilisation facile et rapide pour des sections non usuelles en béton armé couvrant le spectre de la pratique, reliant le moment ultime réduit des sections non usuelles, aux pourcentages d'armatures correspondants.

L'exploitation de ces abaques se fait dans les deux sens; en effet, à partir d'un moment extérieur connu, le ferrailage optimum est déterminé par une simple lecture, et inversement pour une section complètement définie, le moment ultime ou plastique est directement déduit

La conception et le développement graphique d'abaques à trois entrées pour des sections non

usuelles en béton armé en flexion, liant graphiquement le moment réduit $\frac{M_{u1}}{A_u d}$ et les taux d'armatures tendues

$\rho = \frac{100 A_s}{A_u}$ et les taux d'armatures comprimées $\rho' = \frac{100 A'_s}{A_u}$ et en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode2 [5,9], est Il est basée sur la formulation et la résolution du modèle analytique, qui régit le comportement de ces sections en flexion simple à l'état limite ultime

Ainsi:

$$0.567 f_{ck} \frac{A_c(x)}{A_u} + \rho' f'_s = \rho f_s \tag{4.10}$$

$$\frac{M_u}{A_u d} = \rho' f'_s \left(0.4 \frac{x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + \rho f_s \left(1 - 0.4 \frac{x}{d} \right) \tag{4.14}$$

Pour des rapports indiqués de A'_s/A_u , A_s/A_u , d'/d et pour des valeurs données de f_{ck} et f_{yk} , les deux équations peuvent être résolues pour donner des valeurs pour x/d et $M/A_u d$

Chaque valeur obtenue du moment réduit représente un point de la courbe

Pour avoir tous les points nécessaires pour le traçage de la courbe en question, il faut faire varier le paramètre ρ .

La variation du paramètre ρ' , permet le passage d'une courbe à une autre.

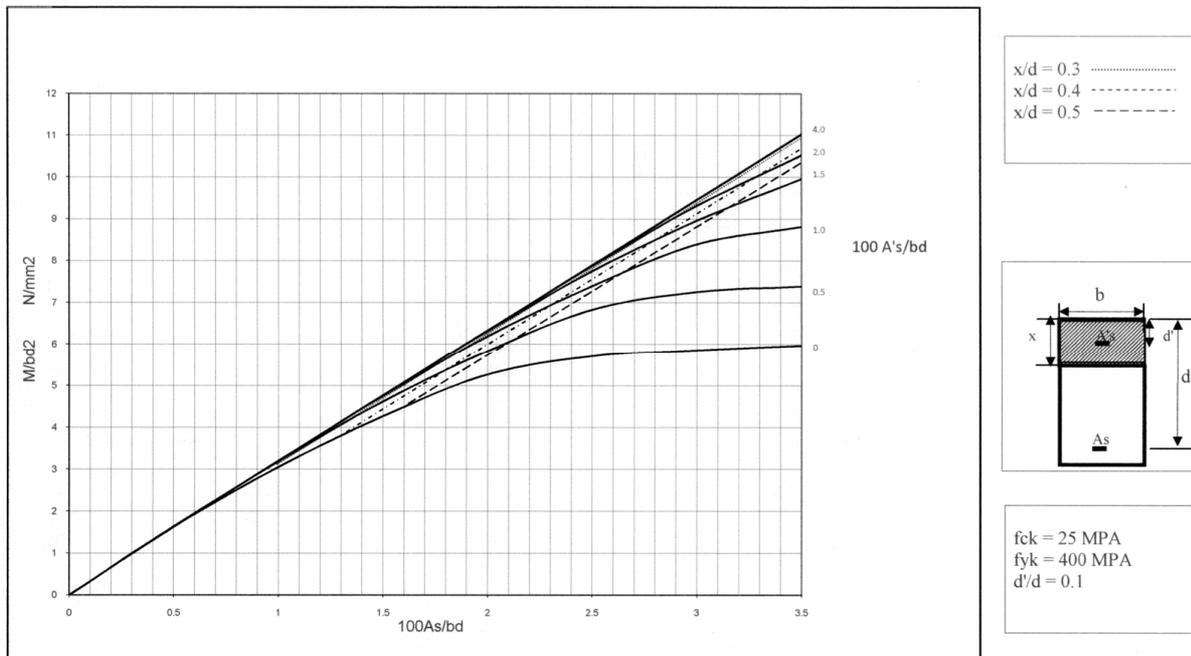


Figure (4.10). Abaque liant graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section rectangulaire en BA en flexion en utilisant les

caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode 2

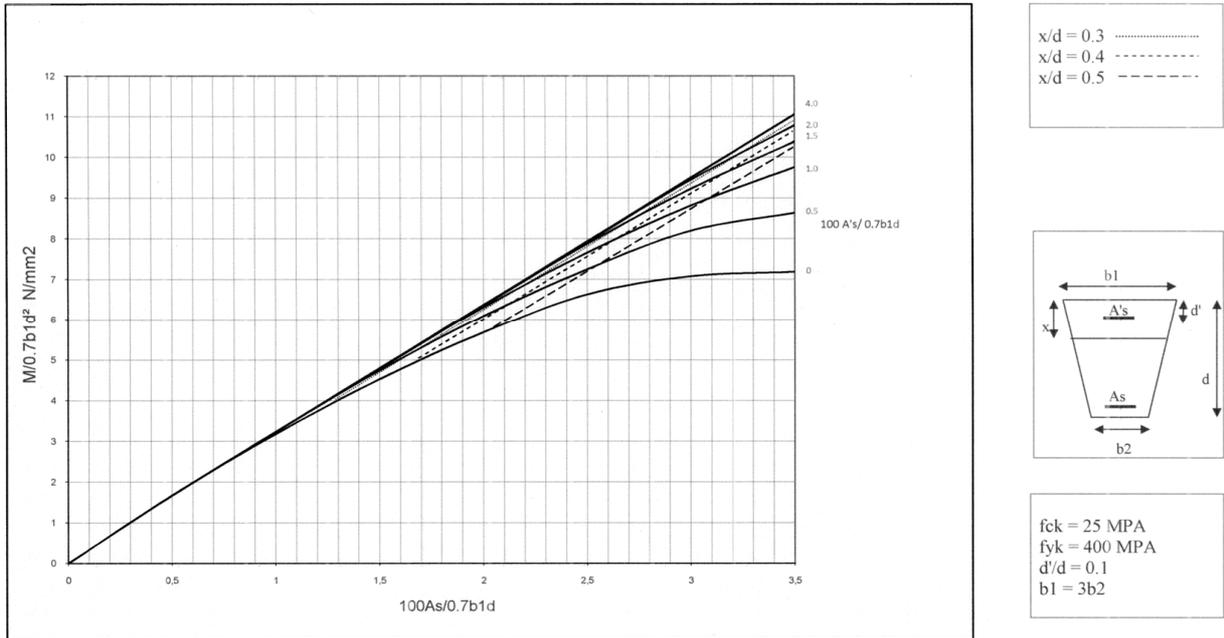


Figure (4.11). Abaque lient graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section trapézoïdale en BA en flexion en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode 2

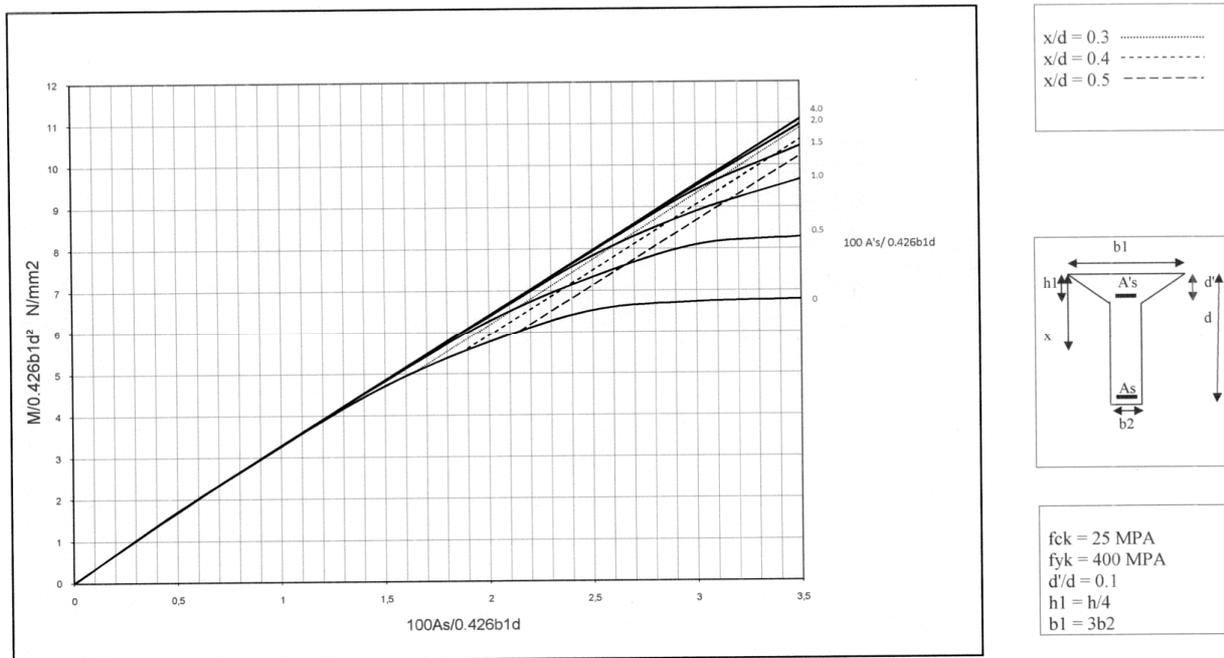


Figure (4.12). Abaque lient graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section en Y en BA en flexion en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode 2

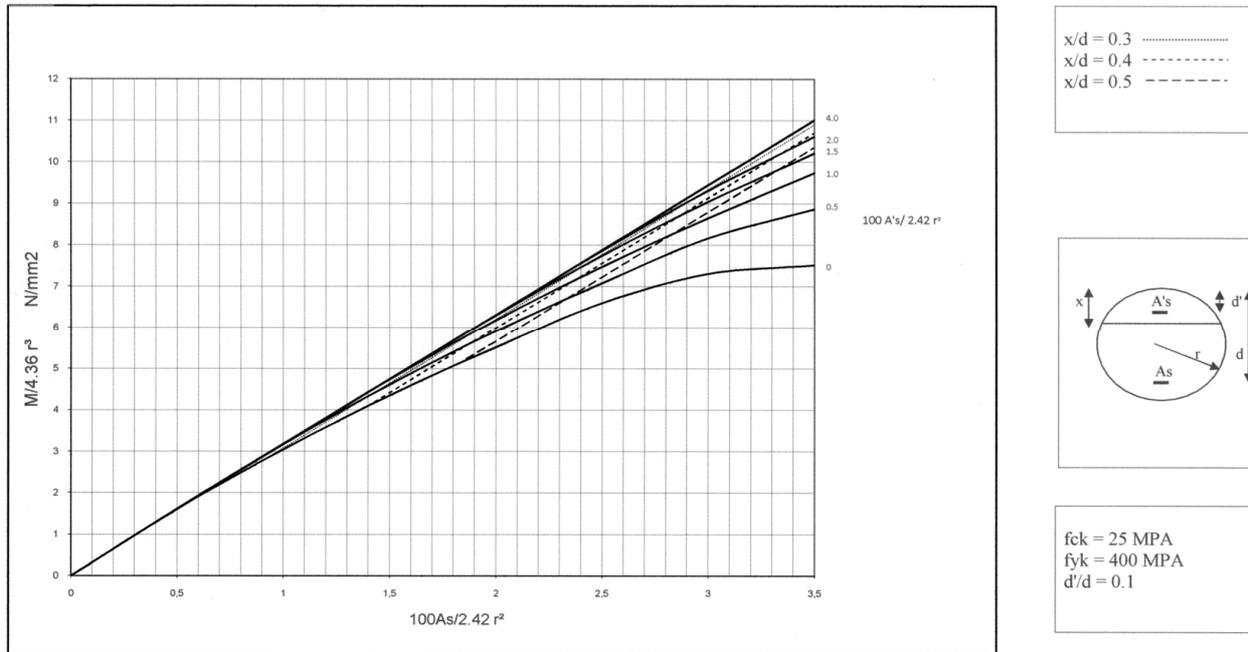


Figure (4.13). Abaque lient graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section circulaire en BA en flexion en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2*

4.5. Organigramme et présentation du programme de calcul

4.5.1 Organigramme

La résolution du système d'équation précédent, consiste à localiser la position de l'axe neutre solution par itérations successives. Il est à noter qu'au cours de la recherche, la vérification de l'équation d'équilibre des forces internes, s'effectue sur le système d'équation:

Une fois la position de l'axe neutre solution est localiser, on peut déterminer les valeurs des contraintes dans les armatures tendues et comprimées par l'intermédiaire des équations de compatibilité (3.11) et (3.12) et la valeur du moment réduit sera calculée donc par l'équation:

$$\frac{Mu}{A_s d} = \rho' f'_s \left(0.4 \frac{x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + \rho f_s \left(1 - 0.4 \frac{x}{d} \right) \quad (4.14)$$

Cette valeur du moment réduit représente le premier point de la courbe.

Les autres points de la première courbe s'obtiennent en faisant varier le paramètre ρ .

Les autres courbes s'obtiennent en faisant varier le paramètre ρ' de sorte qu'un ensemble d'abaques tels que ceux représentés dans les figures (4.10), (4.11), (4.12) et (4.13) peuvent être tracés.

Afin de donner un caractère général aux solutions qu'exprime le diagramme des moments ultimes, lesquels dans ce cas sont exploitables pour un ensemble de sections, il ya intérêt à ce que les caractéristiques géométriques des sections, interviennent dans les équations d'équilibre sous forme de rapports adimensionnels.

Par conséquent, le moment ultime solution (M_u), sera présenté sous forme de rapport qu'on notera moment ultime réduit de la section ($\frac{M_u}{A_s d}$).

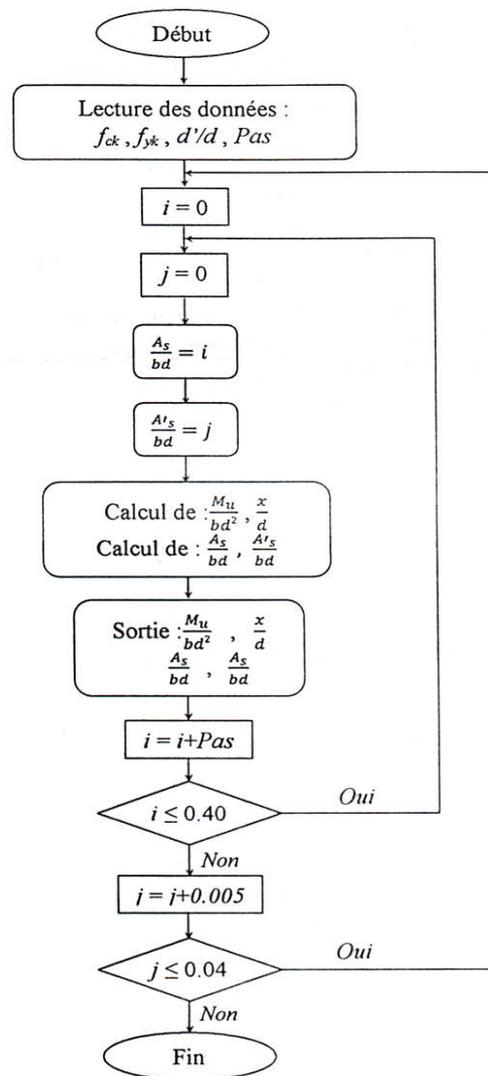


Figure (4.14). Organigramme de calcul du programme numérique

4.5.2 Présentation du programme de calcul:

Développés en QBASIC, des programmes de calcul ont été mis en œuvre pour objectif principal, le calcul de la valeur du moment réduit pour une section complètement définie.

La détermination des contraintes dans le béton et dans les armatures, s'appuie sur les diagrammes contrainte-déformation des deux matériaux, proposés par les règles de L' Eurocode 2[5,9].

Un programme est conçu pour chaque type de section, il permet la résolution de l'équation d'équilibre par la méthode des essais successifs pour obtenir la valeur de la position de l'axe neutre ainsi que les contraintes dans les armatures tendues et comprimées en tenant compte de toutes les position possible de l'axe neutre, ensuite il calcul la valeur du moment réduit.

Chaque opération de calcul permet de déterminer un seul point de la courbe à tracer.

5. Conception de sections en béton armé équivalentes aux différents IPE et calcul de leurs facteurs de forme

5.1 Introduction:

Du fait que les profilés en charpente métallique sont réalisés en usine et que leurs dimensions géométriques ainsi que les caractéristiques du métal utilisé sont connus et qui sont classés comme des sections plastiques. Les modules plastiques et de ce fait les moments plastiques sont directement donnés dans la littérature et tabulés. Par contre les sections en béton armé ayant le même moment plastique qu'un profilé donné peuvent être multiples. Le nombre de paramètres est important (largeur, hauteur, enrobage, résistance caractéristique du béton, résistance des aciers, etc.). La problématique étant de proposer la meilleure section équivalente en tenant compte de ce qui suit:

- i. Sections en béton armé devant impérativement être sous armées (matériau béton et acier exploité au maximum, $\epsilon_{cu} = 0.0035$, ϵ_{st} et $\epsilon_{sc} > \epsilon_y$).
- ii. Sections produites économiquement (minimisation de la section de béton et celle des aciers).
- iii. Sections performantes (qui présentent le plus faible facteur de forme).

Pour contourner et résoudre ce problème, le développement d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées, utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* est indispensable.

L'objectif principal étant de sélectionner une série de sections équivalentes en béton armé répondant à deux exigences fondamentales (conception optimale et meilleure plastification possible).

5.2. Caractéristiques des matériaux utilisés

5.2.1. Acier de construction

a) Introduction

Parmi les essais destructifs normalisés de contrôle de l'acier et qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers, seul l'essai de traction est mis en valeur et semble être le plus révélateur de données physiques, il permet de mesurer le module d'élasticité longitudinale, le coefficient de poisson, les contraintes limites d'élasticité et de rupture, l'allongement à la rupture.

b) Essai de traction

Il est pratiqué sur une éprouvette, soumise à un effort de traction progressif, croissant de zéro à la rupture (NF A. 03101) [7]. Un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de l'effort de traction appliqué (ou de contrainte). On obtient un diagramme contrainte/déformation, selon la figure (5.1) ci après.

Ce diagramme se décompose en 4 phases:

- *Phase OA*: zone rectiligne, pour les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est la zone élastique, qui est réversible, car si on supprime l'effort de traction, la barre revient à sa longueur initiale ($\Delta L/L = 0$).

- Phase AA' : palier horizontale, qui traduit un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau. C'est la zone plastique. A partir de A (par exemple, en M), si on supprime l'effort de traction, le retour à l'équilibre se fait selon une droite MM' , parallèle à OA , et la pièce conserve un allongement rémanent OM' .
- Phase $A'B$: la charge croît à nouveau avec les allongements jusqu'au point B .
- Phase BC : l'allongement continu, bien que la charge soit décroissante, jusqu'au point C , qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique est localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est plus homogène. Il y a striction.

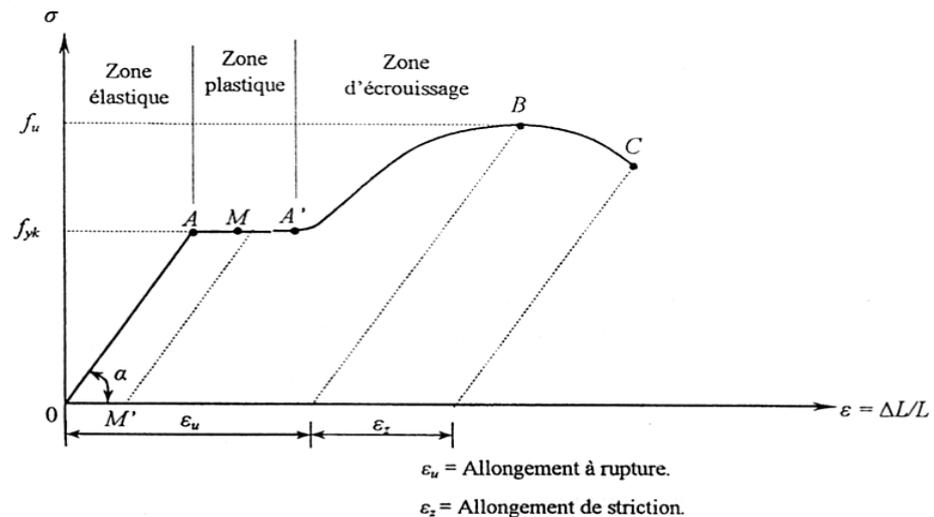


Figure (5.1). Diagramme contraintes-déformations de l'acier pour $\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$

c) Plasticité de l'acier: réserve de sécurité

Le palier de ductilité AA' est particulièrement important en construction métallique, car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que localement dans une structure à des pièces qui peuvent être sollicitées au-delà de cette limite élastique. Elles disposent, dans ce cas, du palier AA' pour se décharger dans des zones avoisinantes. On dit qu'il y a adaptation plastique.

Plus la teneur en carbone des aciers augmente, plus, f_{yk} , augmente, plus le palier de ductilité se raccourcit et plus l'allongement à rupture diminue. La sécurité est donc inversement proportionnelle au taux de carbone. C'est pourquoi seuls les aciers doux (à faible taux de carbone) sont autorisés en construction métallique. Le taux moyen de carbone étant de 0.2 %,

Figure (5.2) [7].

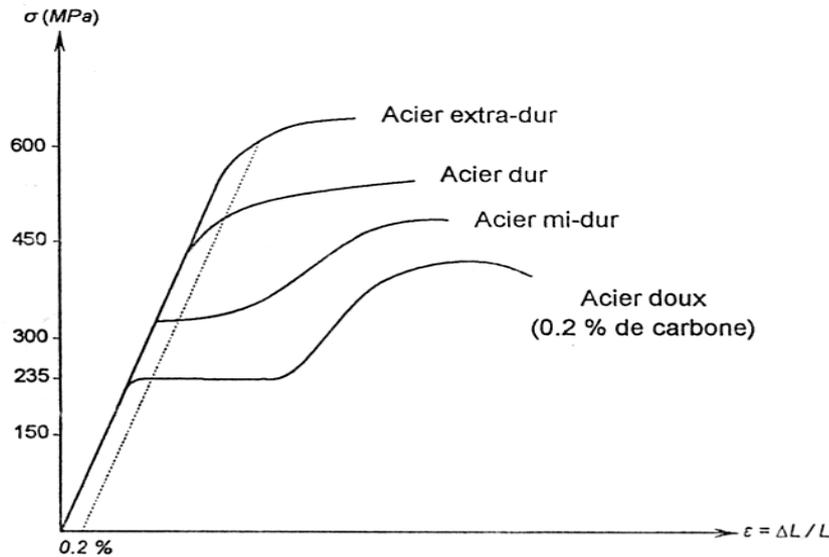


Figure (5.2). Diagramme contrainte-déformation de l'acier en fonction du taux de carbone

Cette notion de plasticité/sécurité est très importante, en effet, lorsqu'une pièce est excessivement sollicitée, au-delà de la limite élastique, f_{yk} , si elle est constituée en acier dur ou en fonte, elle va périr par rupture brutale, sans présenter au préalable de signe ou de déformation prémonitoire. Par contre, une pièce en acier doux va présenter de grandes déformations, qui vont prévenir du danger latent.

Alors que les règles *CM 66* [7] ne tenaient que sommairement compte de cette possibilité pour les pièces fléchies (par l'introduction d'un coefficient d'adaptation plastique), l'*Eurocode 3* [8], au contraire est établi sur la base de ce comportement élasto-plastique de l'acier.

d) Caractéristiques des profilés utilisés

Les profilés utilisés dans la présente étude sont des profils en double T à ailes étroites, figure(4.3), dont le moment d'inertie I_y est petit vis-à-vis du moment d'inertie I_z . Le poids par mètre courant de ces profilés est relativement faible, ils sont principalement utilisés comme éléments fléchis. On distingue la gamme des profilés *IPE*, dont les ailes sont d'épaisseur constante. Le tableau (5.1) rassemble les caractéristiques géométriques de la série des *IPE* (80/600).

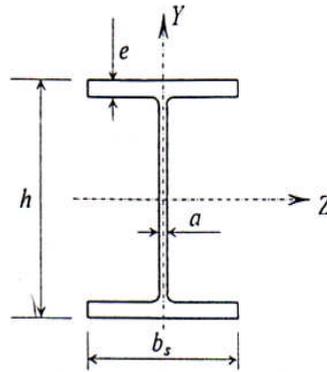


Figure (5.3). Section transversale d'un profilé IPE

Tableau (5.1). Caractéristiques des différents profilés type IPE

Profilé	Dimensions				Section $S (mm^2)$	Poids $P (kg/m)$	Module plastique $W_{pl/z} (cm^3)$
	$h_s (mm)$	$b_s (mm)$	$a (mm)$	$e (mm)$			
IPE 80	80	46	3,8	5,2	764	6,0	23,2
IPE 100	100	55	4,1	5,7	1030	8,1	39,4
IPE 120	120	64	4,4	6,3	1320	10,4	60,7
IPE 140	140	73	4,7	6,9	1640	12,9	88,3
IPE 160	160	82	5,0	7,4	2010	15,8	124
IPE 180	180	91	5,3	8,0	2390	18,8	166
IPE 200	200	100	5,6	8,5	2850	22,4	221
IPE 220	220	110	5,9	9,2	3340	26,2	285
IPE 240	240	120	6,2	9,8	3910	30,7	367
IPE 270	270	135	6,6	10,2	4590	36,1	484
IPE 300	300	150	7,1	10,7	5380	42,2	628
IPE 330	330	160	7,5	11,5	6260	49,1	804
IPE 360	360	170	8,0	12,7	7270	57,1	1019
IPE 400	400	180	8,6	13,5	8450	66,3	1307
IPE 450	450	190	9,4	14,6	9880	77,6	1702
IPE 500	500	200	10,2	16,0	11600	90,7	2194
IPE 550	550	210	11,1	17,2	13440	106,0	2787
IPE 600	600	220	12,0	19,0	15600	122,0	3512

5.2.2 Béton

Le béton ordinaire présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à

40 N/mm^2 , mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. Pour pallier à sa faible résistance en traction et sa fragilité, on lui associe des armatures en acier.

La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est l'une des principales propriétés du béton, elle est obtenue par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, appelées (16×32), de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (aire de 200 cm²).

Pour mettre en exergue l'influence de cette résistance sur les dimensions de la section en béton armé équivalente à un profilé donné, trois valeurs de f_{ck} ont été retenues pour la présente étude à savoir 25, 30 et 40 N/mm².

5.2.3. Acier d'armatures

Les différents types d'aciers d'armatures utilisés dans le béton armé se distinguent par leurs nuances, leur état de surface et leurs propriétés mécaniques [4].

On distingue quatre types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui:

1. les aciers doux, sans traitement thermique ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 N/mm². Ce sont les rond-lisses (noté Ø), ils possèdent une très grande déformation à la rupture (allongement de 22 ‰).
2. les aciers laminés à chaud, naturellement durs, dits acier à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400 N/mm² et un allongement à la rupture de 14 ‰.
3. les aciers laminés à chaud et écrouis avec faible réduction de section (par traction-torsion), dits aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 N/mm² et un allongement à la rupture de 12 ‰.
4. les aciers laminés à froid par tréfilage (forte réduction de section), fortement écroui, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bobine. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 N/mm² et un allongement à la rupture de 8 ‰.

On pourra retenir que l'action de l'écrouissage et d'augmenter la limite d'élasticité en faisant disparaître le palier de plasticité, et de diminuer l'allongement à la rupture (plus fragile). Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young de

$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$. La déformation à la limite élastique est voisine de 0.2 ‰, en fonction de la valeur de la limite d'élasticité.

Afin de balayer tout les paramètres qui peuvent être influents sur les dimensions de la section en béton armé équivalente à un profilé donné ainsi que les taux d'armatures tendus et comprimés, deux valeurs pour la contrainte d'écoulement, f_{yk} , des aciers ont été retenues dans la présente étude à savoir 400 et 500 N/mm².

5.3 Détermination du moment plastique pour les différents IPE

Lors du dimensionnement d'un élément de structure, on fait appel aux lois de la statique et de la résistance des matériaux. Pour le calcul des efforts internes à savoir le moment plastique on peut utiliser la méthode d'analyse plastique, tenant compte de la plastification totale de la section [10]. Du fait que les caractéristiques des profilés sont données, ce calcul est facile, il suffit de connaître la contrainte d'écoulement, σ_y , de l'acier utilisé.

Les profilés en IPE ont une section en I, le modèle de calcul du moment plastique est exposé au chapitre 2. Le moment plastique de la gamme des IPE est donné dans le tableau (5.2) ci-après.

$$M_p = W_{pl} \cdot \sigma_y \quad (5.1)$$

W_{pl} : Module plastique

$$\sigma_y = 235 \frac{N}{mm^2}$$

Tableau (5.2). Moment Plastique des différents profilés type <i>IPE</i>			
Profilé	M_p (<i>KN.m</i>)	Profilé	M_p (<i>KN.m</i>)
<i>IPE 80</i>	5,45	<i>IPE 270</i>	113,74
<i>IPE 100</i>	9,26	<i>IPE 300</i>	147,58
<i>IPE 120</i>	14,26	<i>IPE 330</i>	188,94
<i>IPE 140</i>	20,75	<i>IPE 360</i>	239,47
<i>IPE 160</i>	29,14	<i>IPE 400</i>	307,15
<i>IPE 180</i>	39,01	<i>IPE 450</i>	399,97
<i>IPE 200</i>	51,94	<i>IPE 500</i>	515,59
<i>IPE 220</i>	66,98	<i>IPE 550</i>	654,95
<i>IPE 240</i>	86,25	<i>IPE 600</i>	825,32

5.4 Caractérisation de sections en béton armé équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme

5.4.1 Caractérisation de sections en béton armé équivalentes

5.4.1.1. Sections simplement armées

a) Introduction

La détermination de sections en béton simplement armées équivalentes aux différents *IPE* doit être établie par une conception optimale. Les sections en béton armé devant impérativement être sous armées (matériaux béton et acier exploités au maximum $\epsilon_{cc} = \epsilon_{cu}$, ϵ_{st} et ϵ_{sc} dépassant ϵ_y avec $x/d = 0.5$ qui correspond à une déformation plastique des aciers. Il s'agit de déterminer les dimensions de la section équivalente et la quantité d'armatures tendue, A_s . Ceci est un problème ardu et complexe car il consiste à déterminer plusieurs inconnues à la fois.

Cette opération ne peut se faire qu'a développer un catalogue d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées, en utilisant les

caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [5,9]. Ces abaques doivent être conçus en fonction des paramètres influents. (Une partie du catalogue d'abaques est donnée à titre illustratif dans l'annexe).

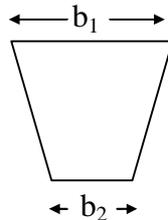
b) Processus de détermination

i. Principes

Le processus nécessite de connaître ou de fixer au préalable et en premier lieu les paramètres suivants: f_{ck} , f_{yk} et d'/d (il est à noter que chaque abaque développé a été fait pour une combinaison donnée de ces paramètres).

Par la suite, il est impératif de fixer l'une des inconnues géométriques, pour la présente étude, il a été retenu de fixer:

- la largeur de la section rectangulaire équivalente, b_c , et ce proportionnellement à la largeur d'un profilé donné, b_s ; le rapport de proportionnalité est noté $\beta = b_c / b_s$ et prend les valeurs 1,5 et 2,5.
- Pour une section trapézoïdale:

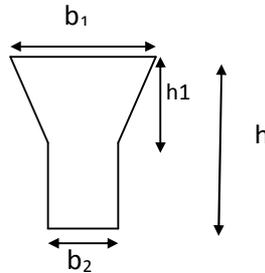


On prend: $b_1 + b_2 = 2 b_c$ et $b_1 = 3 b_2$

- Pour une section en Y:

On prend: $b_1 + b_2 = 2 b_c$; $b_1 = 3 b_2$

Et: $h = 4 h_1$



En outre, il faudrait aussi fixer le rapport entre la hauteur utile de la section équivalente, d , et son hauteur totale, h_c , dans la présente étude, il a été retenu $d = 0.9 h_c$.

A partir de là, le processus de détermination peut être lancé et avec à la clef une autre exigence par rapport à x/d . en effet pour que les aciers soient condamnés à travailler dans le domaine plastique, il faudrait que x/d soit ≤ 0.50 .

En prenant l'abaque appropriée pour une combinaison donnée de f_{ck} , f_{yk} et d'/d et en fixant

$x/d = 0.50$, par simple lecture sur la courbe de $\rho' = 0$ on détermine $\rho = 100 A_s/A_u$ et $M_u/A_u d$ (projection verticale et projection horizontale), $M_u = M_p$ du profilé, $b_c = \beta b_s$ et $d = 0.9 h_c$.

L'ensemble des inconnues se trouve de ce fait déterminé.

ii. Procédure**a) Détermination de la hauteur utile d**

Dans le cas général on pose:

$$\frac{M_u}{A_u d} = \lambda \quad (5.2)$$

A partir de l'équation (5.2), on trouve:

1- Cas d'une section rectangulaire:

$$A_u = bd \Rightarrow d = \sqrt{\frac{M_u}{\lambda b}} \quad (5.3)$$

2- cas d'une section trapézoïdale:

$$A_u = 0.7b_1 d \Rightarrow d = \sqrt{\frac{M_u}{0.7\lambda b_1}} \quad (5.4)$$

3- cas d'une section en Y

$$A_u = 0.43b_1 d \Rightarrow d = \sqrt{\frac{M_u}{0.43\lambda b_1}} \quad (5.5)$$

4- cas d'une section circulaire:

$$A_u = 2.98 r^2 \Rightarrow r = \sqrt[3]{\frac{M_u}{5.36\lambda}} \quad (5.6)$$

b) Détermination de la quantité des armatures tendues A_s :

On a:

$$\rho = \frac{100A_s}{A_u d} \quad (5.7)$$

A partir de l'équation (5.7) on obtient:

1- Cas d'une section rectangulaire:

$$A_u = b_c d \Rightarrow A_s = \rho \frac{b_c d}{100} \quad (5.8)$$

2- cas d'une section trapézoïdale:

$$A_u = 0.7b_1 d \Rightarrow A_s = \rho \frac{0.7b_1 d}{100} \quad (5.9)$$

3- cas d'une section en Y

$$A_u = 0.43 b_1 d \Rightarrow A_s = \rho \frac{0.43 b_1 d}{100} \quad (5.10)$$

4- cas d'une section circulaire:

$$A_u = 2.42 r^2 \Rightarrow A_s = \frac{2.98 r^2}{100} \quad (5.11)$$

En faisant varier le rapport géométrique, β , la résistance caractéristique du béton de 25,30 et 40 N/mm^2 et la contrainte d'écoulement des aciers de 400, 500 N/mm^2 et en balayant toute la gamme des profilés *IPE*, on trouve des séries de sections en béton simplement armées (les résultats sont tabulés dans le § 5.4.3.).

iii. Traitement d'un exemple

Les données:

Profilés *IPE 270*, contrainte d'écoulement du profilé $\sigma_y = 235 N/mm^2$, le rapport $\beta = 1.25$,

le moment plastique $M_p = 113.74 KN.m$

Pour une section trapézoïdale et à partir de l'abaque approprié pour un $f_{ck} = 25 N/mm^2$

et $f_{yk} = 400 N/mm^2$, $d'/d = 0.1$ et pour un $x/d = 0.50$, on déduit les valeurs de:

$$\frac{M_u}{A_u d} = 5.70 \frac{N}{mm^2} \text{ et } \rho = \frac{100 A_s}{A_u} = 2.05$$

Résultats:

$$d = 335.56 \text{ mm}, b_1 = 253.20 \text{ mm}, b_2 = 84.40 \text{ mm}, h = 372.84 \text{ mm}, A_s = 1218.13 \text{ mm}^2$$

5.4.1.2. Sections doublement armées

- Méthode de calcul

Les sections des poutres en béton armé utilisées en pratique sont en général doublement armées (c'est-à-dire avec des armatures de montage), leurs conception doit être aussi sous armées

($x/d \leq 0.50$), la détermination des dimensions de la section ainsi que la quantité d'armatures tendues, A_s et comprimées, A'_s , est similaire à celle d'une section simplement armée.

En prenant l'abaque appropriée pour une combinaison donnée de f_{ck} , f_{yk} et d'/d et en fixant

$x/d = 0.50$ et $100A'_s = 0.5$ et par simple lecture sur la courbe de $\rho' = 0.5$ on détermine

$\rho = 100 A_s/A_u$ et $M_u/A_u d$ (projection verticale et projection horizontale), $M_u = M_p$ du profilé,

$b_c = \beta b_s$ et $d = 0.9 h_c$.

L'ensemble des inconnues se trouve de ce fait déterminé.

5.4.2 Calcul du facteur de forme

5.4.2.1 Introduction

Le facteur de forme est par définition le rapport entre le moment plastique et le moment élastique max de la section considérée.

$$k = \frac{M_p}{M_{e\max}} \quad (5.12)$$

M_p : moment plastique de la section

$M_{e\max}$: moment élastique maximal de la section

Le moment plastique est supposé dans la présente étude égal au moment plastique d'un profilé en charpente métallique de type *IPE* donc il est connu, par contre le moment élastique max est déterminé analytiquement.

La méthode de détermination du moment élastique max d'une section en béton armé est exposée en détaille au chapitre 2.

5.4.2.2 Traitement d'un exemple.

Données:

Section trapézoïdale doublement armée

$$b_1 = 10.35 \text{ cm} \quad b_2 = 3.45 \text{ cm} \quad h = 11.28 \text{ cm} \quad d = 10.15 \text{ cm} \quad A_s = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \quad f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2 \quad M_p = 5.45 \text{ KN.m}$$

Résultat:

$$x_e = 3.909 \text{ cm}$$

$$f_c = 18.64 \text{ KN}$$

$$f_s = 109.07 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_s = 50.57 \text{ N/mm}^2$$

$$M_e = 1.82 \text{ KN.m}$$

$$K = 1.99$$

5.4.3. Résultats

i. Introduction

Le calcul à été effectué en tenant compte, à chaque fois, de tous les paramètres influents à savoir la variation de la résistance caractéristique du béton, f_{ck} et la variation de la contrainte d'écoulement de l'acier d'armature, f_{yk} , et ce pour les deux valeurs du rapport géométrique β .

Les tableaux (5.3) à (5.38) présentent les résultats obtenus par ce calcul. Le nombre important de résultats a permis d'apprécier l'effet de la variation de ces paramètres sur les dimensions de la section équivalente possédant un moment ultime qui est supposé dans la présente étude égal au moment plastique d'un profilé en charpente métallique de type *IPE*.

ii. Présentation tabulée

a) Section rectangulaire simplement armée

Tableau (5.3). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$										
$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25				40			
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	13.20	14.67	1.48	2.70	10.44	11.59	1.87	2.42
IPE 100	9.26	8.25	15.74	17.48	2.11	2.70	12.44	13.82	2.68	2.42
IPE 120	14.26	9.60	18.10	20.11	2.83	2.70	14.31	15.90	3.58	2.42
IPE 140	20.75	10.95	20.45	22.72	3.65	2.70	16.16	17.96	4.61	2.42
IPE 160	29.14	12.30	22.86	25.40	4.58	2.70	18.07	20.08	5.79	2.42
IPE 180	39.01	13.65	25.11	27.90	5.58	2.70	19.85	22.06	7.06	2.42
IPE 200	51.94	15.00	27.64	30.71	6.75	2.70	21.85	24.28	8.54	2.42
IPE 220	66.98	16.50	29.92	33.25	8.04	2.70	23.66	26.29	10.17	2.42
IPE 240	86.25	18.00	32.51	36.12	9.53	2.70	25.70	28.56	12.06	2.42
IPE 270	113.74	20.25	35.20	39.11	11.61	2.70	27.83	30.92	14.69	2.42
IPE 300	147.58	22.50	38.04	42.26	13.94	2.70	30.07	33.41	17.64	2.42
IPE 330	188.94	24.00	41.67	46.30	16.29	2.70	32.94	36.61	20.61	2.42
IPE 360	239.47	25.50	45.51	50.57	18.90	2.70	35.98	39.98	23.92	2.42
IPE 400	307.15	27.00	50.09	55.66	22.04	2.70	39.60	44.00	27.87	2.42
IPE 450	399.97	28.50	55.64	61.82	25.83	2.70	43.99	48.87	32.68	2.42
IPE 500	515.59	30.00	61.57	68.41	30.09	2.70	48.68	54.09	38.07	2.42
IPE 550	654.95	31.50	67.72	75.25	34.75	2.70	53.54	59.49	43.96	2.42
IPE 600	825.32	33.00	74.28	82.53	39.93	2.70	58.72	65.24	50.51	2.42

Tableau (5.4). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25				40			
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	11.43	12.70	1.71	2.70	9.04	10.04	2.17	2.42
IPE 100	9.26	11.00	13.63	15.14	2.44	2.70	10.77	11.97	3.09	2.42
IPE 120	14.26	12.80	15.68	17.42	3.27	2.70	12.39	13.77	4.14	2.42
IPE 140	20.75	14.60	17.71	19.67	4.21	2.70	14.00	15.55	5.33	2.42
IPE 160	29.14	16.40	19.80	22.00	5.29	2.70	15.65	17.39	6.69	2.42
IPE 180	39.01	18.20	21.74	24.16	6.45	2.70	17.19	19.10	8.16	2.42
IPE 200	51.94	20.00	23.93	26.59	7.80	2.70	18.92	21.02	9.86	2.42
IPE 220	66.98	22.00	25.92	28.79	9.29	2.70	20.49	22.76	11.75	2.42
IPE 240	86.25	24.00	28.16	31.28	11.01	2.70	22.26	24.73	13.93	2.42
IPE 270	113.74	27.00	30.48	33.87	13.41	2.70	24.10	26.78	16.96	2.42
IPE 300	147.58	30.00	32.94	36.60	16.10	2.70	26.04	28.94	20.37	2.42
IPE 330	188.94	32.00	36.09	40.10	18.81	2.70	28.53	31.70	23.80	2.42
IPE 360	239.47	34.00	39.42	43.80	21.83	2.70	31.16	34.62	27.62	2.42
IPE 400	307.15	36.00	43.38	48.20	25.44	2.70	34.30	38.11	32.18	2.42
IPE 450	399.97	38.00	48.19	53.54	29.83	2.70	38.09	42.33	37.73	2.42
IPE 500	515.59	40.00	53.32	59.25	34.75	2.70	42.16	46.84	43.95	2.42
IPE 550	654.95	42.00	58.65	65.17	40.13	2.70	46.37	51.52	50.76	2.42
IPE 600	825.32	44.00	64.32	71.47	46.11	2.70	50.85	56.50	58.32	2.42

Tableau (5.5). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25				40			
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	13.20	14.67	1.19	2.91	10.44	11.59	1.50	2.60
IPE 100	9.26	8.25	15.74	17.48	1.69	2.91	12.44	13.82	2.14	2.60
IPE 120	14.26	9.60	18.10	20.11	2.26	2.91	14.31	15.90	2.86	2.60
IPE 140	20.75	10.95	20.45	22.72	2.92	2.91	16.16	17.96	3.69	2.60
IPE 160	29.14	12.30	22.86	25.40	3.66	2.91	18.07	20.08	4.64	2.60
IPE 180	39.01	13.65	25.11	27.90	4.47	2.91	19.85	22.06	5.65	2.60
IPE 200	51.94	15.00	27.64	30.71	5.40	2.91	21.85	24.28	6.83	2.60
IPE 220	66.98	16.50	29.92	33.25	6.44	2.91	23.66	26.29	8.14	2.60
IPE 240	86.25	18.00	32.51	36.12	7.63	2.91	25.70	28.56	9.65	2.60
IPE 270	113.74	20.25	35.20	39.11	9.29	2.91	27.83	30.92	11.75	2.60
IPE 300	147.58	22.50	38.04	42.26	11.15	2.91	30.07	33.41	14.11	2.60
IPE 330	188.94	24.00	41.67	46.30	13.04	2.91	32.94	36.61	16.49	2.60
IPE 360	239.47	25.50	45.51	50.57	15.12	2.91	35.98	39.98	19.13	2.60
IPE 400	307.15	27.00	50.09	55.66	17.62	2.91	39.60	44.00	22.30	2.60
IPE 450	399.97	28.50	55.64	61.82	20.67	2.91	43.99	48.87	26.14	2.60
IPE 500	515.59	30.00	61.57	68.41	24.07	2.91	48.68	54.09	30.45	2.60
IPE 550	654.95	31.50	67.72	75.25	27.80	2.91	53.54	59.49	35.17	2.60
IPE 600	825.32	33.00	74.28	82.53	31.95	2.91	58.72	65.24	40.41	2.60

Tableau (5.6). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$										
$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$			25				40			
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	11.43	12.70	1.37	2.91	9.04	10.04	1.73	2.60
IPE 100	9.26	11.00	13.63	15.14	1.95	2.91	10.77	11.97	2.47	2.60
IPE 120	14.26	12.80	15.68	17.42	2.62	2.91	12.39	13.77	3.31	2.60
IPE 140	20.75	14.60	17.71	19.67	3.37	2.91	14.00	15.55	4.26	2.60
IPE 160	29.14	16.40	19.80	22.00	4.23	2.91	15.65	17.39	5.35	2.60
IPE 180	39.01	18.20	21.74	24.16	5.16	2.91	17.19	19.10	6.52	2.60
IPE 200	51.94	20.00	23.93	26.59	6.24	2.91	18.92	21.02	7.89	2.60
IPE 220	66.98	22.00	25.92	28.79	7.43	2.91	20.49	22.76	9.40	2.60
IPE 240	86.25	24.00	28.16	31.28	8.81	2.91	22.26	24.73	11.14	2.60
IPE 270	113.74	27.00	30.48	33.87	10.73	2.91	24.10	26.78	13.57	2.60
IPE 300	147.58	30.00	32.94	36.60	12.88	2.91	26.04	28.94	16.29	2.60
IPE 330	188.94	32.00	36.09	40.10	15.05	2.91	28.53	31.70	19.04	2.60
IPE 360	239.47	34.00	39.42	43.80	17.47	2.91	31.16	34.62	22.09	2.60
IPE 400	307.15	36.00	43.38	48.20	20.36	2.91	34.30	38.11	25.75	2.60
IPE 450	399.97	38.00	48.19	53.54	23.86	2.91	38.09	42.33	30.19	2.60
IPE 500	515.59	40.00	53.32	59.25	27.80	2.91	42.16	46.84	35.16	2.60
IPE 550	654.95	42.00	58.65	65.17	32.11	2.91	46.37	51.52	40.61	2.60
IPE 600	825.32	44.00	64.32	71.47	36.89	2.91	50.85	56.50	46.66	2.60

b) Section trapézoïdale simplement armée

Tableau (5.7). Détermination de sections trapézoïdales simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$												
$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$					25				40			
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	11.49	12.77	1.70	2.67	9.08	10.09	2.16	2.44
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	13.70	15.22	2.43	2.67	10.83	12.03	3.07	2.44
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	15.76	17.51	3.25	2.67	12.46	13.84	4.11	2.44
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	17.80	19.77	4.19	2.67	14.07	15.63	5.30	2.44
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	19.90	22.11	5.26	2.67	15.73	17.48	6.66	2.44
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	21.85	24.28	6.43	2.67	17.28	19.20	8.11	2.44
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	24.05	26.73	7.76	2.67	19.02	21.13	9.82	2.44
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	26.05	28.94	9.24	2.67	20.59	22.88	11.69	2.44
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	28.30	31.44	10.95	2.67	22.37	24.86	13.86	2.44
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	30.64	34.04	13.34	2.67	24.22	26.91	16.88	2.44
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	33.11	36.79	16.02	2.67	26.17	29.08	20.26	2.44
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	36.27	40.30	18.72	2.67	28.67	31.86	23.68	2.44
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	39.61	44.02	21.72	2.67	31.32	34.80	27.48	2.44
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	43.60	48.44	25.32	2.67	34.47	38.30	32.02	2.44
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	48.43	53.81	29.68	2.67	38.29	42.54	37.54	2.44
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	53.59	59.55	34.58	2.67	42.37	47.07	43.73	2.44
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	58.94	65.49	39.93	2.67	46.60	51.78	50.51	2.44
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	64.65	71.83	45.88	2.67	51.11	56.79	58.03	2.44

Tableau (5.8). Détermination de sections trapézoïdales simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$					25				40			
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	A_{s_2} (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	A_{s_2} (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	9.95	11.06	1.97	2.67	7.87	8.74	2.49	2.44
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	11.86	13.18	2.81	2.67	9.38	10.42	3.55	2.44
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	13.64	15.16	3.76	2.67	10.79	11.99	4.75	2.44
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	15.41	17.12	4.84	2.67	12.18	13.54	6.12	2.44
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	17.23	19.15	6.08	2.67	13.62	15.14	7.69	2.44
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	18.93	21.03	7.41	2.67	14.96	16.62	9.37	2.44
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	20.83	23.15	8.96	2.67	16.47	18.30	11.33	2.44
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	22.56	25.06	10.67	2.67	17.83	19.81	13.50	2.44
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	24.51	27.23	12.65	2.67	19.37	21.53	16.00	2.44
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	26.53	29.48	15.41	2.67	20.98	23.31	19.49	2.44
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	28.67	31.86	18.50	2.67	22.67	25.19	23.40	2.44
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	31.41	34.90	21.62	2.67	24.83	27.59	27.34	2.44
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	34.31	38.12	25.09	2.67	27.12	30.14	31.73	2.44
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	37.76	41.95	29.23	2.67	29.85	33.17	36.98	2.44
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	41.94	46.60	34.27	2.67	33.16	36.84	43.35	2.44
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	46.41	51.57	39.92	2.67	36.69	40.77	50.50	2.44
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	51.05	56.72	46.11	2.67	40.36	44.84	58.32	2.44
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	55.99	62.21	52.98	2.67	42.26	49.18	67.01	2.44

Tableau (5.9). Détermination de sections trapézoïdales simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$					25				40			
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	A_{s_2} (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	A_{s_2} (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	11.49	12.77	1.36	2.87	9.08	10.09	1.73	2.60
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	13.70	15.22	1.94	2.87	10.83	12.03	2.46	2.60
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	15.76	17.51	2.60	2.87	12.46	13.84	3.29	2.60
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	17.80	19.77	3.35	2.87	14.07	15.63	4.24	2.60
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	19.90	22.11	4.21	2.87	15.73	17.48	5.33	2.60
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	21.85	24.28	5.13	2.87	17.28	19.20	6.49	2.60
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	24.05	26.73	6.21	2.87	19.02	21.13	7.85	2.60
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	26.05	28.94	7.39	2.87	20.59	22.88	9.35	2.60
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	28.30	31.44	8.76	2.87	22.37	24.86	11.08	2.60
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	30.64	34.04	10.67	2.87	24.22	26.91	13.50	2.60
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	33.11	36.79	12.82	2.87	26.17	29.08	16.21	2.60
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	36.27	40.30	14.98	2.87	28.67	31.86	18.94	2.60
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	39.61	44.02	17.38	2.87	31.32	34.80	21.98	2.60
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	43.60	48.44	20.25	2.87	34.47	38.30	25.62	2.60
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	48.43	53.81	23.75	2.87	38.29	42.54	30.04	2.60
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	53.59	59.55	27.66	2.87	42.37	47.07	34.99	2.60
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	58.94	65.49	31.94	2.87	46.60	51.78	40.41	2.60
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	64.65	71.83	36.70	2.87	51.11	56.79	46.43	2.60

Tableau (5.10). Détermination de sections trapézoïdales simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$					25				40			
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	9.95	11.06	1.57	2.87	7.87	8.74	1.99	2.60
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	11.86	13.18	2.24	2.87	9.38	10.42	2.84	2.60
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	13.64	15.16	3.00	2.87	10.79	11.99	3.80	2.60
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	15.41	17.12	3.87	2.87	12.18	13.54	4.90	2.60
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	17.23	19.15	4.86	2.87	13.62	15.14	6.15	2.60
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	18.93	21.03	5.93	2.87	14.96	16.62	7.50	2.60
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	20.83	23.15	7.17	2.87	16.47	18.30	9.07	2.60
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	22.56	25.06	8.54	2.87	17.83	19.81	10.80	2.60
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	24.51	27.23	10.12	2.87	19.37	21.53	12.80	2.60
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	26.53	29.48	12.32	2.87	20.98	23.31	15.59	2.60
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	28.67	31.86	14.80	2.87	22.67	25.19	18.72	2.60
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	31.41	34.90	17.29	2.87	24.83	27.59	21.87	2.60
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	34.31	38.12	20.07	2.87	27.12	30.14	25.38	2.60
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	37.76	41.95	23.39	2.87	29.85	33.17	29.58	2.60
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	41.94	46.60	27.41	2.87	33.16	36.84	34.68	2.60
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	46.41	51.57	31.94	2.87	36.69	40.77	40.40	2.60
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	51.05	56.72	36.89	2.87	40.36	44.84	46.66	2.60
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	55.99	62.21	42.38	2.87	42.26	49.18	53.61	2.60

c) Section en Y simplement armée

Tableau (5.11). Détermination de sections en Y simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme
Pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$					25					40				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	h_1 (cm)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	h_1 (cm)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	14.34	15.93	3.98	1.37	2.62	11.34	12.59	3.15	1.73	2.46
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	17.09	18.99	4.75	1.95	2.62	13.51	15.01	3.75	2.46	2.46
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	19.66	21.85	5.46	2.61	2.62	15.54	17.27	4.32	3.30	2.46
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	22.21	24.68	6.17	3.36	2.62	17.56	19.51	4.88	4.25	2.46
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	24.83	27.59	6.90	4.22	2.62	19.63	21.81	5.45	5.33	2.46
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	27.27	30.30	7.58	5.14	2.62	21.56	23.96	5.99	6.50	2.46
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	30.02	33.36	8.34	6.22	2.62	23.73	26.37	6.59	7.86	2.46
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	32.51	36.12	9.03	7.41	2.62	25.70	28.55	7.14	9.37	2.46
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	35.32	39.24	9.81	8.78	2.62	27.90	31.02	7.76	11.10	2.46
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	38.24	42.48	10.62	10.69	2.62	30.23	33.59	8.40	13.52	2.46
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	41.32	45.91	11.48	12.84	2.62	32.67	36.29	9.07	16.24	2.46
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	45.27	50.30	12.57	15.00	2.62	35.79	39.76	9.94	18.97	2.46
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	49.44	54.93	13.73	17.41	2.62	39.09	43.43	10.86	22.02	2.46
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	54.42	60.46	15.12	20.29	2.62	43.02	47.80	11.95	25.66	2.46
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	60.44	67.15	16.79	23.78	2.62	47.78	53.09	13.27	30.08	2.46
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	66.88	74.31	18.58	27.70	2.62	52.88	58.75	14.69	35.04	2.46
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	73.56	81.74	20.44	32.00	2.62	58.16	64.62	16.16	40.47	2.46
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	80.68	89.65	22.41	36.76	2.62	63.78	70.87	17.72	46.50	2.46

Tableau (5.12). Détermination de sections en Y simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme
Pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$					25					40				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	h_1 (cm)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	h_1 (cm)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	12.42	13.80	3.45	1.58	2.62	9.82	10.91	2.73	2.00	2.46
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	14.80	16.45	4.11	2.25	2.62	11.70	13.00	3.25	2.84	2.46
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	17.03	18.92	4.73	3.01	2.62	13.46	14.96	3.74	3.81	2.46
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	19.23	21.37	5.34	3.88	2.62	15.21	16.89	4.22	4.90	2.46
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	21.51	23.89	5.97	4.87	2.62	17.00	18.89	4.72	6.16	2.46
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	23.62	26.24	6.56	5.94	2.62	18.67	20.75	5.19	7.51	2.46
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	26.00	28.89	7.22	7.18	2.62	20.55	22.84	5.71	9.08	2.46
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	28.15	31.28	7.82	8.55	2.62	22.25	24.73	6.18	10.82	2.46
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	30.58	33.98	8.50	10.13	2.62	24.18	26.87	6.72	12.82	2.46
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	33.11	36.80	9.20	12.34	2.62	26.18	29.09	7.27	15.61	2.46
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	35.78	39.76	9.94	14.82	2.62	28.29	31.43	7.86	18.75	2.46
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	39.20	43.56	10.89	17.32	2.62	30.99	34.44	8.61	21.91	2.46
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	42.82	47.57	11.89	20.10	2.62	33.85	37.61	9.40	25.42	2.46
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	47.12	52.36	13.09	23.42	2.62	37.26	41.39	10.35	29.63	2.46
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	52.34	58.16	14.54	27.46	2.62	41.38	45.98	11.49	34.74	2.46
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	57.92	64.36	16.09	31.99	2.62	45.79	50.88	12.72	40.46	2.46
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	63.71	70.79	17.70	36.94	2.62	50.37	55.96	13.99	46.73	2.46
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	69.87	77.64	19.41	42.45	2.62	55.24	61.38	15.34	53.69	2.46

Tableau (5.13). Détermination de sections en Y simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme
Pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$					25					40				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	h_1 (cm)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	h_1 (cm)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	14.34	15.93	3.98	1.09	2.74	11.34	12.59	3.15	1.38	2.56
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	17.09	18.99	4.75	1.56	2.74	13.51	15.01	3.75	1.97	2.56
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	19.66	21.85	5.46	2.09	2.74	15.54	17.27	4.32	2.64	2.56
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	22.21	24.68	6.17	2.69	2.74	17.56	19.51	4.88	3.40	2.56
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	24.83	27.59	6.90	3.37	2.74	19.63	21.81	5.45	4.27	2.56
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	27.27	30.30	7.58	4.11	2.74	21.56	23.96	5.99	5.20	2.56
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	30.02	33.36	8.34	4.97	2.74	23.73	26.37	6.59	6.29	2.56
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	32.51	36.12	9.03	5.92	2.74	25.70	28.55	7.14	7.49	2.56
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	35.32	39.24	9.81	7.02	2.74	27.90	31.02	7.76	8.88	2.56
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	38.24	42.48	10.62	8.55	2.74	30.23	33.59	8.40	10.82	2.56
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	41.32	45.91	11.48	10.27	2.74	32.67	36.29	9.07	12.99	2.56
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	45.27	50.30	12.57	12.00	2.74	35.79	39.76	9.94	15.18	2.56
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	49.44	54.93	13.73	13.93	2.74	39.09	43.43	10.86	17.61	2.56
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	54.42	60.46	15.12	16.23	2.74	43.02	47.80	11.95	20.53	2.56
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	60.44	67.15	16.79	19.03	2.74	47.78	53.09	13.27	24.07	2.56
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	66.88	74.31	18.58	22.16	2.74	52.88	58.75	14.69	28.03	2.56
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	73.56	81.74	20.44	25.60	2.74	58.16	64.62	16.16	32.38	2.56
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	80.68	89.65	22.41	29.41	2.74	63.78	70.87	17.72	37.20	2.56

Tableau (5.14). Détermination de sections en Y simplement armées
équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme
Pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$					25					40				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	h_1 (cm)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	h_1 (cm)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	12.42	13.80	3.45	1.26	2.74	9.82	10.91	2.73	1.60	2.56
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	14.80	16.45	4.11	1.80	2.74	11.70	13.00	3.25	2.27	2.56
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	17.03	18.92	4.73	2.41	2.74	13.46	14.96	3.74	3.05	2.56
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	19.23	21.37	5.34	3.10	2.74	15.21	16.89	4.22	3.92	2.56
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	21.51	23.89	5.97	3.90	2.74	17.00	18.89	4.72	4.93	2.56
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	23.62	26.24	6.56	4.75	2.74	18.67	20.75	5.19	6.01	2.56
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	26.00	28.89	7.22	5.74	2.74	20.55	22.84	5.71	7.27	2.56
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	28.15	31.28	7.82	6.84	2.74	22.25	24.73	6.18	8.65	2.56
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	30.58	33.98	8.50	8.11	2.74	24.18	26.87	6.72	10.26	2.56
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	33.11	36.80	9.20	9.88	2.74	26.18	29.09	7.27	12.49	2.56
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	35.78	39.76	9.94	11.86	2.74	28.29	31.43	7.86	15.00	2.56
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	39.20	43.56	10.89	13.86	2.74	30.99	34.44	8.61	17.53	2.56
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	42.82	47.57	11.89	16.08	2.74	33.85	37.61	9.40	20.34	2.56
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	47.12	52.36	13.09	18.74	2.74	37.26	41.39	10.35	23.70	2.56
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	52.34	58.16	14.54	21.97	2.74	41.38	45.98	11.49	27.79	2.56
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	57.92	64.36	16.09	25.59	2.74	45.79	50.88	12.72	32.37	2.56
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	63.71	70.79	17.70	29.56	2.74	50.37	55.96	13.99	37.39	2.56
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	69.87	77.64	19.41	33.96	2.74	55.24	61.38	15.34	42.96	2.56

d) Section circulaire simplement armée

Tableau (5.15). Détermination de sections circulaires simplement armées
équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme
pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$		25					40				
Profilé	M_p (KN.m)	r (cm)	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k	r (cm)	d (cm)	h (cm)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.39	11.50	12.78	1.71	2.73	5.46	9.83	10.92	2.00	2.40
IPE 100	9.26	7.62	13.72	15.25	2.44	2.73	6.52	11.73	13.04	2.85	2.40
IPE 120	14.26	8.80	15.85	17.61	3.25	2.73	7.53	13.55	15.05	3.80	2.40
IPE 140	20.75	9.98	17.96	19.95	4.18	2.73	8.53	15.35	17.06	4.89	2.40
IPE 160	29.14	11.17	20.11	22.34	5.24	2.73	9.55	17.19	19.10	6.13	2.40
IPE 180	39.01	12.31	22.16	24.63	6.36	2.73	10.53	18.95	21.05	7.44	2.40
IPE 200	51.94	13.55	24.38	27.09	7.70	2.73	11.58	20.85	23.16	9.01	2.40
IPE 220	66.98	14.74	26.54	29.49	9.12	2.73	12.61	22.69	25.21	10.67	2.40
IPE 240	86.25	16.04	28.87	32.08	10.80	2.73	13.71	24.69	27.43	12.63	2.40
IPE 270	113.74	17.59	31.66	35.18	12.99	2.73	15.04	27.07	30.08	15.19	2.40
IPE 300	147.58	19.19	34.53	38.37	15.45	2.73	16.40	29.53	32.81	18.07	2.40
IPE 330	188.94	20.83	37.50	41.66	18.21	2.73	17.81	32.06	35.63	21.30	2.40
IPE 360	239.47	22.54	40.58	45.09	21.33	2.73	19.28	34.70	38.55	24.95	2.40
IPE 400	307.15	24.50	44.09	48.99	25.18	2.73	20.94	37.70	41.89	29.45	2.40
IPE 450	399.97	26.75	48.15	53.50	30.03	2.73	22.87	41.17	45.74	35.12	2.40
IPE 500	515.59	29.11	52.40	58.22	35.57	2.73	24.89	44.81	49.78	41.60	2.40
IPE 550	654.95	31.53	56.75	63.06	41.72	2.73	26.96	48.52	53.91	48.79	2.40
IPE 600	825.32	34.05	61.30	68.11	48.67	2.73	29.12	52.41	58.23	56.93	2.40

Tableau (5.16). Détermination de sections circulaires simplement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $x/d = 0.5$											
$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$		25					40				
Profilé	$M_p \text{ (KN.m)}$	$r \text{ (cm)}$	$d \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	k	$r \text{ (cm)}$	$d \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	k
IPE 80	5.45	6.39	11.50	12.78	1.37	3.04	5.46	9.83	10.92	1.60	2.65
IPE 100	9.26	7.62	13.72	15.25	1.95	3.04	6.52	11.73	13.04	2.28	2.65
IPE 120	14.26	8.80	15.85	17.61	2.60	3.04	7.53	13.55	15.05	3.04	2.65
IPE 140	20.75	9.98	17.96	19.95	3.34	3.04	8.53	15.35	17.06	3.91	2.65
IPE 160	29.14	11.17	20.11	22.34	4.19	3.04	9.55	17.19	19.10	4.90	2.65
IPE 180	39.01	12.31	22.16	24.63	5.09	3.04	10.53	18.95	21.05	5.95	2.65
IPE 200	51.94	13.55	24.38	27.09	6.16	3.04	11.58	20.85	23.16	7.21	2.65
IPE 220	66.98	14.74	26.54	29.49	7.30	3.04	12.61	22.69	25.21	8.54	2.65
IPE 240	86.25	16.04	28.87	32.08	8.64	3.04	13.71	24.69	27.43	10.10	2.65
IPE 270	113.74	17.59	31.66	35.18	10.39	3.04	15.04	27.07	30.08	12.15	2.65
IPE 300	147.58	19.19	34.53	38.37	12.36	3.04	16.40	29.53	32.81	14.45	2.65
IPE 330	188.94	20.83	37.50	41.66	14.57	3.04	17.81	32.06	35.63	17.04	2.65
IPE 360	239.47	22.54	40.58	45.09	17.07	3.04	19.28	34.70	38.55	19.96	2.65
IPE 400	307.15	24.50	44.09	48.99	20.15	3.04	20.94	37.70	41.89	23.56	2.65
IPE 450	399.97	26.75	48.15	53.50	24.02	3.04	22.87	41.17	45.74	28.10	2.65
IPE 500	515.59	29.11	52.40	58.22	28.45	3.04	24.89	44.81	49.78	33.28	2.65
IPE 550	654.95	31.53	56.75	63.06	33.37	3.04	26.96	48.52	53.91	39.03	2.65
IPE 600	825.32	34.05	61.30	68.11	38.94	3.04	29.12	52.41	58.23	45.54	2.65

e) Section rectangulaire doublement armée

Tableau (5.17). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$												
$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25					40				
Profilé	$M_p \text{ (KN.m)}$	$b_c \text{ (cm)}$	$d \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$	$A'_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	k	$d \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$	$A'_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	k
IPE 80	5.45	6.90	11.38	12.65	0.39	1.67	3.06	9.47	10.52	0.33	2.03	2.61
IPE 100	9.26	8.25	13.57	15.08	0.56	2.38	3.06	11.29	12.54	0.47	2.89	2.61
IPE 120	14.26	9.60	15.61	17.35	0.75	3.19	3.06	12.98	14.42	0.62	3.87	2.61
IPE 140	20.75	10.95	17.63	19.59	0.97	4.11	3.06	14.66	16.29	0.80	4.99	2.61
IPE 160	29.14	12.30	19.72	21.91	1.21	5.16	3.06	16.40	18.22	1.01	6.26	2.61
IPE 180	39.01	13.65	21.65	24.06	1.48	6.29	3.06	18.01	20.01	1.23	7.63	2.61
IPE 200	51.94	15.00	23.83	26.48	1.79	7.61	3.06	19.82	22.02	1.49	9.23	2.61
IPE 220	66.98	16.50	25.81	28.67	2.13	9.06	3.06	21.46	23.85	1.77	10.99	2.61
IPE 240	86.25	18.00	28.04	31.15	2.52	10.74	3.06	23.32	25.91	2.10	13.03	2.61
IPE 270	113.74	20.25	30.36	33.73	3.07	13.08	3.06	25.25	28.05	2.56	15.87	2.61
IPE 300	147.58	22.50	32.80	36.45	3.69	15.71	3.06	27.28	30.31	3.07	19.06	2.61
IPE 330	188.94	24.00	35.94	39.93	4.31	18.35	3.06	29.89	33.21	3.59	22.27	2.61
IPE 360	239.47	25.50	39.25	43.61	5.00	21.30	3.06	32.64	36.27	4.16	25.84	2.61
IPE 400	307.15	27.00	43.20	48.00	5.83	24.82	3.06	35.93	39.92	4.85	30.12	2.61
IPE 450	399.97	28.50	47.98	53.32	6.84	29.10	3.06	39.90	44.34	5.69	35.31	2.61
IPE 500	515.59	30.00	53.10	59.00	7.97	33.90	3.06	44.16	49.07	6.62	41.13	2.61
IPE 550	654.95	31.50	58.41	64.90	9.20	39.15	3.06	48.57	53.97	7.65	47.50	2.61
IPE 600	825.32	33.00	64.06	71.17	10.57	44.98	3.06	53.27	59.19	8.79	54.58	2.61

Tableau (5.18). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$												
$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$			25					40				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d (cm)	h (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	9.86	10.95	0.45	1.93	3.06	8.20	9.11	0.38	2.34	2.61
IPE 100	9.26	11.00	11.75	13.06	0.64	2.75	3.06	9.77	10.86	0.54	3.34	2.61
IPE 120	14.26	12.80	13.52	15.02	0.87	3.68	3.06	11.24	12.49	0.72	4.47	2.61
IPE 140	20.75	14.60	15.27	16.97	1.11	4.74	3.06	12.70	14.11	0.93	5.76	2.61
IPE 160	29.14	16.40	17.07	18.97	1.40	5.96	3.06	14.20	15.78	1.16	7.23	2.61
IPE 180	39.01	18.20	18.75	20.84	1.71	7.26	3.06	15.59	17.33	1.42	8.81	2.61
IPE 200	51.94	20.00	20.64	22.94	2.06	8.78	3.06	17.17	19.07	1.72	10.66	2.61
IPE 220	66.98	22.00	22.35	24.83	2.46	10.46	3.06	18.59	20.65	2.04	12.70	2.61
IPE 240	86.25	24.00	24.28	26.98	2.91	12.40	3.06	20.19	22.44	2.42	15.05	2.61
IPE 270	113.74	27.00	26.29	29.21	3.55	15.10	3.06	21.86	24.29	2.95	18.33	2.61
IPE 300	147.58	30.00	28.41	31.57	4.26	18.14	3.06	23.63	26.25	3.54	22.01	2.61
IPE 330	188.94	32.00	31.12	34.58	4.98	21.19	3.06	25.88	28.76	4.14	25.72	2.61
IPE 360	239.47	34.00	33.99	37.77	5.78	24.59	3.06	28.27	31.41	4.81	29.84	2.61
IPE 400	307.15	36.00	37.41	41.57	6.73	28.66	3.06	31.11	34.57	5.60	34.78	2.61
IPE 450	399.97	38.00	41.56	46.17	7.90	33.60	3.06	34.56	38.40	6.57	40.77	2.61
IPE 500	515.59	40.00	45.99	51.10	9.20	39.14	3.06	38.24	42.49	7.65	47.49	2.61
IPE 550	654.95	42.00	50.58	56.20	10.62	45.21	3.06	42.06	46.74	8.83	54.85	2.61
IPE 600	825.32	44.00	55.47	61.64	12.20	51.94	3.06	46.13	51.26	10.15	63.02	2.61

Tableau (5.19). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$												
$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$			25					40				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d (cm)	h (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	11.03	12.26	0.38	1.37	3.44	9.26	10.29	0.32	1.65	2.88
IPE 100	9.26	8.25	13.15	14.62	0.54	1.96	3.44	11.04	12.27	0.46	2.35	2.88
IPE 120	14.26	9.60	15.13	16.81	0.73	2.62	3.44	12.70	14.12	0.61	3.15	2.88
IPE 140	20.75	10.95	17.09	18.99	0.94	3.37	3.44	14.35	15.94	0.79	4.06	2.88
IPE 160	29.14	12.30	19.11	21.23	1.18	4.24	3.44	16.04	17.83	0.99	5.10	2.88
IPE 180	39.01	13.65	20.99	23.32	1.43	5.16	3.44	17.62	19.58	1.20	6.21	2.88
IPE 200	51.94	15.00	23.10	25.67	1.73	6.25	3.44	19.40	21.55	1.45	7.52	2.88
IPE 220	66.98	16.50	25.02	27.80	2.06	7.44	3.44	21.00	23.33	1.73	8.95	2.88
IPE 240	86.25	18.00	27.18	30.20	2.45	8.82	3.44	22.82	25.35	2.05	10.61	2.88
IPE 270	113.74	20.25	29.43	32.70	2.98	10.74	3.44	24.70	27.45	2.50	12.92	2.88
IPE 300	147.58	22.50	31.80	35.33	3.58	12.90	3.44	26.69	29.66	3.00	15.52	2.88
IPE 330	188.94	24.00	34.84	38.71	4.18	15.07	3.44	29.25	32.49	3.51	18.14	2.88
IPE 360	239.47	25.50	38.05	42.28	4.85	17.49	3.44	31.94	35.49	4.07	21.05	2.88
IPE 400	307.15	27.00	41.88	46.53	5.65	20.38	3.44	35.16	39.06	4.75	24.53	2.88
IPE 450	399.97	28.50	46.51	51.68	6.63	23.89	3.44	39.05	43.39	5.56	28.75	2.88
IPE 500	515.59	30.00	51.47	57.19	7.72	27.83	3.44	43.21	48.01	6.48	33.49	2.88
IPE 550	654.95	31.50	56.62	62.91	8.92	32.14	3.44	47.53	52.81	7.49	38.68	2.88
IPE 600	825.32	33.00	62.09	68.99	10.25	36.93	3.44	52.13	57.92	8.60	44.45	2.88

Tableau (5.20). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$												
$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$			25					40				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d (cm)	h (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	k	d (cm)	h (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	9.56	10.62	0.44	1.58	3.44	8.02	8.91	0.37	1.91	2.88
IPE 100	9.26	11.00	11.39	12.66	0.63	2.26	3.44	9.56	10.63	0.53	2.72	2.88
IPE 120	14.26	12.80	13.11	14.56	0.84	3.02	3.44	11.00	12.22	0.70	3.64	2.88
IPE 140	20.75	14.60	14.80	16.45	1.08	3.90	3.44	12.43	13.81	0.91	4.69	2.88
IPE 160	29.14	16.40	16.55	18.39	1.36	4.89	3.44	13.89	15.44	1.14	5.89	2.88
IPE 180	39.01	18.20	18.18	20.20	1.65	5.96	3.44	15.26	16.96	1.39	7.18	2.88
IPE 200	51.94	20.00	20.01	22.23	2.00	7.21	3.44	16.80	18.67	1.68	8.68	2.88
IPE 220	66.98	22.00	21.66	24.07	2.38	8.59	3.44	18.19	20.21	2.00	10.34	2.88
IPE 240	86.25	24.00	23.54	26.15	2.82	10.18	3.44	19.76	21.95	2.37	12.25	2.88
IPE 270	113.74	27.00	25.48	28.32	3.44	12.40	3.44	21.39	23.77	2.89	14.92	2.88
IPE 300	147.58	30.00	27.54	30.60	4.13	14.89	3.44	23.12	25.69	3.47	17.92	2.88
IPE 330	188.94	32.00	30.17	33.52	4.83	17.40	3.44	25.33	28.14	4.05	20.94	2.88
IPE 360	239.47	34.00	32.95	36.61	5.60	20.19	3.44	27.66	30.74	4.70	24.30	2.88
IPE 400	307.15	36.00	36.27	40.30	6.53	23.53	3.44	30.45	33.83	5.48	28.32	2.88
IPE 450	399.97	38.00	40.28	44.76	7.65	27.59	3.44	33.82	37.57	6.43	33.20	2.88
IPE 500	515.59	40.00	44.58	49.53	8.92	32.14	3.44	37.42	41.58	7.48	38.68	2.88
IPE 550	654.95	42.00	49.03	54.48	10.30	37.12	3.44	41.16	45.73	8.64	44.67	2.88
IPE 600	825.32	44.00	53.77	59.75	11.83	42.65	3.44	45.14	50.16	9.93	51.32	2.88

f) Section trapézoïdale doublement armée

Tableau (5.21). Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$										
$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$				25						
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	k	
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	10.15	11.28	0.37	1.88	2.99	
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	12.10	13.45	0.52	2.68	2.99	
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	13.92	15.47	0.70	3.59	2.99	
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	15.73	17.47	0.90	4.63	2.99	
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	17.58	19.54	1.14	5.81	2.99	
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	19.31	21.46	1.38	7.09	2.99	
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	21.26	23.62	1.67	8.57	2.99	
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	23.02	25.57	1.99	10.21	2.99	
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	25.01	27.79	2.36	12.10	2.99	
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	27.07	30.08	2.88	14.74	2.99	
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	29.26	32.51	3.46	17.70	2.99	
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	32.05	35.61	4.04	20.68	2.99	
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	35.01	38.90	4.69	24.00	2.99	
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	38.53	42.81	5.46	27.97	2.99	
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	42.80	47.55	6.40	32.79	2.99	
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	47.36	52.62	7.46	38.19	2.99	
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	52.09	57.88	8.61	44.11	2.99	
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	57.13	63.48	9.90	50.68	2.99	

$f_{ck} (N/mm^2)$					Tableau (5.22). Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 N/mm^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$				
					40				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	8.37	9.30	0.30	2.30	2.59
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	9.98	11.09	0.43	3.28	2.59
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	11.48	12.75	0.58	4.39	2.59
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	12.96	14.41	0.75	5.66	2.59
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	14.50	16.11	0.94	7.11	2.59
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	15.92	17.69	1.14	8.66	2.59
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	17.53	19.47	1.38	10.48	2.59
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	18.98	21.08	1.64	12.48	2.59
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	20.62	22.91	1.95	14.79	2.59
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	22.32	24.80	2.37	18.01	2.59
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	24.12	26.80	2.85	21.63	2.59
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	26.42	29.36	3.33	25.28	2.59
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	28.86	32.07	3.86	29.34	2.59
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	31.77	35.29	4.50	34.19	2.59
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	35.28	39.20	5.28	40.08	2.59
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	39.04	43.38	6.15	46.69	2.59
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	42.94	47.72	7.10	53.92	2.59
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	47.10	52.33	8.16	61.95	2.59

$f_{ck} (N/mm^2)$					Tableau (5.23). Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 N/mm^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$				
					25				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	8.79	9.77	0.42	2.17	2.99
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	10.48	11.65	0.61	3.10	2.99
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	12.06	13.40	0.81	4.15	2.99
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	13.62	15.13	1.04	5.35	2.99
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	15.23	16.92	1.31	6.71	2.99
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	16.72	18.58	1.60	8.18	2.99
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	18.41	20.46	1.93	9.90	2.99
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	19.93	22.15	2.30	11.79	2.99
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	21.66	24.06	2.73	13.97	2.99
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	23.45	26.05	3.32	17.02	2.99
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	25.34	28.15	3.99	20.43	2.99
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	27.76	30.84	4.66	23.88	2.99
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	30.32	33.69	5.41	27.71	2.99
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	33.37	37.08	6.31	32.29	2.99
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	37.06	41.18	7.39	37.86	2.99
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	41.01	45.57	8.61	44.10	2.99
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	45.11	50.12	9.95	50.93	2.99
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	49.48	54.97	11.43	58.52	2.99

$f_{ck} (N/mm^2)$					40				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	7.25	8.05	0.35	2.66	2.59
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	8.64	9.60	0.50	3.79	2.59
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	9.94	11.05	0.67	5.07	2.59
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	11.23	12.48	0.86	6.53	2.59
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	12.55	13.95	1.08	8.21	2.59
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	13.79	15.32	1.32	10.00	2.59
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	15.18	16.86	1.59	12.10	2.59
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	16.43	18.26	1.90	14.41	2.59
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	17.85	19.84	2.25	17.08	2.59
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	19.33	21.48	2.74	20.80	2.59
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	20.89	23.21	3.29	24.98	2.59
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	22.88	25.43	3.84	29.19	2.59
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	24.99	27.77	4.46	33.87	2.59
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	27.51	30.57	5.20	39.48	2.59
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	30.55	33.95	6.10	46.28	2.59
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	33.81	37.57	7.10	53.91	2.59
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	37.19	41.32	8.20	62.26	2.59
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	40.79	45.32	9.42	71.54	2.59

$f_{ck} (N/mm^2)$					25				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	9.89	10.99	0.36	1.54	3.31
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	11.79	13.10	0.51	2.19	3.31
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	13.56	15.07	0.68	2.94	3.31
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	15.32	17.02	0.88	3.78	3.31
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	17.13	19.03	1.11	4.75	3.31
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	18.81	20.90	1.35	5.79	3.31
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	20.71	23.01	1.63	7.01	3.31
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	22.42	24.91	1.94	8.35	3.31
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	24.36	27.07	2.30	9.89	3.31
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	26.38	29.31	2.80	12.05	3.31
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	28.50	31.67	3.37	14.47	3.31
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	31.23	34.70	3.93	16.90	3.31
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	34.11	37.89	4.57	19.62	3.31
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	37.54	41.71	5.32	22.86	3.31
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	41.69	46.33	6.24	26.80	3.31
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	46.14	51.26	7.27	31.22	3.31
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	50.75	56.39	8.39	36.06	3.31
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	55.66	61.84	9.64	41.43	3.31

$f_{ck} (N/mm^2)$					40				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	8.22	9.14	0.30	1.87	2.82
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	9.80	10.89	0.42	2.66	2.82
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	11.27	12.53	0.57	3.57	2.82
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	12.73	14.15	0.73	4.59	2.82
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	14.24	15.82	0.92	5.77	2.82
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	15.64	17.38	1.12	7.03	2.82
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	17.21	19.13	1.36	8.51	2.82
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	18.64	20.71	1.61	10.13	2.82
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	20.25	22.50	1.91	12.01	2.82
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	21.92	24.36	2.33	14.62	2.82
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	23.69	26.32	2.80	17.56	2.82
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	25.96	28.84	3.27	20.52	2.82
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	28.35	31.50	3.80	23.81	2.82
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	31.20	34.67	4.42	27.75	2.82
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	34.66	38.51	5.19	32.53	2.82
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	38.35	42.61	6.04	37.90	2.82
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	42.18	46.87	6.98	43.77	2.82
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	46.26	51.40	8.02	50.29	2.82

$f_{ck} (N/mm^2)$					25				
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	8.57	9.52	0.41	1.78	3.31
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	10.21	11.35	0.59	2.53	3.31
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	11.75	13.05	0.79	3.39	3.31
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	13.27	14.74	1.02	4.37	3.31
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	14.84	16.48	1.28	5.49	3.31
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	16.29	18.10	1.56	6.69	3.31
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	17.94	19.93	1.88	8.09	3.31
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	19.42	21.58	2.24	9.64	3.31
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	21.10	23.44	2.66	11.42	3.31
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	22.84	25.38	3.24	13.91	3.31
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	24.68	27.43	3.89	16.70	3.31
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	27.04	30.05	4.54	19.52	3.31
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	29.54	32.82	5.27	22.65	3.31
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	32.51	36.12	6.14	26.40	3.31
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	36.11	40.12	7.20	30.95	3.31
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	39.96	44.40	8.39	36.05	3.31
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	43.95	48.83	9.69	41.63	3.31
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	48.20	53.56	11.13	47.84	3.31

$f_{ck} (N/mm^2)$					Tableau (5.28). Détermination de sections trapézoïdales doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 500 N/mm^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$					
					40					
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k	
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	7.12	7.91	0.34	2.16	2.82	
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	8.49	9.43	0.49	3.08	2.82	
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	9.76	10.85	0.66	4.12	2.82	
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	11.03	12.25	0.85	5.30	2.82	
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	12.33	13.70	1.06	6.66	2.82	
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	13.54	15.05	1.29	8.12	2.82	
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	14.91	16.56	1.57	9.82	2.82	
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	16.14	17.94	1.86	11.70	2.82	
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	17.54	19.49	2.21	13.86	2.82	
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	18.99	21.10	2.69	16.89	2.82	
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	20.52	22.80	3.23	20.27	2.82	
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	22.48	24.98	3.78	23.69	2.82	
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	24.55	27.28	4.38	27.49	2.82	
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	27.02	30.02	5.11	32.04	2.82	
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	30.01	33.35	5.99	37.57	2.82	
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	33.21	36.90	6.97	43.76	2.82	
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	36.53	40.59	8.06	50.54	2.82	
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	40.07	44.52	9.26	58.07	2.82	

g) Section en Y doublement armée

$f_{ck} (N/mm^2)$					Tableau (5.29). Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 N/mm^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$					
					25					
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h_1 (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	12.78	3.55	14.20	0.28	1.51	2.95
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	15.23	4.23	16.92	0.40	2.15	2.95
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	17.52	4.87	19.47	0.54	2.87	2.95
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	19.79	5.50	21.99	0.69	3.70	2.95
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	22.13	6.15	24.58	0.87	4.65	2.95
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	24.30	6.75	27.00	1.06	5.67	2.95
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	26.75	7.43	29.72	1.28	6.85	2.95
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	28.96	8.05	32.18	1.53	8.16	2.95
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	31.47	8.74	34.96	1.81	9.68	2.95
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	34.07	9.46	37.85	2.20	11.79	2.95
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	36.82	10.23	40.91	2.65	14.15	2.95
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	40.33	11.20	44.81	3.09	16.54	2.95
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	44.05	12.24	48.95	3.59	19.19	2.95
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	48.48	13.48	53.87	4.18	22.36	2.95
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	53.85	14.96	59.84	4.90	26.22	2.95
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	59.59	16.55	66.21	5.71	30.54	2.95
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	65.55	18.21	72.83	6.60	35.27	2.95
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	71.89	19.97	79.88	7.58	40.53	2.95

Tableau (5.30). Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$					40					
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h_1 (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	10.52	2.92	11.68	0.23	1.84	2.61
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	12.54	3.48	13.93	0.33	2.63	2.61
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	14.42	4.01	16.02	0.44	3.52	2.61
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	16.29	4.52	18.10	0.57	4.53	2.61
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	18.21	5.06	20.24	0.72	5.69	2.61
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	20.00	5.56	22.23	0.87	6.94	2.61
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	22.02	6.12	24.46	1.06	8.35	2.61
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	23.84	6.62	26.49	1.26	10.00	2.61
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	25.90	7.19	28.78	1.49	11.85	2.61
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	28.04	7.79	31.16	1.81	14.43	2.61
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	30.30	8.42	33.67	2.18	17.33	2.61
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	33.20	9.22	36.89	2.55	20.25	2.61
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	36.26	10.07	40.29	2.95	23.50	2.61
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	39.91	11.09	44.34	3.44	27.39	2.61
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	44.33	12.31	49.25	4.04	32.11	2.61
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	49.05	13.63	54.50	4.70	37.40	2.61
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	53.95	14.99	59.95	5.43	43.20	2.61
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	59.17	16.44	65.75	6.24	49.63	2.61

Tableau (5.31). Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$					25					
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h_1 (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	11.06	3.07	12.29	0.33	1.74	2.95
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	13.19	3.66	14.65	0.46	2.48	2.95
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	15.17	4.21	16.86	0.62	3.32	2.95
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	17.14	4.76	19.04	0.80	4.27	2.95
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	19.16	5.32	21.29	1.00	5.37	2.95
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	21.05	5.85	23.38	1.22	6.54	2.95
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	23.17	6.43	25.74	1.48	7.91	2.95
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	25.08	6.97	27.87	1.76	9.43	2.95
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	27.25	7.57	30.28	2.09	11.17	2.95
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	29.50	8.20	32.78	2.55	13.61	2.95
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	31.88	8.86	35.43	3.06	16.34	2.95
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	34.93	9.70	38.81	3.57	19.09	2.95
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	38.15	10.60	42.39	4.14	22.16	2.95
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	41.99	11.66	46.65	4.83	25.82	2.95
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	46.64	12.95	51.82	5.66	30.28	2.95
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	51.62	14.34	57.34	6.60	35.27	2.95
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	56.77	15.77	63.07	7.62	40.73	2.95
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	62.26	17.29	69.17	8.75	46.80	2.95

Tableau (5.32). Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$					40					
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h_1 (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	9.11	2.53	10.12	0.27	2.13	2.61
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	10.86	3.02	12.06	0.38	3.04	2.61
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	12.49	3.47	13.88	0.51	4.06	2.61
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	14.11	3.92	15.67	0.66	5.23	2.61
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	15.77	4.38	17.52	0.83	6.57	2.61
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	17.32	4.81	19.25	1.01	8.01	2.61
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	19.07	5.30	21.19	1.22	9.69	2.61
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	20.65	5.73	22.94	1.45	11.54	2.61
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	22.43	6.23	24.92	1.72	13.68	2.61
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	24.29	6.75	26.98	2.09	16.67	2.61
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	26.24	7.29	29.16	2.52	20.01	2.61
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	28.75	7.99	31.95	2.94	23.38	2.61
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	31.40	8.72	34.89	3.41	27.14	2.61
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	34.56	9.60	38.40	3.98	31.62	2.61
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	38.39	10.66	42.65	4.66	37.08	2.61
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	42.48	11.80	47.20	5.43	43.19	2.61
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	46.72	12.98	51.92	6.27	49.88	2.61
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	51.24	14.23	56.94	7.20	57.31	2.61

Tableau (5.33). Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$					25					
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h_1 (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	12.46	3.46	13.84	0.27	1.23	3.21
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	14.85	4.13	16.50	0.39	1.75	3.21
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	17.08	4.75	18.98	0.52	2.35	3.21
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	19.30	5.36	21.44	0.68	3.02	3.21
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	21.58	5.99	23.97	0.85	3.80	3.21
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	23.70	6.58	26.33	1.03	4.63	3.21
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	26.08	7.25	28.98	1.25	5.60	3.21
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	28.24	7.85	31.38	1.49	6.67	3.21
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	30.68	8.52	34.09	1.76	7.90	3.21
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	33.22	9.23	36.91	2.15	9.62	3.21
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	35.90	9.97	39.89	2.58	11.56	3.21
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	39.33	10.92	43.70	3.02	13.50	3.21
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	42.96	11.93	47.73	3.50	15.67	3.21
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	47.28	13.13	52.53	4.08	18.26	3.21
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	52.51	14.59	58.35	4.78	21.41	3.21
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	58.11	16.14	64.57	5.57	24.94	3.21
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	63.92	17.75	71.02	6.43	28.80	3.21
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	70.10	19.47	77.89	7.39	33.09	3.21

Tableau (5.34). Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1.5$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$					40					
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h_1 (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	6.90	10.35	3.45	10.4	2.87	11.48	0.23	1.50	2.81
IPE 100	9.26	8.25	12.38	4.13	12.32	3.42	13.69	0.32	2.13	2.81
IPE 120	14.26	9.60	14.40	4.80	14.17	3.94	15.75	0.43	2.85	2.81
IPE 140	20.75	10.95	16.43	5.48	16.01	4.45	17.79	0.56	3.68	2.81
IPE 160	29.14	12.30	18.45	6.15	17.90	4.97	19.89	0.70	4.62	2.81
IPE 180	39.01	13.65	20.48	6.83	19.66	5.46	21.85	0.86	5.63	2.81
IPE 200	51.94	15.00	22.50	7.50	21.64	6.01	24.05	1.04	6.81	2.81
IPE 220	66.98	16.50	24.75	8.25	23.43	6.51	26.04	1.24	8.11	2.81
IPE 240	86.25	18.00	27.00	9.00	25.46	7.07	28.29	1.46	9.61	2.81
IPE 270	113.74	20.25	30.38	10.13	27.56	7.66	30.63	1.78	11.71	2.81
IPE 300	147.58	22.50	33.75	11.25	29.79	8.27	33.10	2.14	14.06	2.81
IPE 330	188.94	24.00	36.00	12.00	32.63	9.06	36.26	2.50	16.42	2.81
IPE 360	239.47	25.50	38.25	12.75	35.64	9.90	39.60	2.90	19.06	2.81
IPE 400	307.15	27.00	40.50	13.50	39.23	10.90	43.59	3.38	22.21	2.81
IPE 450	399.97	28.50	42.75	14.25	43.57	12.10	48.41	3.97	26.04	2.81
IPE 500	515.59	30.00	45.00	15.00	48.22	13.39	53.57	4.62	30.33	2.81
IPE 550	654.95	31.50	47.25	15.75	53.03	14.73	58.92	5.34	35.03	2.81
IPE 600	825.32	33.00	49.50	16.50	58.16	16.16	64.63	6.13	40.25	2.81

Tableau (5.35). Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{vk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$					25					
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h_1 (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	10.79	3.00	11.99	0.32	1.42	3.21
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	12.86	3.57	14.29	0.45	2.02	3.21
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	14.80	4.11	16.44	0.61	2.71	3.21
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	16.71	4.64	18.57	0.78	3.49	3.21
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	18.68	5.19	20.76	0.98	4.38	3.21
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	20.52	5.70	22.80	1.19	5.34	3.21
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	22.59	6.27	25.10	1.44	6.46	3.21
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	24.46	6.79	27.18	1.72	7.70	3.21
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	26.57	7.38	29.53	2.04	9.12	3.21
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	28.77	7.99	31.97	2.48	11.11	3.21
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	31.09	8.64	34.54	2.98	13.34	3.21
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	34.06	9.46	37.85	3.48	15.59	3.21
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	37.20	10.33	41.33	4.04	18.09	3.21
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	40.94	11.37	45.49	4.71	21.09	3.21
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	45.48	12.63	50.53	5.52	24.72	3.21
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	50.33	13.98	55.92	6.43	28.80	3.21
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	55.35	15.38	61.50	7.43	33.26	3.21
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	60.71	16.86	67.45	8.53	38.21	3.21

Tableau (5.36). Détermination de sections en Y doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{ck} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2.0$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$					40					
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	b_1 (cm)	b_2 (cm)	d (cm)	h_1 (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	9.20	13.80	4.60	8.95	2.49	9.95	0.26	1.73	2.81
IPE 100	9.26	11.00	16.50	5.50	10.67	2.96	11.86	0.38	2.46	2.81
IPE 120	14.26	12.80	19.20	6.40	12.28	3.41	13.64	0.50	3.30	2.81
IPE 140	20.75	14.60	21.90	7.30	13.87	3.85	15.41	0.65	4.25	2.81
IPE 160	29.14	16.40	24.60	8.20	15.50	4.31	17.23	0.81	5.33	2.81
IPE 180	39.01	18.20	27.30	9.10	17.03	4.73	18.92	0.99	6.50	2.81
IPE 200	51.94	20.00	30.00	10.00	18.74	5.21	20.83	1.20	7.86	2.81
IPE 220	66.98	22.00	33.00	11.00	20.29	5.64	22.55	1.43	9.36	2.81
IPE 240	86.25	24.00	36.00	12.00	22.05	6.12	24.50	1.69	11.10	2.81
IPE 270	113.74	27.00	40.50	13.50	23.87	6.63	26.52	2.06	13.52	2.81
IPE 300	147.58	30.00	45.00	15.00	25.80	7.17	28.66	2.47	16.23	2.81
IPE 330	188.94	32.00	48.00	16.00	28.26	7.85	31.40	2.89	18.97	2.81
IPE 360	239.47	34.00	51.00	17.00	30.87	8.57	34.30	3.35	22.01	2.81
IPE 400	307.15	36.00	54.00	18.00	33.97	9.44	37.75	3.91	25.65	2.81
IPE 450	399.97	38.00	57.00	19.00	37.73	10.48	41.92	4.58	30.07	2.81
IPE 500	515.59	40.00	60.00	20.00	41.76	11.60	46.40	5.34	35.03	2.81
IPE 550	654.95	42.00	63.00	21.00	45.93	12.76	51.03	6.16	40.45	2.81
IPE 600	825.32	44.00	66.00	22.00	50.37	13.99	55.97	7.08	46.48	2.81

h) Section circulaire doublement armée

Tableau (5.37). Détermination de sections circulaires doublement armées équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme pour $f_{ck} = 400 \text{ N/mm}^2$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} (\text{N/mm}^2)$		25						40					
Profilé	M_p (KN.m)	r (cm)	d (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k	r (cm)	d (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	5.82	10.47	11.63	0.41	1.83	3.09	5.13	9.24	10.27	0.32	2.09	2.57
IPE 100	9.26	6.94	12.49	13.88	0.58	2.60	3.09	6.13	11.03	12.25	0.45	2.98	2.57
IPE 120	14.26	8.01	14.42	16.03	0.78	3.47	3.09	7.08	12.74	14.15	0.61	3.97	2.57
IPE 140	20.75	9.08	16.34	18.16	1.00	4.46	3.09	8.02	14.43	16.04	0.78	5.09	2.57
IPE 160	29.14	10.17	18.30	20.34	1.25	5.59	3.09	8.98	16.16	17.96	0.98	6.39	2.57
IPE 180	39.01	11.21	20.17	22.41	1.52	6.79	3.09	9.90	17.81	19.79	1.18	7.76	2.57
IPE 200	51.94	12.33	22.19	24.66	1.84	8.22	3.09	10.89	19.60	21.77	1.43	9.39	2.57
IPE 220	66.98	13.42	24.16	26.84	2.18	9.74	3.09	11.85	21.33	23.70	1.70	11.13	2.57
IPE 240	86.25	14.60	26.28	29.20	2.58	11.52	3.09	12.89	23.21	25.78	2.01	13.17	2.57
IPE 270	113.74	16.01	28.82	32.02	3.10	13.86	3.09	14.14	25.45	28.27	2.42	15.84	2.57
IPE 300	147.58	17.46	31.43	34.92	3.69	16.49	3.09	15.42	27.76	30.84	2.88	18.84	2.57
IPE 330	188.94	18.96	34.13	37.92	4.35	19.44	3.09	16.74	30.14	33.49	3.39	22.22	2.57
IPE 360	239.47	20.52	36.94	41.04	5.09	22.77	3.09	18.12	32.62	36.24	3.97	26.02	2.57
IPE 400	307.15	22.30	40.13	44.59	6.01	26.88	3.09	19.69	35.44	39.37	4.69	30.72	2.57
IPE 450	399.97	24.35	43.82	48.69	7.17	32.05	3.09	21.50	38.70	43.00	5.59	36.63	2.57
IPE 500	515.59	26.50	47.69	52.99	8.50	37.96	3.09	23.40	42.11	46.79	6.62	43.38	2.57
IPE 550	654.95	28.70	51.65	57.39	9.96	44.52	3.09	25.34	45.61	50.68	7.77	50.89	2.57
IPE 600	825.32	31.00	55.79	61.99	11.62	51.94	3.09	27.37	49.27	54.74	9.06	59.37	2.57

Tableau (5.38). Détermination de sections circulaires doublement armées
équivalentes et calcul de leurs facteurs de forme
pour $f_{ck} = 500 \text{ N/mm}^2$ $x/d = 0.5$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$		25						40					
Profilé	M_p (KN.m)	r (cm)	d (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k	r (cm)	d (cm)	h (cm)	$A's$ (cm ²)	A_s (cm ²)	k
IPE 80	5.45	5.70	10.26	11.40	0.39	1.48	3.48	5.06	9.12	10.13	0.31	1.69	2.86
IPE 100	9.26	6.80	12.24	13.60	0.56	2.11	3.48	6.04	10.88	12.09	0.44	2.40	2.86
IPE 120	14.26	7.86	14.14	15.71	0.75	2.82	3.48	6.98	12.56	13.96	0.59	3.21	2.86
IPE 140	20.75	8.90	16.02	17.80	0.96	3.62	3.48	7.91	14.23	15.82	0.76	4.12	2.86
IPE 160	29.14	9.97	17.94	19.94	1.20	4.54	3.48	8.86	15.94	17.71	0.95	5.16	2.86
IPE 180	39.01	10.99	19.78	21.97	1.46	5.51	3.48	9.76	17.57	19.52	1.15	6.27	2.86
IPE 200	51.94	12.09	21.75	24.17	1.77	6.67	3.48	10.74	19.33	21.47	1.39	7.59	2.86
IPE 220	66.98	13.16	23.68	26.31	2.09	7.90	3.48	11.69	21.04	23.37	1.65	8.99	2.86
IPE 240	86.25	14.31	25.76	28.62	2.48	9.36	3.48	12.71	22.89	25.43	1.96	10.64	2.86
IPE 270	113.74	15.69	28.25	31.39	2.98	11.25	3.48	13.94	25.10	27.89	2.35	12.80	2.86
IPE 300	147.58	17.12	30.81	34.24	3.55	13.38	3.48	15.21	27.37	30.42	2.80	15.22	2.86
IPE 330	188.94	18.59	33.46	37.18	4.18	15.78	3.48	16.51	29.72	33.03	3.30	17.95	2.86
IPE 360	239.47	20.12	36.21	40.23	4.90	18.48	3.48	17.87	32.17	35.74	3.86	21.02	2.86
IPE 400	307.15	21.86	39.34	43.71	5.78	21.82	3.48	19.42	34.95	38.83	4.56	24.81	2.86
IPE 450	399.97	23.87	42.96	47.73	6.89	26.02	3.48	21.20	38.17	42.41	5.44	29.59	2.86
IPE 500	515.59	25.97	46.75	51.95	8.16	30.82	3.48	23.08	41.54	46.15	6.44	35.05	2.86
IPE 550	654.95	28.13	50.64	56.26	9.58	36.15	3.48	24.99	44.98	49.98	7.56	41.11	2.86
IPE 600	825.32	30.38	54.69	60.77	11.17	42.17	3.48	26.99	48.59	53.99	8.82	47.96	2.86

6. Présentation et discussion des résultats

6.1. Introduction

Les dimensions des sections ainsi que leurs taux d'armatures tendues et comprimées obtenues au chapitre 5 représentent les sections usuelles et non usuelles simplement et doublement armées équivalentes à la gamme des différents profilés en charpente métallique type *IPE*.

L'exposition adéquate des différents résultats est la présentation graphique ou plus précisément, le développement de série de courbes pour les gammes de sections en fonction des différents paramètres influents.

L'exploitation de ces graphes permet la détermination rapide de sections en béton armé (simplement ou doublement armées) les plus appropriées équivalentes aux différents *IPE* en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode2* [5,9].

6.2. Présentation graphique des résultats

6.2.1. Choix du système de coordonnées adopté

a) sections simplement armées:

Le choix du système de coordonnées obéit à une contrainte majeure, celle d'avoir l'ensemble des résultats sur un même abaque; le moyen le plus judicieux est d'adopter pour le système de coordonnées logarithmique.

Le système qui a donné satisfaction après plusieurs tentatives et essais est celui de présenter les résultats par des courbes sous forme d'abaques à trois entrées. En abscisse, sont représentés

$\{\ln M_p (KN.m)\}$ de l'ensemble de la gamme. En ordonnée, côté gauche, sont représentés

$\{\ln(\frac{A_c}{A_{ch}})\}$ où A_c est la section du béton et A_{ch} celle du profilé. Les taux d'armatures tendues

$\{\rho = 100 A_s / A_u\}$ quant à eux, ils sont représentés en ordonnées côté droit et leurs valeurs respectives sont égales aux ordonnées côté gauche d'où l'échelle de gauche prenant la lecture des deux inconnues.

b) sections doublement armées:

Les résultats des sections doublement armées sont représentés par des courbes sous forme d'abaque à trois entrées, le choix du système de coordonnées est comme dans le cas des sections simplement armées, la nouveauté étant, dans ce cas, de présenter aussi sur le côté droit les taux d'armatures comprimées $\{\rho' = 100 A'_s / A_u\}$.

6.2.2. Présentation des abaques développés

Les figures (6.1) à (6.28) montrent la présentation graphique des sections simplement et doublement armées équivalentes aux différents profilés *IPE*, pour deux valeurs de la résistance caractéristique du béton, $f_{ck}(25,40) N/mm^2$ et avec pour chaque résistance deux valeurs de f_{yk} à savoir 400 et 500 N/mm^2 et ce pour les deux valeurs du rapport géométrique, β . Représentant un large éventail de sections pratiques.

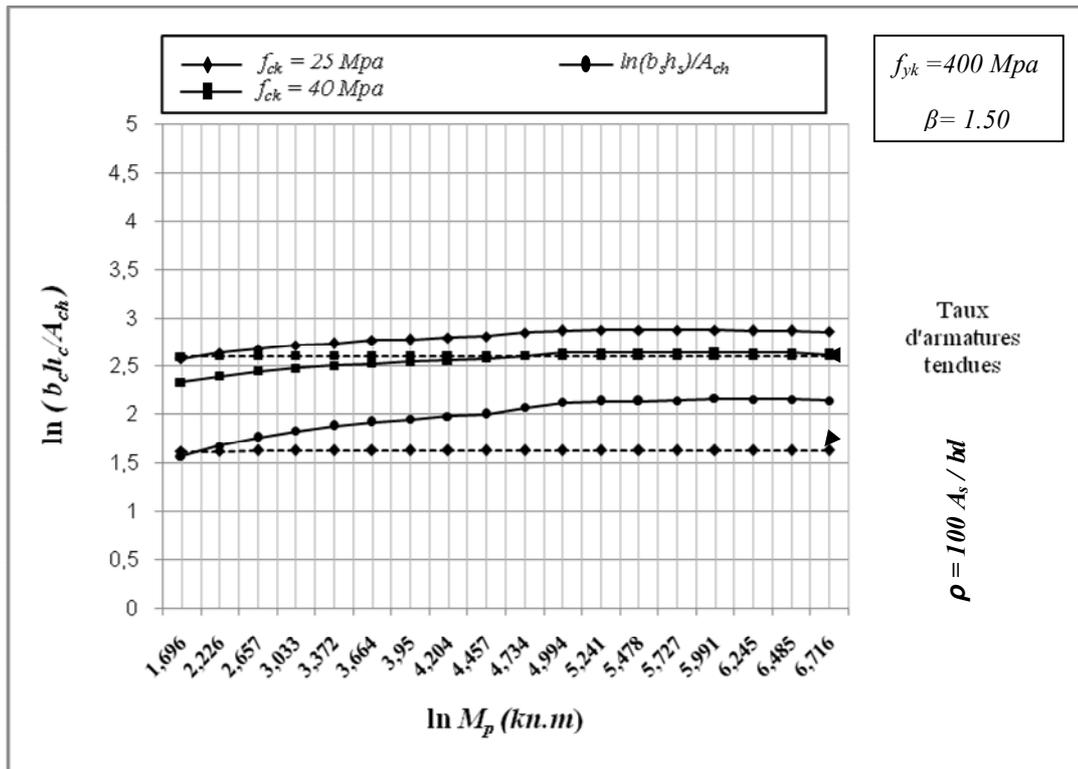


Figure (6.1). Sections rectangulaires en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

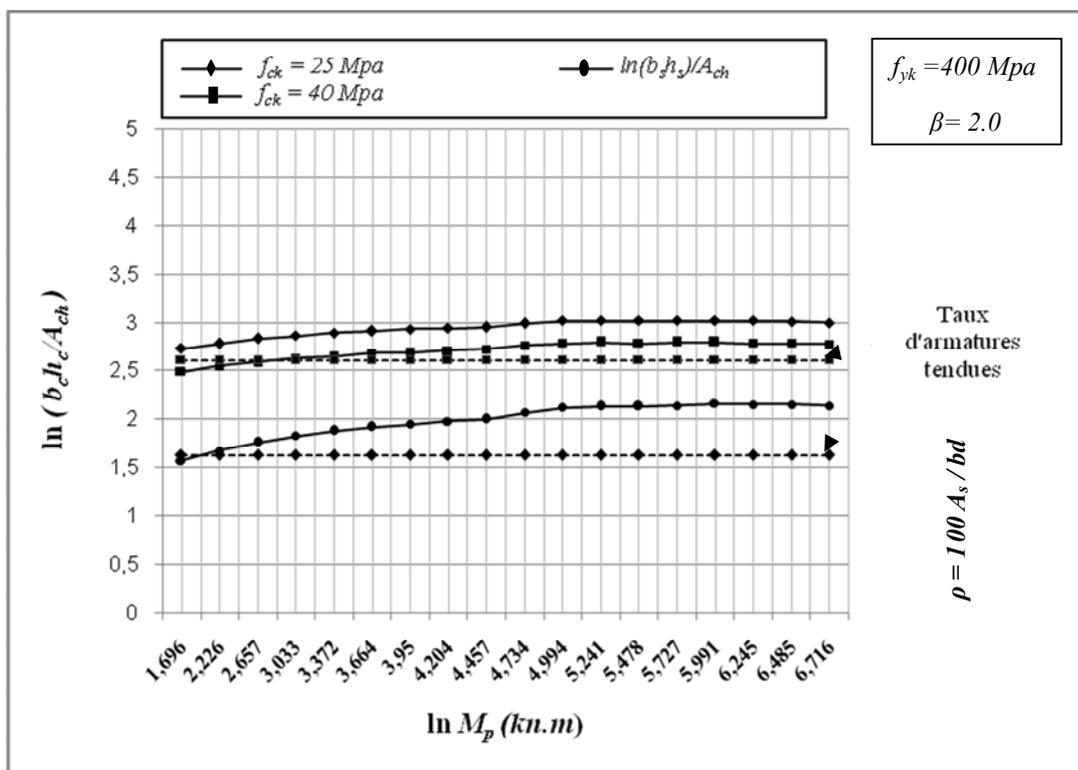


Figure (6.2). Sections rectangulaires en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$

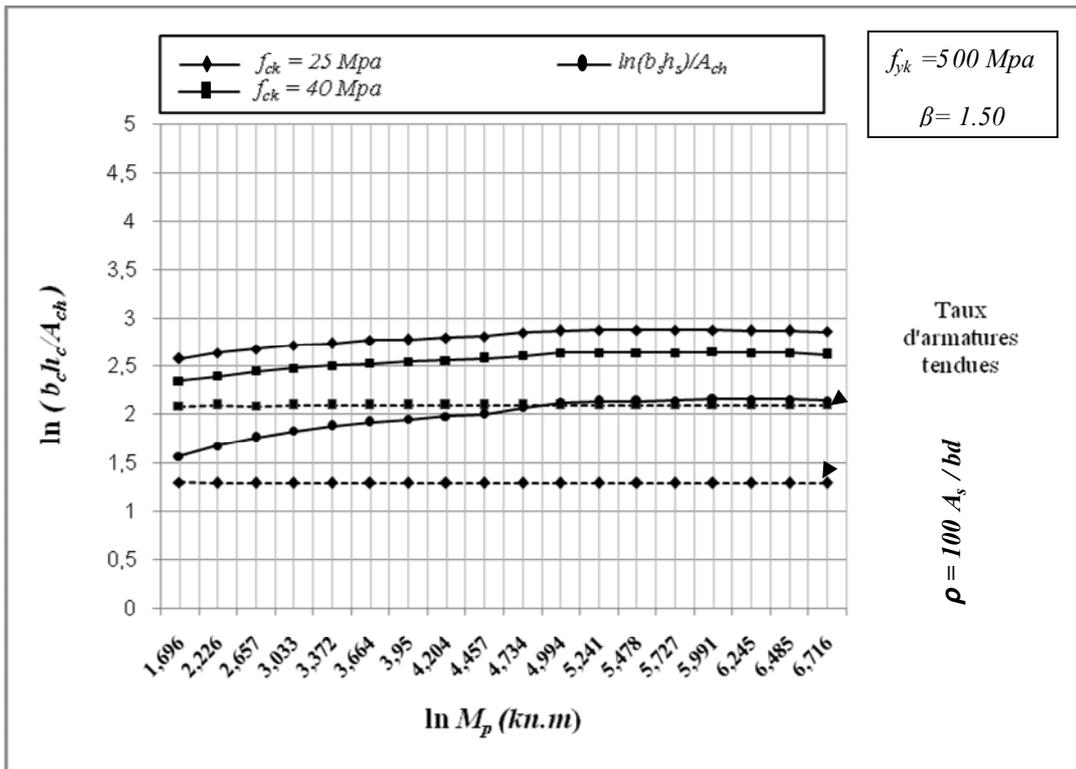


Figure (6.3). Sections rectangulaires en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

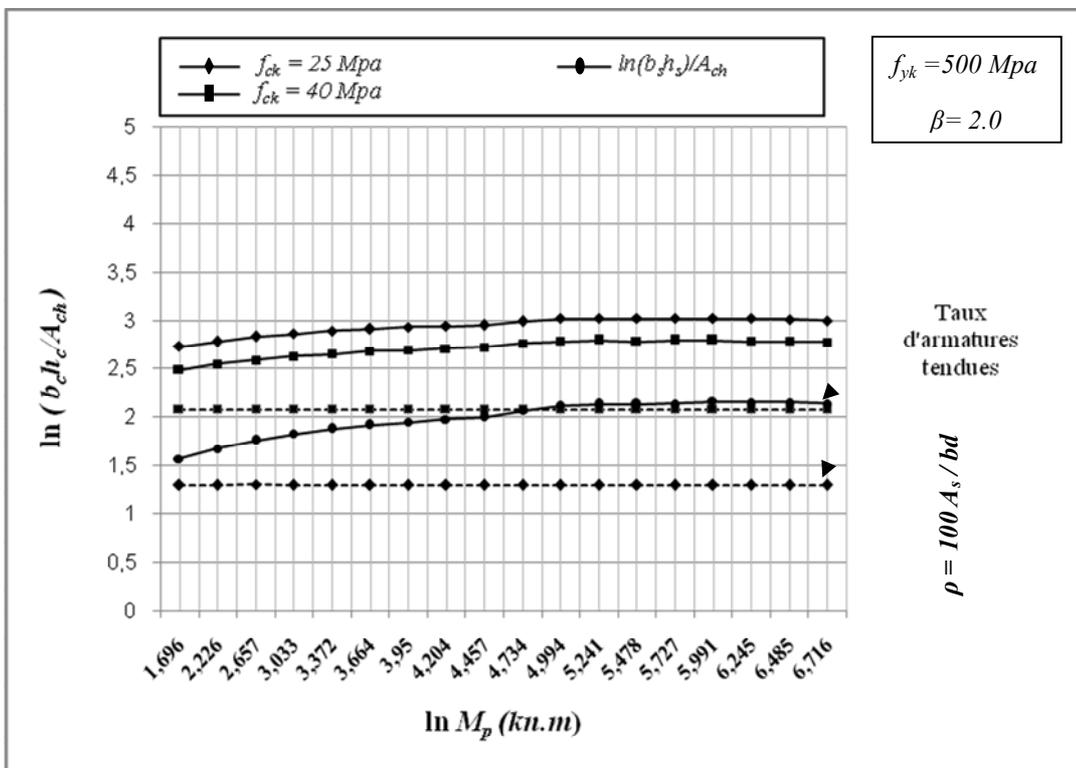


Figure (6.4). Sections rectangulaire en béton simplement armées équivalente à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$

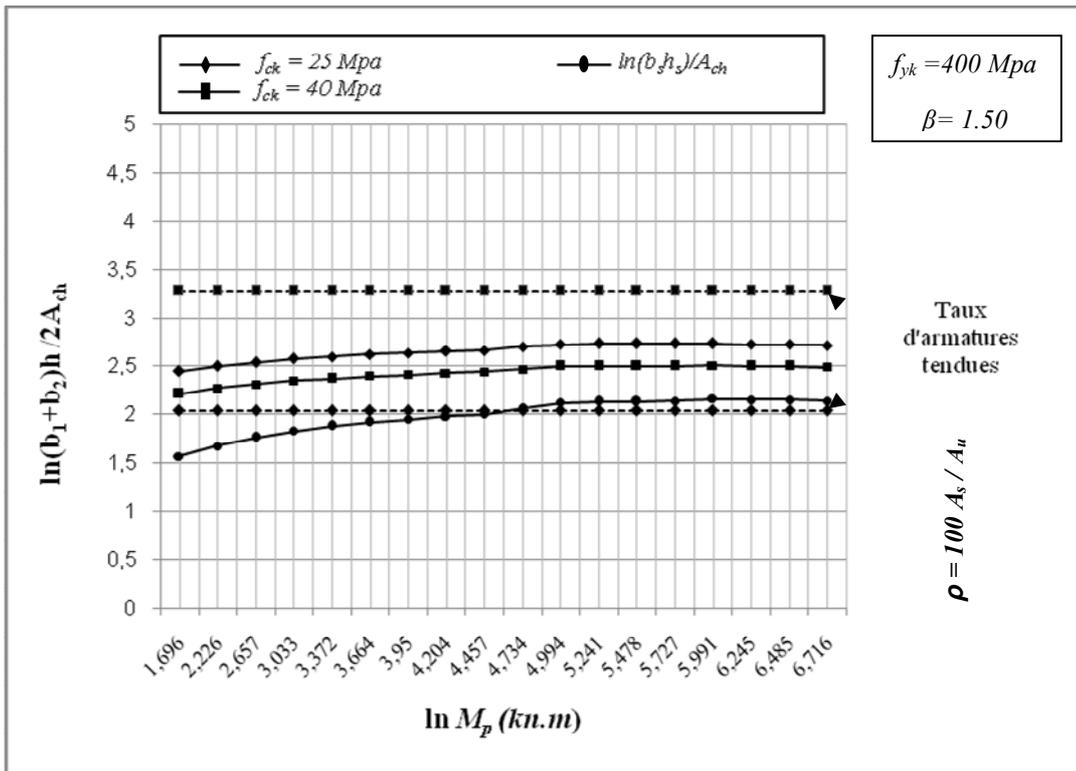


Figure (6.5). Sections trapézoïdales en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

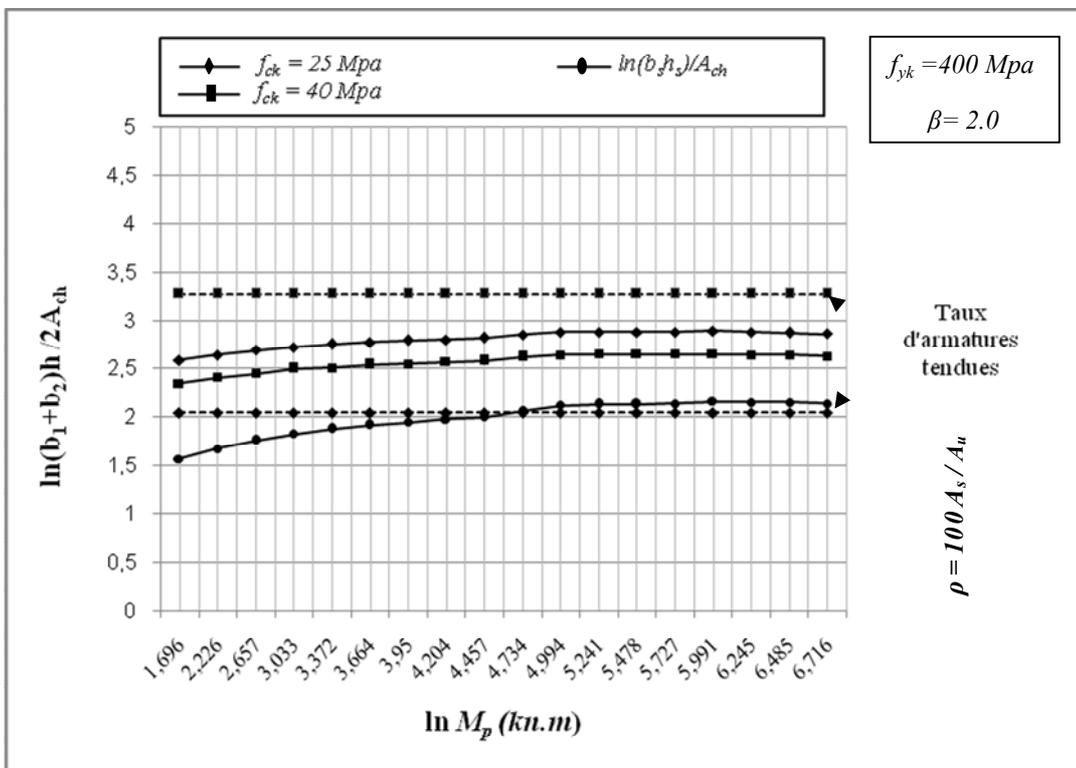


Figure (6.6). Sections trapézoïdales en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$

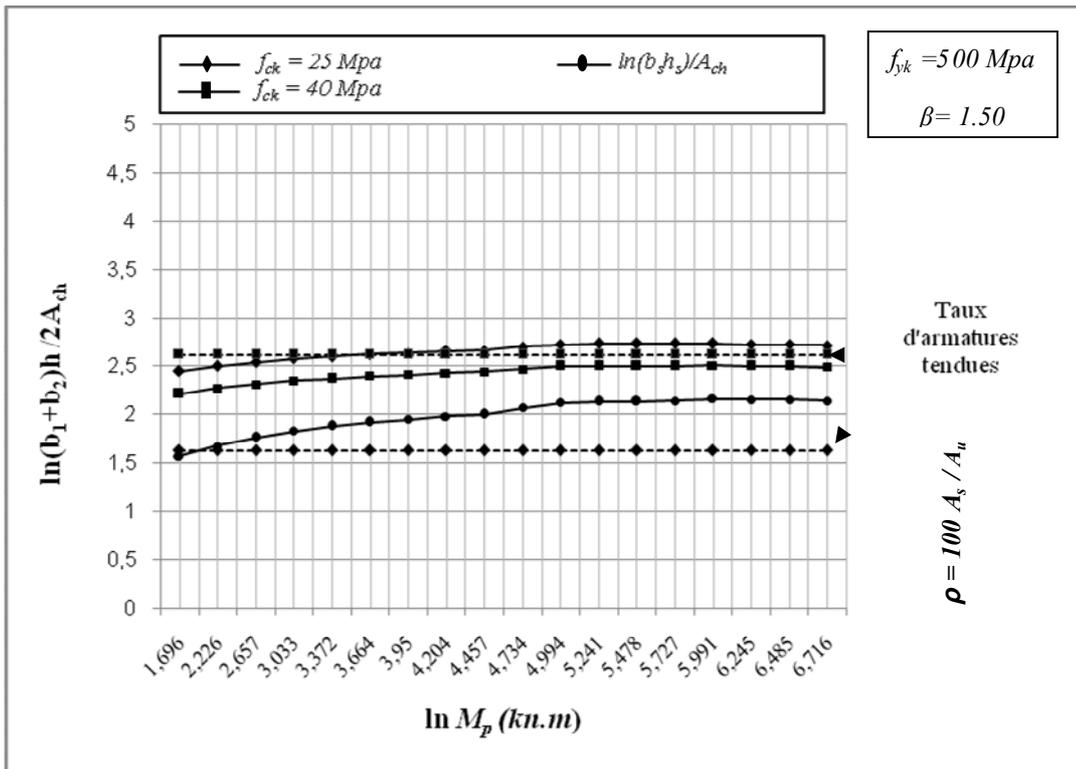


Figure (6.7). Sections trapézoïdales en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

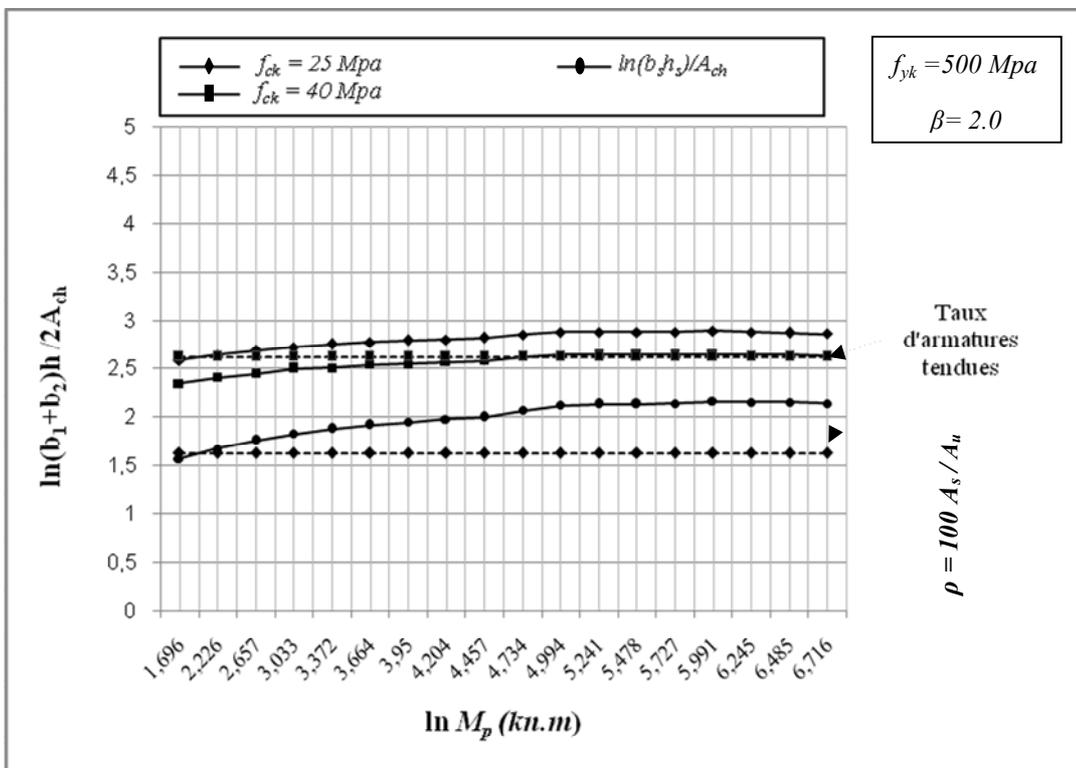


Figure (6.8). Sections trapézoïdales en béton simplement armées équivalente à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$

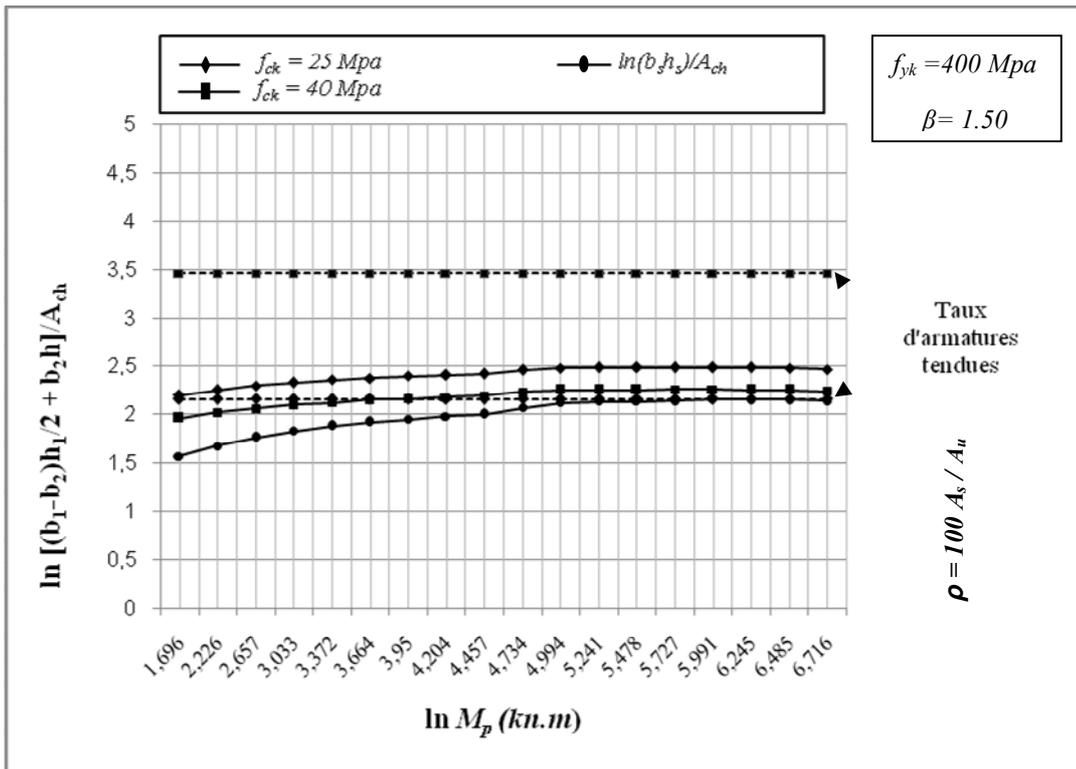


Figure (6.9). Sections Y en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

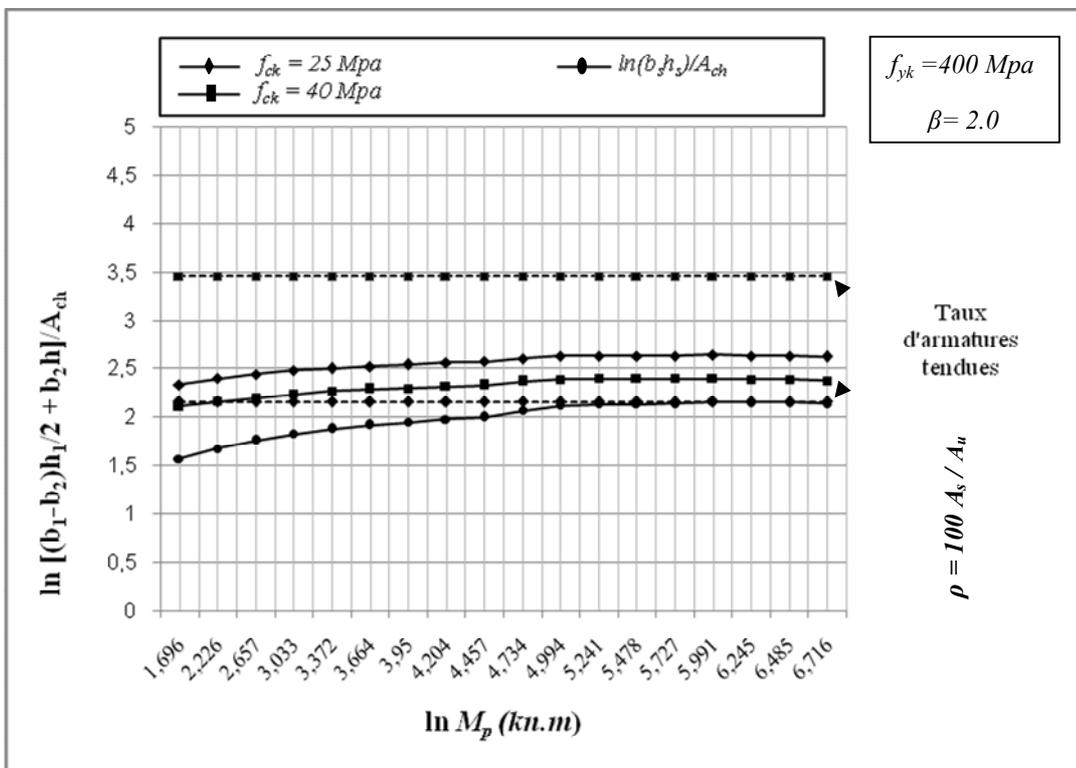


Figure (6.10). Sections Y en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$

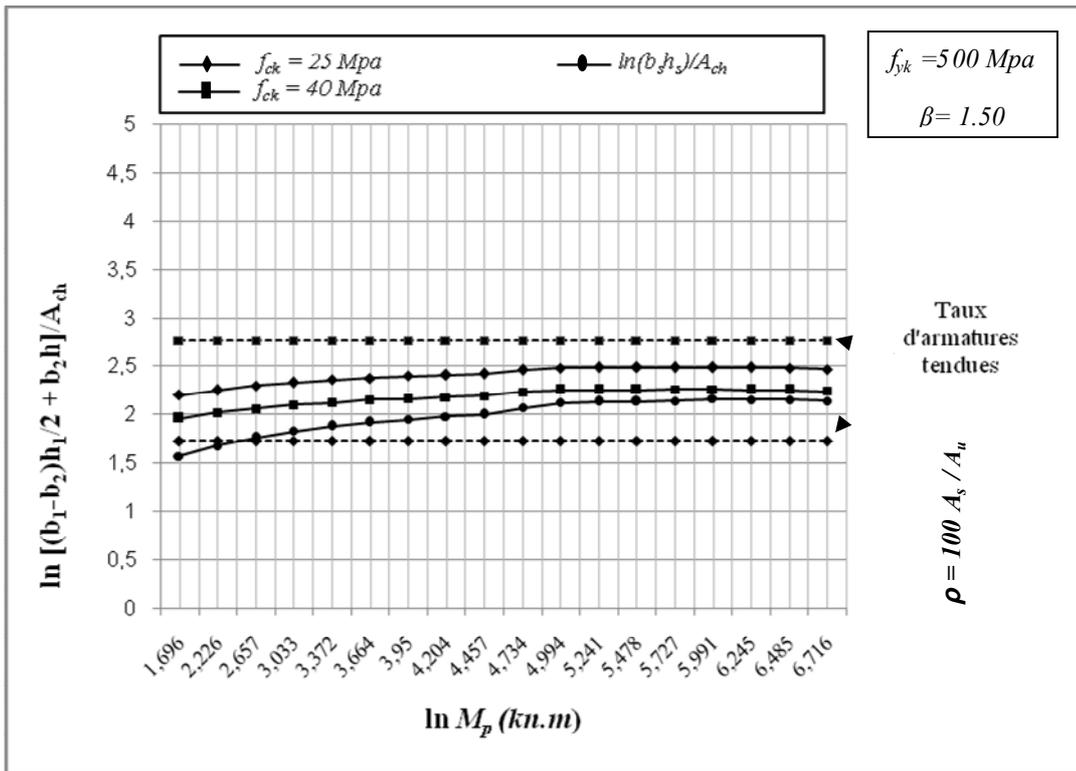


Figure (6.11). Sections Y en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

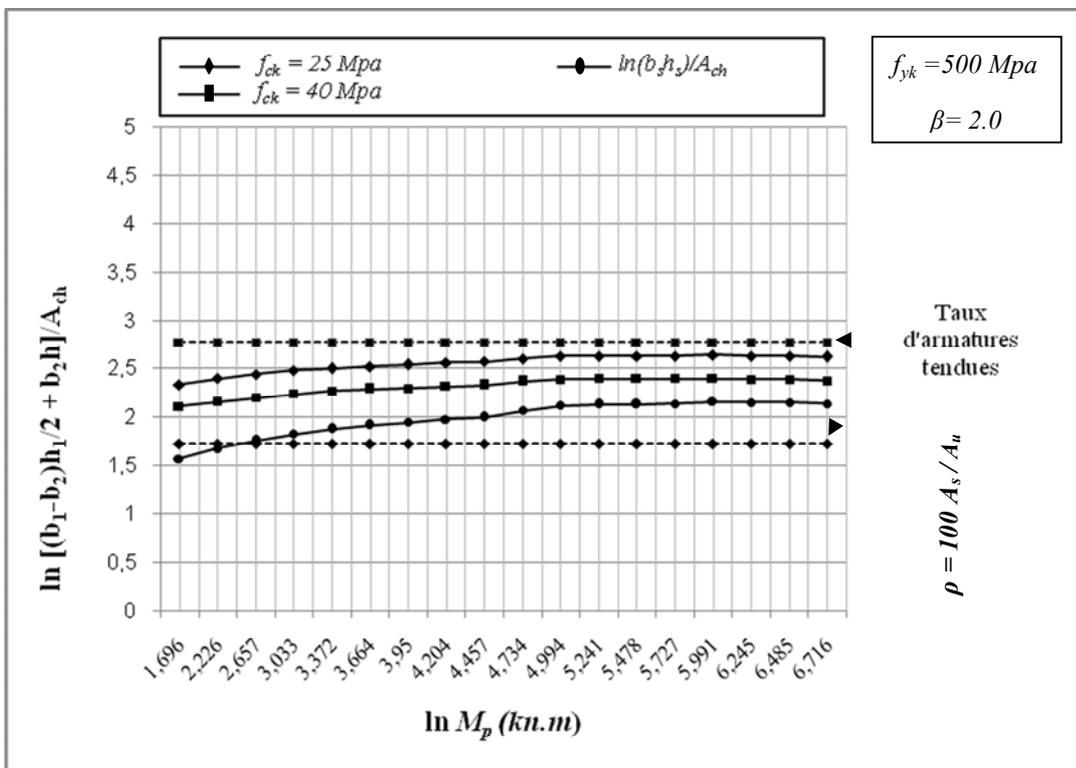


Figure (6.12). Sections Y en béton simplement armées équivalente à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$

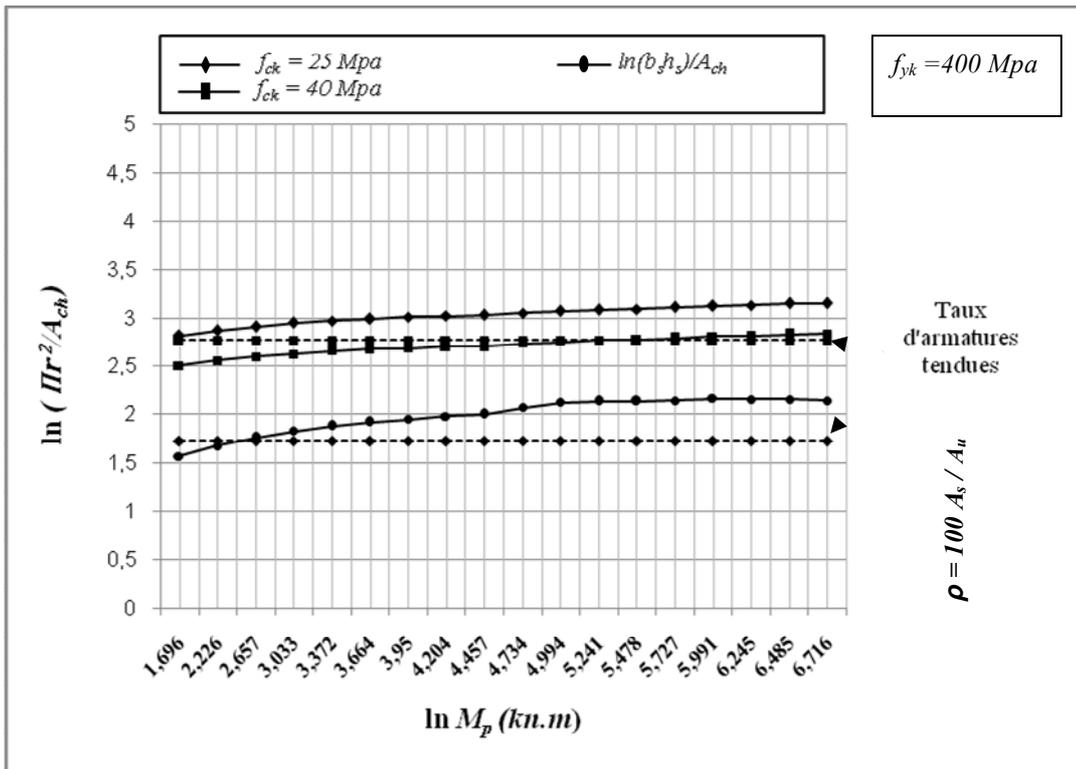


Figure (6.13). Sections circulaires en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400$ Mpa

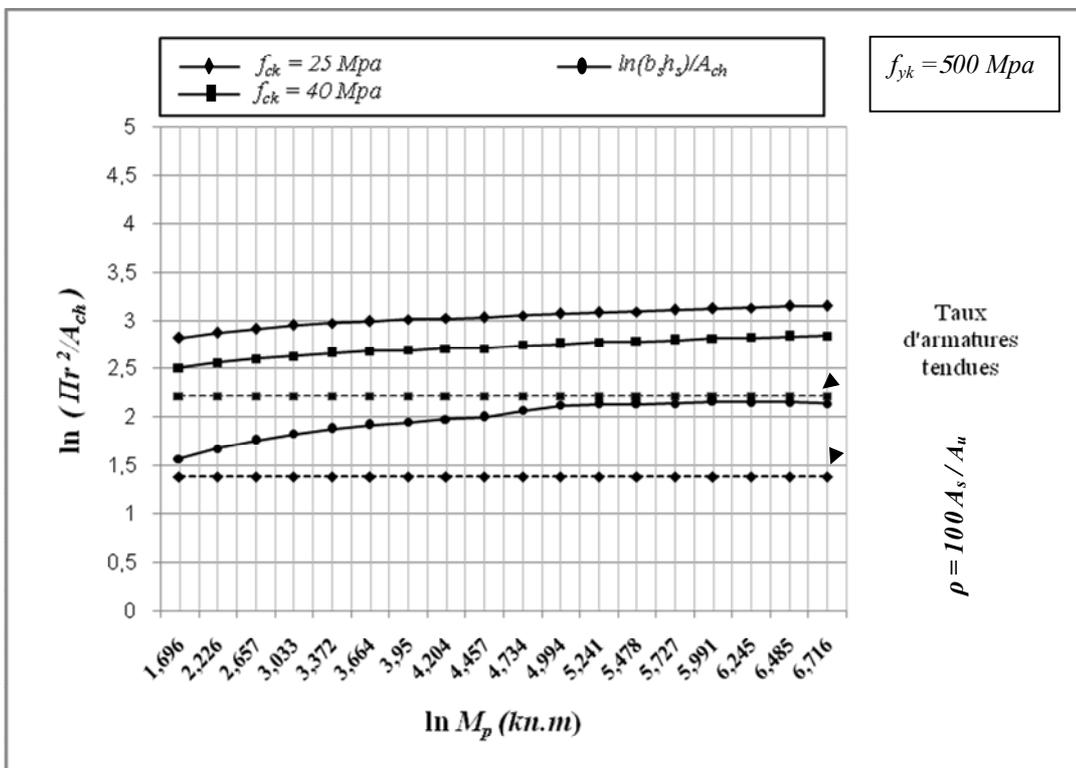


Figure (6.14). Sections circulaires en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500$ Mpa

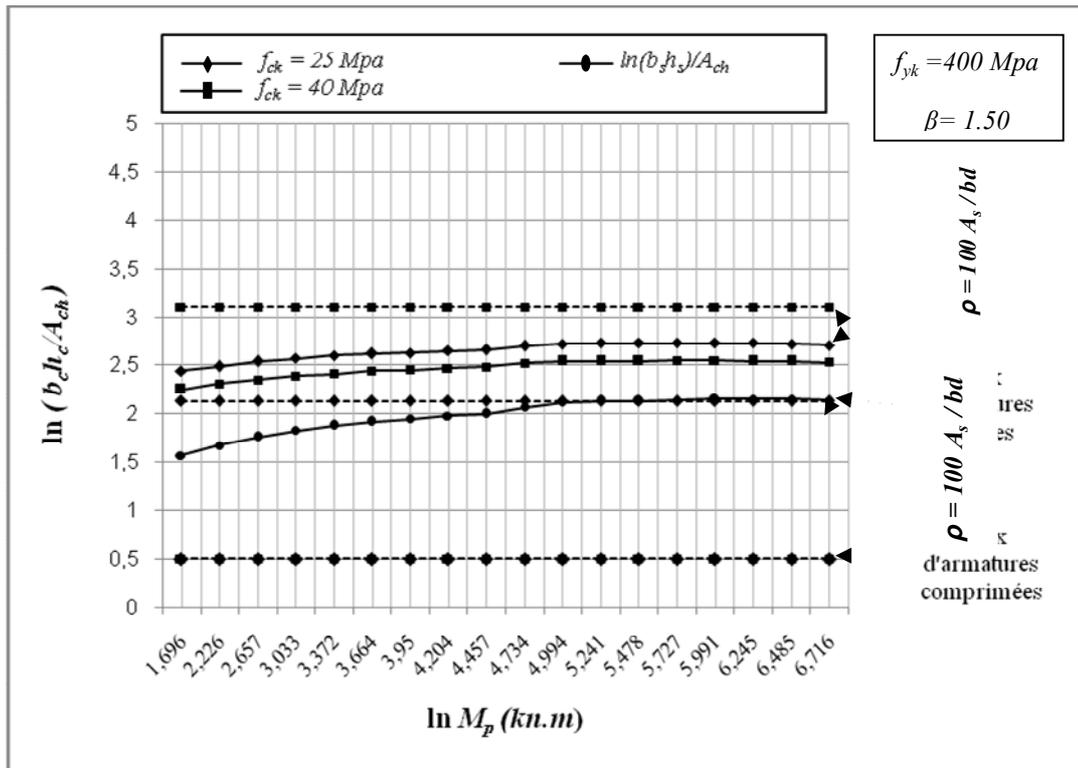


Figure (6.15). Sections rectangulaires en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

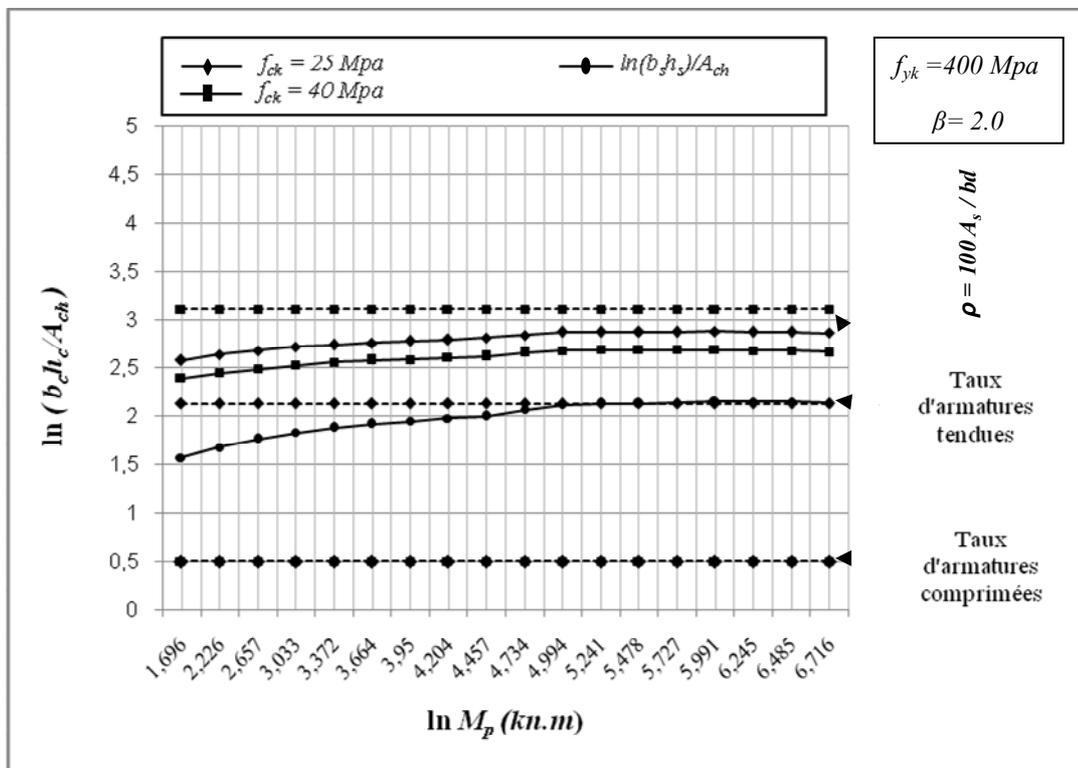


Figure (6.16). Sections rectangulaires en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}, \beta = 2.0$

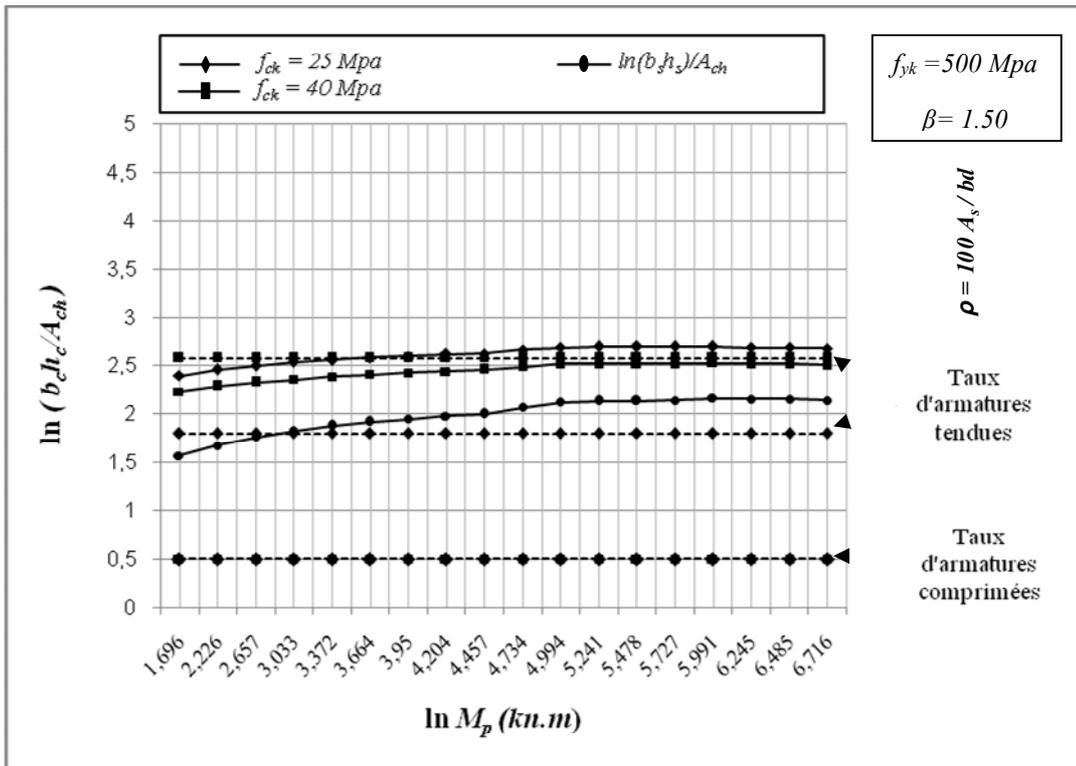


Figure (6.17). Sections rectangulaires en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}, \beta = 1.50$

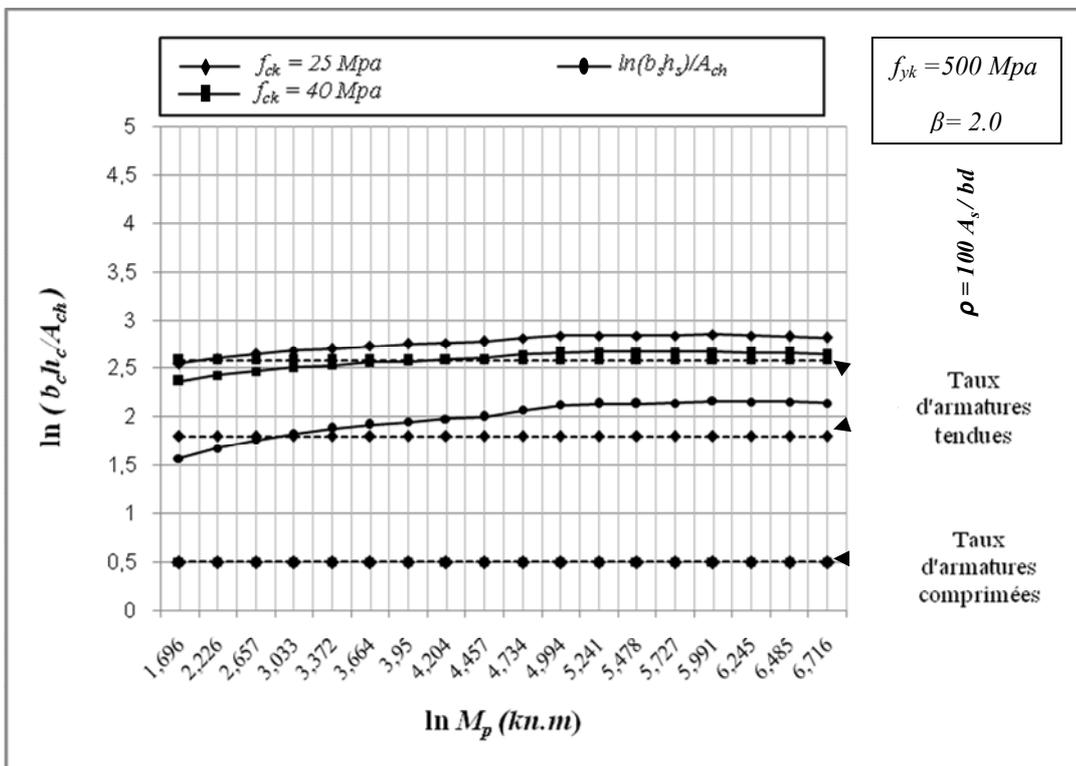


Figure (6.18). Sections rectangulaires en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$

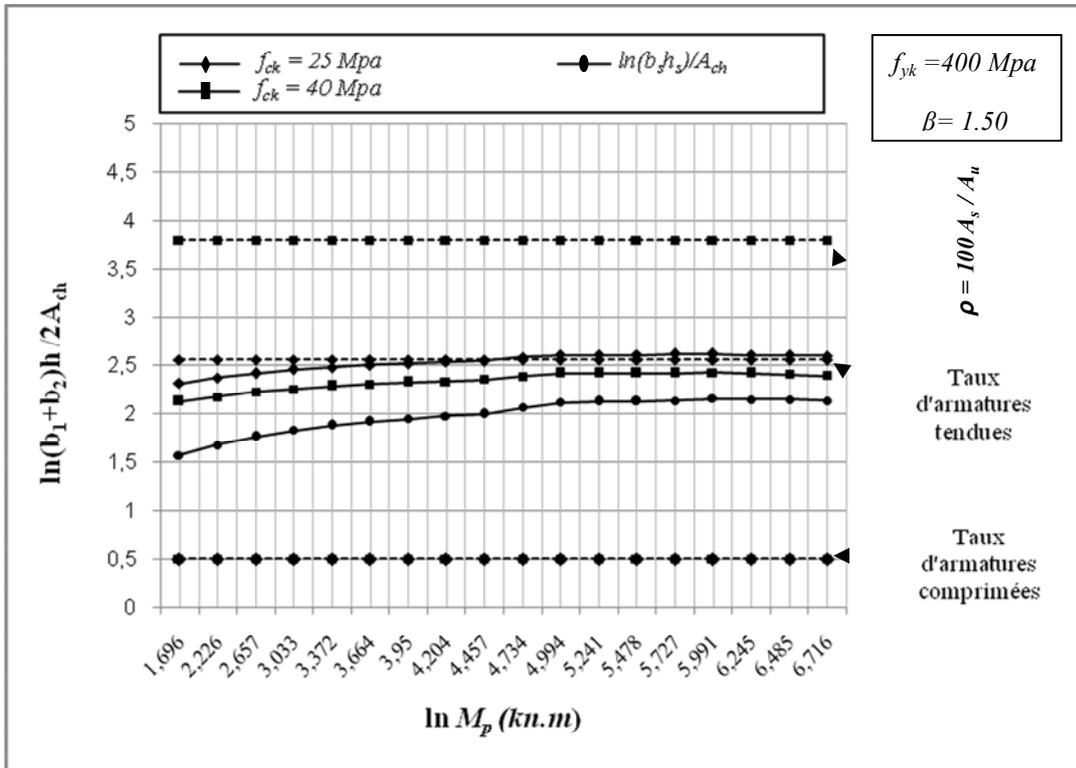


Figure (6.19). Sections trapézoïdales en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

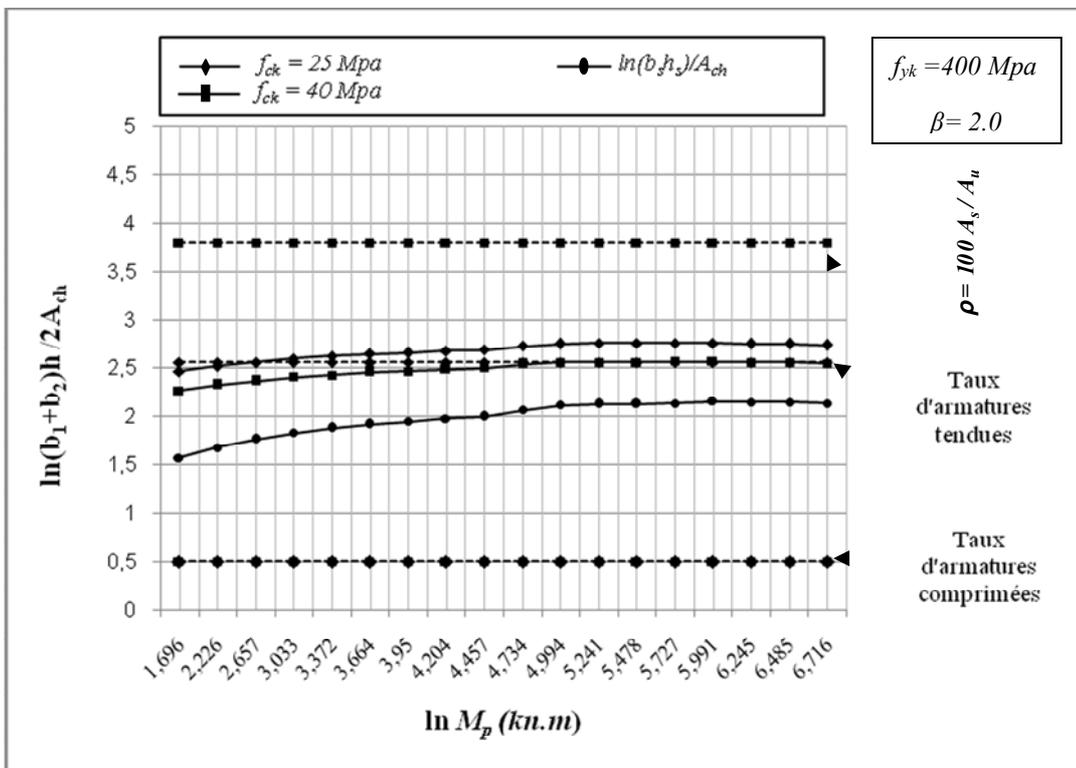


Figure (6.20). Sections trapézoïdales en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$

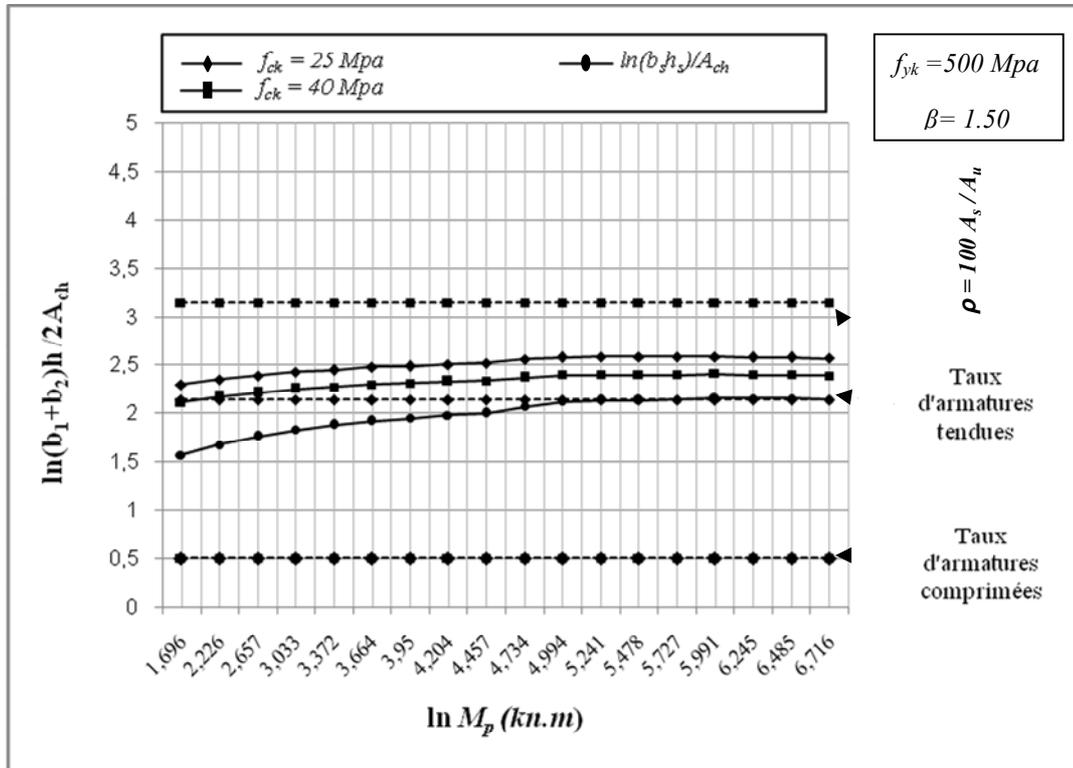


Figure (6.21). Sections trapézoïdales en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

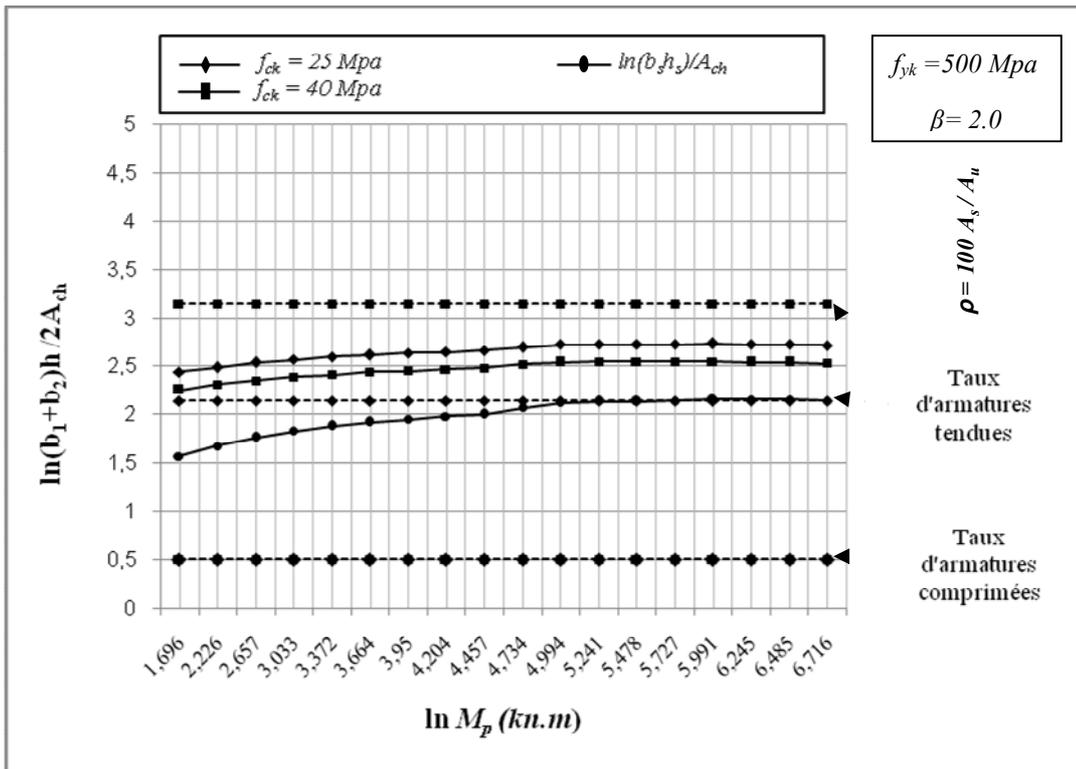


Figure (6.22). Sections trapézoïdales en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$

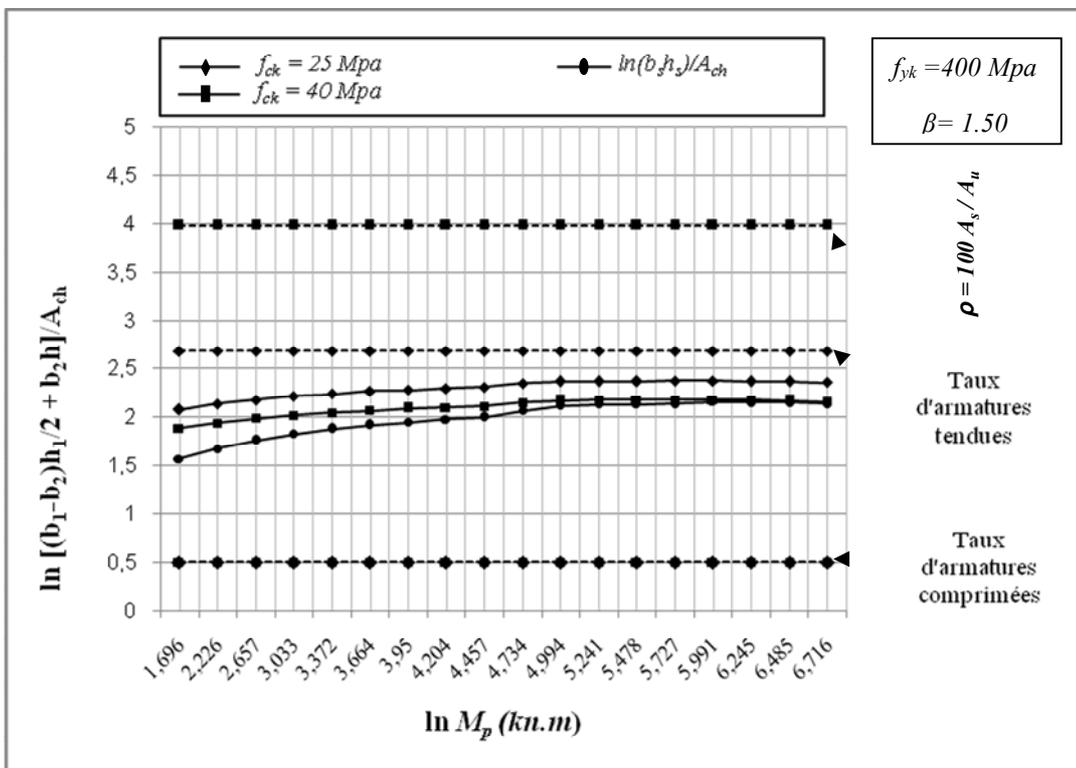


Figure (6.23). Sections Y en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

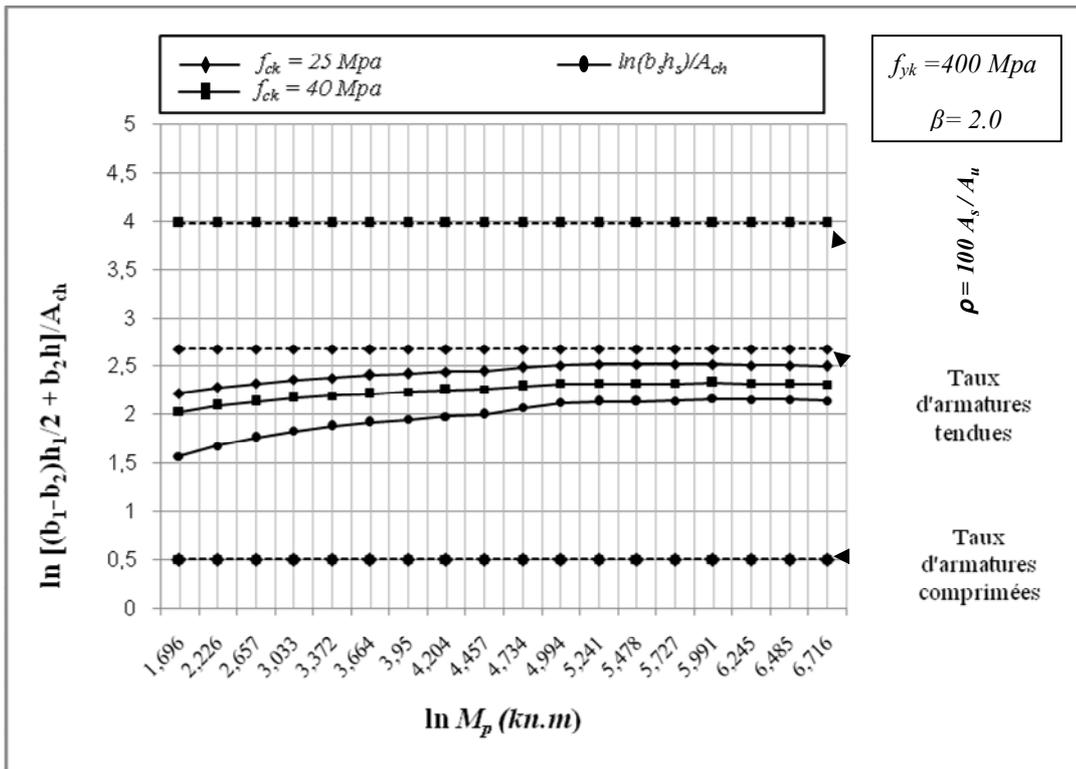


Figure (6.24). Sections Y en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$

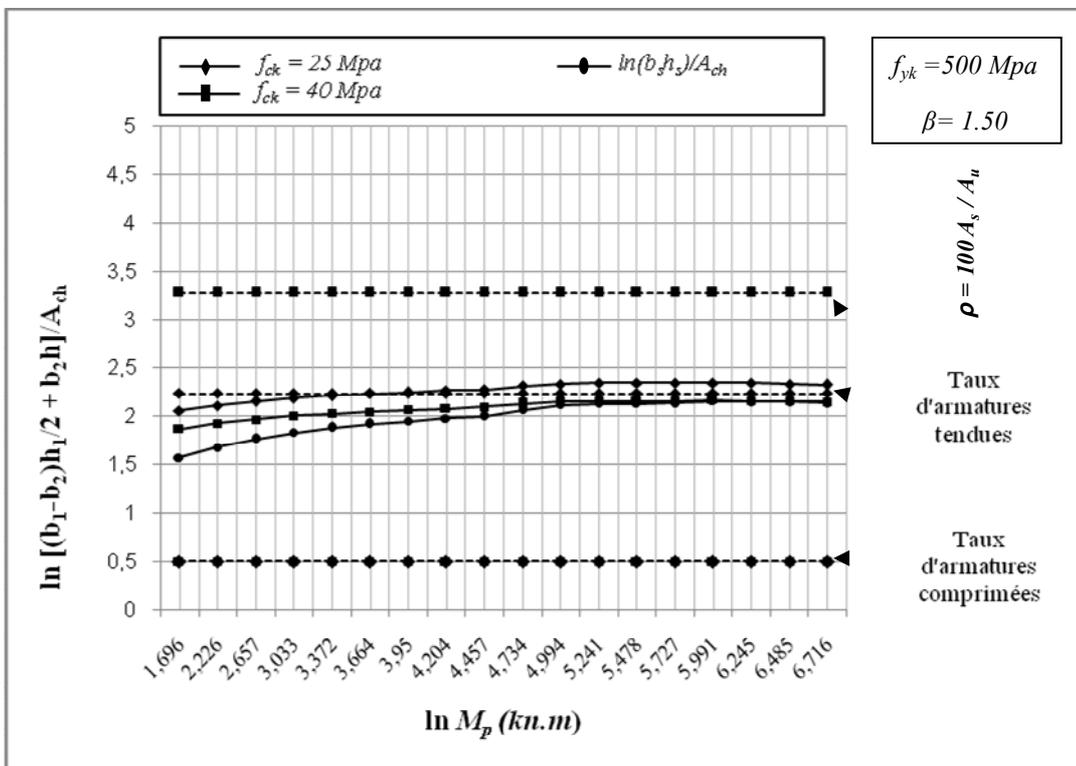


Figure (6.25). Sections Y en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

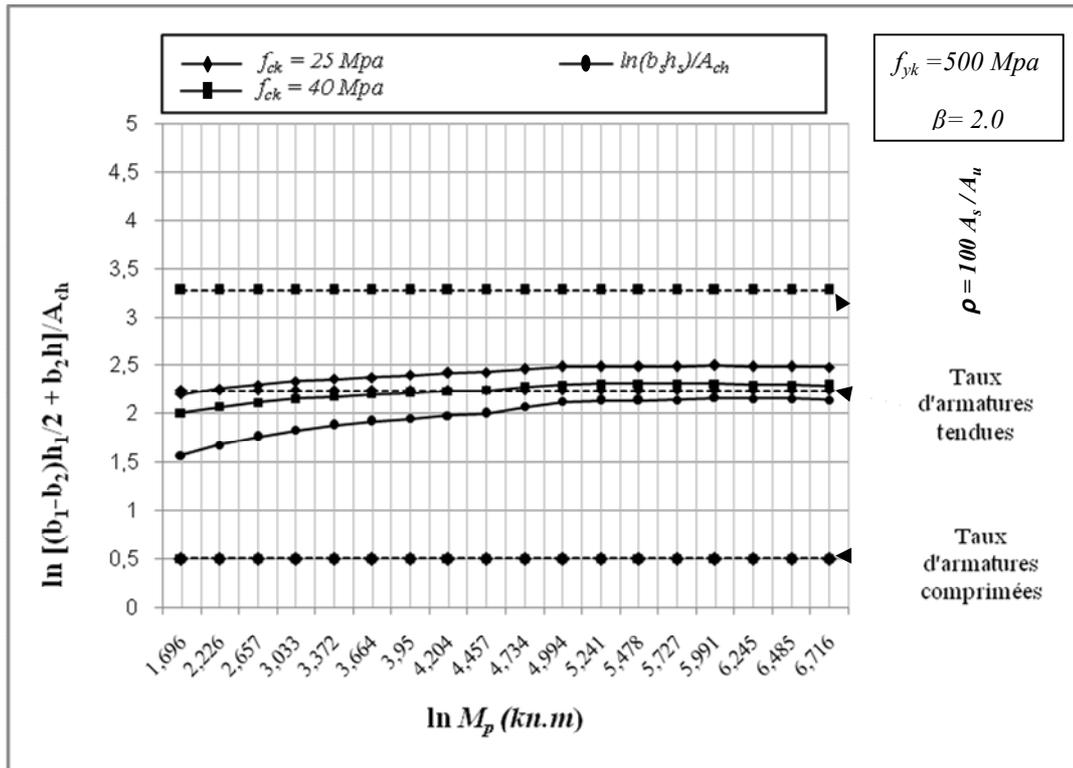


Figure (6.26). Sections Y en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$, $\beta = 2.0$

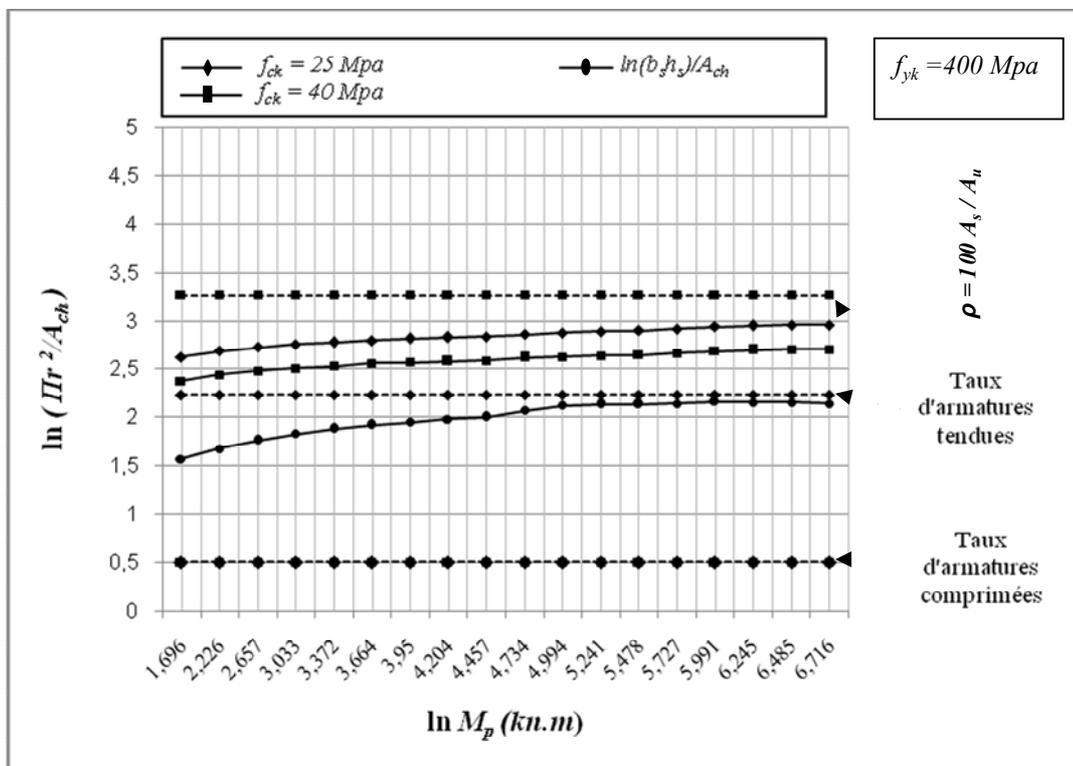


Figure (6.27). Sections circulaires en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$, $\beta = 1.50$

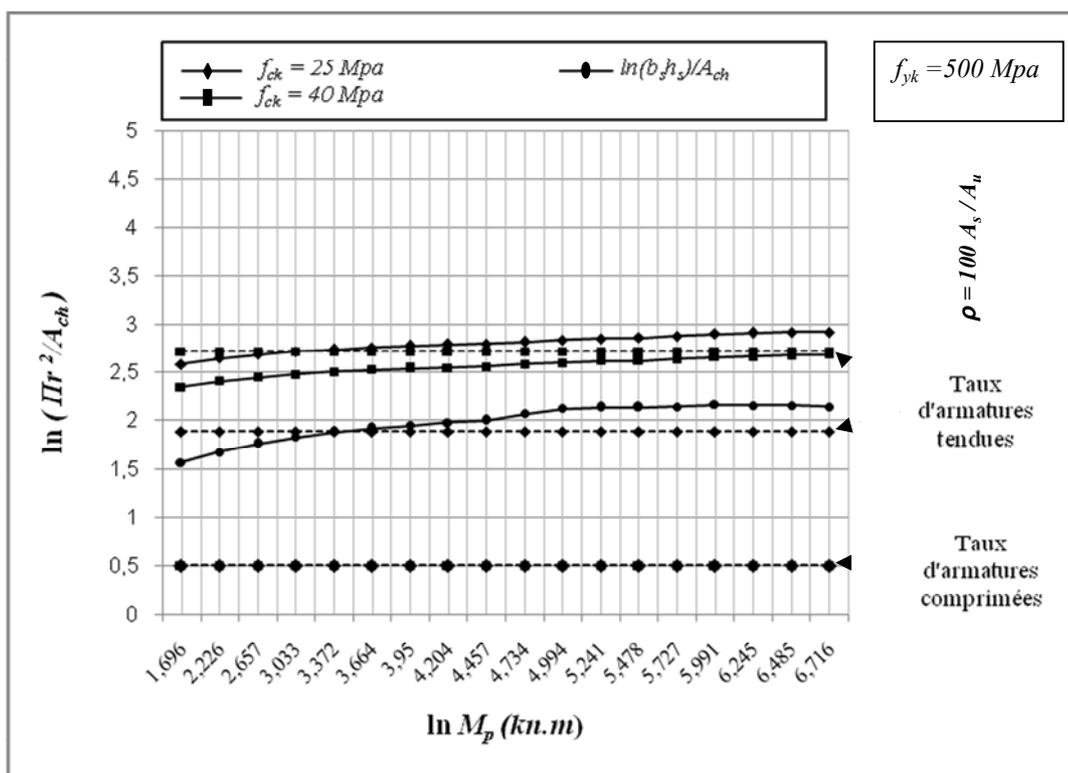


Figure (6.28). Sections circulaires en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE

Pour: $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$

6.3 Effets des paramètres influents

6.3.1. Effets de la résistance à la compression du béton f_{ck} et du rapport β

On remarque que les courbes pour les deux valeurs de f_{ck} ont la même allure dans le même graphe, les figures (6.1) à (6.28) mettent en évidence l'effet de la variation de la résistance caractéristique à la compression du béton sur la hauteur total, h , de la section équivalente en béton simplement ou doublement armée.

La hauteur, h , diminue avec l'augmentation de f_{ck} pour les sections simplement armées pour un f_{ck} donné, par contre le taux d'armature augmente; ces diminutions ainsi que les augmentations relatives sont présentées dans les tableaux (6.1) à (6.4).

Tableau (6.1). Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections rectangulaires simplement armées

$f_{yk} \text{ (Mpa)}$	Ordre de diminution de la hauteur h en %	Ordre d'augmentation de ρ en %
	$f_{ck} \text{ 25/40}$	$f_{ck} \text{ 25/40}$
400	20.95	60.45
500	20.95	59.37

Tableau (6.2). Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ

pour les sections trapézoïdales simplement armées		
f_{yk} (Mpa)	Ordre de diminution de la hauteur h en %	Ordre d'augmentation de ρ en %
	f_{ck} 25/40	f_{ck} 25/40
400	20.98	60.78
500	20.98	61.00

Tableau (6.3). Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections en Y simplement armées

f_{yk} (Mpa)	Ordre de diminution de la hauteur h en %	Ordre d'augmentation de ρ en %
	f_{ck} 25/40	f_{ck} 25/40
400	20.95	59.68
500	20.95	60.10

Tableau (6.4). Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections circulaires simplement armées

f_{yk} (Mpa)	Ordre de diminution de la hauteur h en %	Ordre d'augmentation de ρ en %
	f_{ck} 25/40	f_{ck} 25/40
400	14.55	60.20
500	14.55	59.96

En ce qui concerne les sections doublement armées, la hauteur, h , diminue avec l'augmentation de f_{ck} pour un f_{yk} donné, les taux d'armatures tendues augmentent, ces diminutions ainsi que les augmentations relatives sont présentées dans les tableaux (6.5) à (6.8)

Tableau (6.5). Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections rectangulaires doublement armées

f_{yk} (Mpa)	Ordre de diminution de la hauteur h en %	Ordre d'augmentation de ρ en %
	f_{ck} 25/40	f_{ck} 25/40
400	16.84	46.07
500	16.07	43.46

Tableau (6.6). Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections trapézoïdales doublement armées

f_{yk} (Mpa)	Ordre de diminution de la hauteur h en %	Ordre d'augmentation de ρ en %
	f_{ck} 25/40	f_{ck} 25/40
400	17.55	48.36
500	16.83	46.10

Tableau (6.7). Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections en Y doublement armées		
f_{yk} (Mpa)	Ordre de diminution de la hauteur h en %	Ordre d'augmentation de ρ en %
	f_{ck} 25/40	f_{ck} 25/40
400	17.75	48.03
500	17.05	46.11

Tableau (6.8). Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections circulaires doublement armées		
f_{yk} (Mpa)	Ordre de diminution de la hauteur h en %	Ordre d'augmentation de ρ en %
	f_{ck} 25/40	f_{ck} 25/40
400	11.69	47.00
500	11.14	44.90

Par ailleurs, la hauteur totale h diminue avec l'augmentation de β pour un f_{ck} et f_{yk} donnés d'un profilé, cette diminution est variable pour la gamme de sections testées, ces diminutions sont représentées dans les tableaux (6.9) à (6.11).

Tableau (6.9). Effet de l'augmentation de β sur la hauteur de la section rectangulaire h			
diminution de h en % pour l'augmentation de β (1.5 à 2.0)			
	f_{ck} (Mpa)	$f_{yk} = 400$ Mpa	$f_{yk} = 500$ Mpa
Sections simplement armées	25	13.43	13.43
	40	13.37	13.37
Sections doublement armées	25	13.43	13.37
	40	13.40	13.41

Tableau (6.10). Effet de l'augmentation de β sur la hauteur de la section trapézoïdale h			
diminution de h en % pour l'augmentation de β (1.5 à 2.0)			
	f_{ck} (Mpa)	$f_{yk} = 400$ Mpa	$f_{yk} = 500$ Mpa
Sections simplement armées	25	13.39	13.39
	40	13.38	13.38
Sections doublement armées	25	13.38	13.38
	40	13.44	13.46

Tableau (6.11). Effet de l'augmentation de β sur la hauteur de la section en Y, h			
diminution de h en % pour l'augmentation de β (1.5 à 2.0)			
	f_{ck} (Mpa)	$f_{yk} = 400$ Mpa	$f_{yk} = 500$ Mpa

Sections simplement armées	25	13.37	13.37
	40	13.34	13.34
Sections doublement armées	25	13.45	13.37
	40	13.36	13.33

6.3.2. Effets de la variation de la contrainte d'écoulement de l'acier f_{yk}

L'effet de la variation de la contrainte d'écoulement de l'acier, f_{yk} , sur la hauteur totale, h , de la section simplement ou doublement armée équivalente est mineur et négligeable, et cela pour un f_{ck} donné et pour une même valeur du rapport β . Cet effet est donné par les tableaux

(6.12) à (6.15).

Tableau (6.12). effet de la variation de f_{yk} sur la hauteur h de la section rectangulaire équivalente		
Ordre de diminution ou d'augmentation de la hauteur h en %		
	f_{ck} (Mpa)	$f_{yk} = 400/500$ (Mpa)
Sections simplement armées	25	00
	40	00
Sections doublement armées	25	3.08
	40	2.17

Tableau (6.13). effet de la variation de f_{yk} sur la hauteur h de la section trapézoïdale équivalente		
Ordre de diminution ou d'augmentation de la hauteur h en %		
	f_{ck} (Mpa)	$f_{yk} = 400/500$ (Mpa)
Sections simplement armées	25	00
	40	00
Sections doublement armées	25	2.66
	40	1.72

Tableau (6.14). effet de la variation de f_{yk} sur la hauteur h de la section en Y équivalente		
--	--	--

Ordre de diminution ou d'augmentation de la hauteur h en %		
	f_{ck} (Mpa)	$f_{yk} = 400/500$ (Mpa)
Sections simplement armées	25	00
	40	00
Sections doublement armées	25	2.54
	40	1.71

Tableau (6.15). effet de la variation de f_{yk} sur la hauteur h de la section circulaire équivalente

Ordre de diminution ou d'augmentation de la hauteur h en %		
	f_{ck} (Mpa)	$f_{yk} = 400/500$ (Mpa)
Sections simplement armées	25	00
	40	00
Sections doublement armées	25	1.98
	40	1.36

Les taux d'armatures tendue, ρ , pour les deux types de sections équivalentes (simplement et doublement armées) diminuent avec l'augmentation de la contrainte d'écoulement de l'acier f_{yk} pour un f_{ck} donné, ces diminutions sont représentés dans les tableaux (6.16) à (6.23).

Tableau (6.16). Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections rectangulaires simplement armées

f_{ck} (Mpa)	Valeurs de ρ pour les différents f_{yk}		Diminution de ρ en%
	400 (Mpa)	500 (Mpa)	400/500 (Mpa)
25	1.62 %	1.31 %	19.14
40	2.60 %	2.08 %	20.00

Tableau (6.17). Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections trapézoïdales simplement armées

f_{ck} (Mpa)	Valeurs de ρ pour les différents f_{yk}		Diminution de ρ en%
	400 (Mpa)	500 (Mpa)	400/500 (Mpa)
25	2.04 %	1.63 %	20.10
40	3.28 %	2.63 %	19.82

Tableau (6.18). Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections En Y simplement armées

f_{ck} (Mpa)	Valeurs de ρ pour les différents f_{yk}		Diminution de ρ en%
	400 (Mpa)	500 (Mpa)	400/500 (Mpa)
25	2.17 %	1.72 %	20.74
40	3.46 %	2.76 %	20.23

Tableau (6.19). Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections circulaires simplement armées

f_{ck} (Mpa)	Valeurs de ρ pour les différents f_{yk}		Diminution de ρ en%
	400 (Mpa)	500 (Mpa)	400/500 (Mpa)
25	1.73 %	1.39 %	19.65
40	2.77 %	2.22 %	19.86

Tableau (6.20). Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections rectangulaires doublement armées

f_{ck} (Mpa)	Valeurs de ρ pour les différents f_{yk}		Diminution de ρ en%
	400 (Mpa)	500 (Mpa)	400/500 (Mpa)
25	2.13 %	1.80 %	15.49
40	3.11 %	2.58 %	17.04

Tableau (6.21). Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections trapézoïdales doublement armées

f_{ck} (Mpa)	Valeurs de ρ pour les différents f_{yk}		Diminution de ρ en%
	400 (Mpa)	500 (Mpa)	400/500 (Mpa)
25	2.56 %	2.15 %	16.02
40	3.79 %	3.14 %	17.15

Tableau (6.22). Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections En Y doublement armées

f_{ck} (Mpa)	Valeurs de ρ pour les différents f_{yk}		Diminution de ρ en%
	400 (Mpa)	500 (Mpa)	400/500 (Mpa)
25	2.68 %	2.24 %	16.42
40	3.97 %	3.27 %	17.63

Tableau (6.23). Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections circulaires doublement armées

f_{ck} (Mpa)	Valeurs de ρ pour les différents f_{yk}		Diminution de ρ en%
	400 (Mpa)	500 (Mpa)	400/500 (Mpa)
25	2.23 %	1.88 %	15.70
40	3.28 %	2.73 %	16.77

6.3.3 Effets de la résistance à la compression du béton f_{ck} sur le coût

Il est évident aussi que le coût de la section en béton armé équivalente augmente avec l'augmentation de la résistance caractéristique du béton f_{ck} .

Le coût d'une poutre en béton est calculé par un sous détail de prix, utilisant la formulation de béton développé par la méthode de G.Dreux, le poids volumique du béton est pris égal à 2350 kg/m^3 comme indiqué au tableau (6.24). Ce coût est calculé pour un volume de 1 m^3 de béton et cela pour les deux valeurs de la résistance caractéristique ($25,40 \text{ Mpa}$), le tableau (6.25) illustre une comparaison de prix du béton pour ces valeurs.

Tableau (6.24). formulation du béton pour les différentes résistances caractéristiques f_{ck} selon G.Dreux

Méthode	G.Dreux/ 1 Gâché		G.Dreux/ 1 m^3 béton	
f_{ck}	25 Mpa	40 Mpa	25 Mpa	40 Mpa
Formulation	Poids (kg)	Poids (kg)	Poids (kg)	Poids (kg)
Ciment	1,00	1,00	295,97	387,15
Sable	2,22	1,7	657,05	658,15
Gravier	4,07	2,86	1204,60	1107,25
Eau	0,65	0,51	192,38	197,45
Total	7,94	6,07	2350,00	2350,00

Tableau (6.25). prix de 1 m^3 de béton pour les différents f_{ck} en DA

f_{ck} (Mpa)	25	40
Formulation	DA	DA
Ciment	2663,73	3484,35
Sable	1038,14	1039,88
Gravier	2120,09	1948,76
Eau	961,90	987,23
Total	6783,86	7460,22

Pour les aciers le poids volumique est considéré égal à $7856,27 \text{ kg/m}^3$, par conséquent le prix de 1 kg d'acier est prix égale à 90 DA.

Le tableau (6.25) montre que l'augmentation du coût est de 6.75 % pour un f_{ck} passant de 25 Mpa à 40 Mpa.

5.3.4. Effets de la variation de la résistance caractéristique f_{ck} sur le facteur de forme

L'augmentation de la résistance caractéristique du béton, f_{ck} , pour un f_{yk} donné, entraîne une diminution de la valeur du facteur de forme et ce pour les sections simplement et doublement armées, cet effet est représenté dans le tableau (6.26).

Tableau (6.26). Effets de la résistance caractéristique, f_{ck} , sur le facteur de forme pour $f_{yk} 400 \text{ Mpa}$

Facteur de forme	k			
	$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$	$f_{ck} = 40 \text{ Mpa}$	$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$	$f_{ck} = 40 \text{ Mpa}$
Section	Simplement armée	Simplement armée	Doublement armée	Doublement armée
rectangulaire	2.70	2.42	3.06	2.61
trapézoïdale	2.67	2.44	2.99	2.59
En Y	2.62	2.46	2.95	2.61

Circulaire	2.73	2.40	3.09	2.57
------------	------	------	------	------

6.3.5. Effets de la variation de la contrainte d'écoulement de l'acier f_{yk} sur le facteur de forme

L'augmentation de la contrainte d'écoulement de l'acier, f_{yk} , pour un f_{ck} donné, entraîne une augmentation de la valeur du facteur de forme et ce pour les sections simplement et doublement armées, cet effet est représenté dans le tableau (6.27).

Tableau (6.27). Effets de la contrainte d'écoulement, f_{yk} , sur le facteur de forme pour $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$				
Facteur de forme	k			
	$f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$	$f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$	$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$
Section	Simplement armée	Simplement armée	Doublement armée	Doublement armée
rectangulaire	2.70	2.91	3.06	3.44
trapézoïdale	2.67	2.87	2.99	3.31
En Y	2.62	2.74	2.95	3.21
Circulaire	2.73	3.04	3.09	3.48

5.4. Comparaison de prix entre une section en béton armé équivalente et un profilé en charpente métallique

Les tableaux (6.28) à (6.36) présentent l'évaluation du coût d'1 ml pour les deux types de sections en béton armé équivalentes, l'analyse a montré pour cet exemple de $f_{yk} = 400 \text{ Mpa}$ et

$$\beta = 1.5$$

Que :

- le coût des profilés en charpente métallique est supérieur de 2.40 à 3.53 fois celui du prix des sections rectangulaires simplement armées, et il est supérieur de 2.10 à 3.0 fois celui des sections rectangulaires doublement armées.
- le coût des profilés en charpente métallique est supérieur de 2.26 à 3.40 fois celui du prix des sections trapézoïdales simplement armées, et il est supérieur de 1.99 à 2.88 fois celui des sections trapézoïdales doublement armées.
- le coût des profilés en charpente métallique est supérieur de 2.84 à 4.27 fois celui du prix des sections en Y simplement armées, et il est supérieur de 2.50 à 3.64 fois celui des sections en Y doublement armées.
- le coût des profilés en charpente métallique est supérieur de 2.07 à 2.94 fois celui du prix des sections circulaires simplement armées, et il est supérieur de 1.89 à 2.65 fois celui des sections circulaires doublement armées.

Tableau (6.28) Comparaison du coût d'1 *ml* entre des profilés *IPE* et des sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400$ *Mpa*

Prix d'un profilé en DA (DA)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 20$ <i>Mpa</i> (DA)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 40$ <i>Mpa</i> (DA)
612,00	173.31	191.88
826,20	247.02	274.55
1060,80	331.07	367.02
1315,80	426.85	472.67
1611,60	535.78	593.65
1917,60	652.90	723.83
2284,80	789.77	875.53
2672,40	940.66	1042.70
3131,40	1114.89	1236.23
3682,20	1358.17	1505.78
4304,40	1630.69	1808.07
5008,20	1905.63	2112.74
5824,20	2211.15	2451.86
6762,60	2577.86	2856.86
7915,20	3021.58	3349.74
9251,40	3519.81	3902.36
10812,00	4065.08	4506.25
12444,00	4670.89	5177.51

Tableau (6.29) Comparaison du coût d'1 *ml* entre des profilés *IPE* et des sections trapézoïdales simplement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400$ *Mpa*

Prix d'un profilé en DA (DA)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 20$ <i>Mpa</i> (DA)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 40$ <i>Mpa</i> (DA)
612,00	179.98	204.67
826,20	257.05	291.16
1060,80	343.83	389.73
1315,80	443.19	502.49
1611,60	556.40	631.31
1917,60	679.56	769.03
2284,80	820.68	930.80
2672,40	977.26	1108.21
3131,40	1158.15	1313.84
3682,20	1410.96	1600.17
4304,40	1694.27	1920.66
5008,20	1979.76	2244.79
5824,20	2297.24	2605.06
6762,60	2677.53	3035.51
7915,20	3138.93	3558.83

9251,40	3656.97	4145.49
10812,00	4222.77	4788.25
12444,00	4852.05	5501.25

Tableau (6.30) Comparaison du coût d'1 ml entre des profilés *IPE* et des sections en Y simplement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{vk} = 400$ Mpa

Prix d'un profilé en DA (DA)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 20$ Mpa (DA)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 40$ Mpa (DA)
612,00	143.47	162.83
826,20	204.37	231.72
1060,80	273.47	310.64
1315,80	352.24	400.20
1611,60	442.28	501.94
1917,60	538.92	612.17
2284,80	651.96	740.17
2672,40	776.62	882.18
3131,40	920.28	1045.22
3682,20	1120.72	1273.25
4304,40	1345.86	1528.97
5008,20	1572.40	1786.23
5824,20	1824.87	2073.35
6762,60	2126.81	2416.09
7915,20	2492.85	2832.31
9251,40	2903.80	3299.37
10812,00	3354.36	3810.64
12444,00	3853.50	4378.34

Tableau (6.31) Comparaison du coût d'1 ml entre des profilés *IPE* et des sections circulaires simplement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{vk} = 400$ Mpa

Prix d'un profilé en DA (DA)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 20$ Mpa (DA)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 40$ Mpa (DA)
612,00	207.93	211.28
826,20	296.27	301.14
1060,80	394.84	401.57
1315,80	507.82	516.28
1611,60	636.41	647.18
1917,60	772.65	785.93
2284,80	935.74	951.35
2672,40	1107.89	1127.11
3131,40	1311.95	1333.55
3682,20	1577.89	1604.18
4304,40	1877.25	1908.03
5008,20	2212.27	2249.46
5824,20	2590.93	2635.32
6762,60	3059.65	3109.98

7915,20	3648.33	3709.05
9251,40	4320.99	4393.34
10812,00	5068.60	5153.26
12444,00	5912.21	6012.71

Tableau (6.32) Comparaison du coût d'1 *ml* entre des profilés *IPE* et des sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{vk} = 400$ *Mpa*

Prix d'un profilé en DA (<i>DA</i>)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 20$ <i>Mpa</i> (<i>DA</i>)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 40$ <i>Mpa</i> (<i>DA</i>)
612,00	204.87	221.02
826,20	292.27	314.75
1060,80	391.58	420.75
1315,80	504.71	542.46
1611,60	633.22	681.22
1917,60	772.18	830.22
2284,80	934.10	1004.38
2672,40	1112.12	1195.79
3131,40	1317.94	1417.72
3682,20	1605.27	1726.87
4304,40	1928.07	2073.50
5008,20	2252.32	2423.08
5824,20	2613.98	2811.18
6762,60	3046.34	3276.70
7915,20	3572.08	3841.70
9251,40	4161.22	4474.45
10812,00	4805.52	5167.74
12444,00	5521.01	5937.85

Tableau (6.33) Comparaison du coût d'1 *ml* entre des profilés *IPE* et des sections trapézoïdales doublement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{vk} = 400$ *Mpa*

Prix d'un profilé en DA (<i>DA</i>)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 20$ <i>Mpa</i> (<i>DA</i>)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 40$ <i>Mpa</i> (<i>DA</i>)
612,00	211.89	231.71
826,20	301.58	330.62
1060,80	404.08	442.72
1315,80	520.84	570.99
1611,60	654.45	717.01
1917,60	797.68	873.13
2284,80	964.39	1056.45
2672,40	1148.83	1257.86
3131,40	1361.76	1491.27
3682,20	1659.17	1815.74
4304,40	1942.76	2180.75
5008,20	2327.64	2548.59
5824,20	2701.49	2957.54

6762,60	3147.84	3446.46
7915,20	3690.32	4040.70
9251,40	4298.65	4707.00
10812,00	4964.49	5435.91
12444,00	5704.51	6245.53

Tableau (6.34) Comparaison du coût d'1 *ml* entre des profilés *IPE* et des sections en Y doublement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400$ *Mpa*

Prix d'un profilé en DA (<i>DA</i>)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 20$ <i>Mpa</i> (<i>DA</i>)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 40$ <i>Mpa</i> (<i>DA</i>)
612,00	168.11	183.94
826,20	239.54	262.92
1060,80	320.37	351.72
1315,80	412.58	453.06
1611,60	518.51	569.31
1917,60	632.21	693.80
2284,80	763.86	836.45
2672,40	910.30	999.94
3131,40	1072.16	1184.73
3682,20	1314.27	1442.60
4304,40	1578.16	1732.73
5008,20	1843.92	2024.90
5824,20	2139.95	2349.20
6762,60	2493.35	2738.13
7915,20	2923.48	3210.47
9251,40	3405.26	3739.14
10812,00	3933.20	4318.99
12444,00	4519.34	4962.08

Tableau (6.35) Comparaison du coût d'1 *ml* entre des profilés *IPE* et des sections circulaires doublement armées équivalentes pour $\beta = 1.5$ et $f_{yk} = 400$ *Mpa*

Prix d'un profilé en DA (<i>DA</i>)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 20$ <i>Mpa</i> (<i>DA</i>)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 40$ <i>Mpa</i> (<i>DA</i>)
612,00	230.57	232.08
826,20	327.49	330.07
1060,80	437.24	441.32
1315,80	561.77	565.79
1611,60	704.06	710.10
1917,60	855.39	861.82
2284,80	1035.31	1042.99
2672,40	1226.64	1236.27
3131,40	1451.25	1462.73
3682,20	1745.45	1759.70
4304,40	2076.56	2093.02
5008,20	2448.24	2467.56

5824,20	2867.27	2890.00
6762,60	3385.36	3412.36
7915,20	4036.75	4068.60
9251,40	4781.66	4818.64
10812,00	5607.54	5652.56
12444,00	6542.19	6594.14

Tableau (6.36). prix d'une section en béton armé par rapport à celui d'un profilé en charpente métallique type <i>IPE</i>	
Section rectangulaire	36.17 %
Section trapézoïdale	37.95 %
Section en Y	30.17 %
Section circulaire	41.84 %

7. Conclusions et perspectives

7.1 Importance et rôle du développement du catalogue d'abaques

La présente étude a mis en relief l'importance du dit catalogue. Le développement d'abaques à trois entrées liant graphiquement la relation du moment réduit et les taux géométriques des armatures tendues et comprimées, utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode 2 [5,9] était nécessaire et indispensable pour les raisons suivantes:

- Facilitation de l'opération de caractérisation (sans ce catalogue, l'opération aurait été impossible à mener de manière analytique)
- Facilitation de la comparaison du point de vue économique

Par ailleurs ce catalogue peut être utilisé dans les calculs des poutres fléchies en béton armé qui ont des sections rectangulaires, trapézoïdales, en Y et circulaires à l'état limite ultime (dimensionnement et ferrailage), il peut être aussi utilisé pour une vérification rapide sur la qualité d'une section donnée en béton armé (sous armée ou sur armée).

En outre, le catalogue permet la détermination rapide de la capacité flexionnelle, moment ultime ou moment plastique d'une section non usuelle donnée immédiatement si l'ensemble des paramètres est connu à savoir f_{ck} , f_{yk} et d'/d .

7.2. Caractérisation

L'étude a révélé de cette caractérisation le point suivant:

Hormis quelques sections obsolètes ($b \gg h$), l'ensemble des sections en béton simplement et doublement armées équivalentes aux différents profilés *IPE* est conforme avec les dimensions utilisées en pratique.

Un mini-système de détermination des sections en béton simplement et doublement armées équivalentes aux différents profilés en charpente métallique type *IPE* a été mis en œuvre et est très simple d'utilisation et qui pourrait faciliter la prise de décision.

En outre, la caractérisation a permis l'obtention d'une multitude de sections en béton armé équivalentes à un profilé donné. Du fait du nombre de paramètres sur les plans géométrique β et mécanique f_{ck} , f_{yk} .

7.3 Impact économique

L'étude économique réalisée au chapitre 6 a révélé que:

- La section en Y est la meilleure section du point de vue économique par rapport aux autres sections étudiées.
- le coût des profilés en charpente métallique est supérieur de 2.40 à 3.53 fois celui du prix des sections rectangulaires simplement armées, et il est supérieur de 2.10 à 3.0 fois celui des sections rectangulaires doublement armées.

- le coût des profilés en charpente métallique est supérieur de 2.26 à 3.40 fois celui du prix des sections trapézoïdales simplement armées, et il est supérieur de 1.99 à 2.88 fois celui des sections trapézoïdales doublement armées.
- le coût des profilés en charpente métallique est supérieur de 2.84 à 4.27 fois celui du prix des sections en Y simplement armées, et il est supérieur de 2.50 à 3.64 fois celui des sections en Y doublement armées.
- le coût des profilés en charpente métallique est supérieur de 2.07 à 2.94 fois celui du prix des sections circulaires simplement armées, et il est supérieur de 1.89 à 2.65 fois celui des sections circulaires doublement armées.

7.4. Performance plastique

Relativement aux sections étudiées, la section en Y présente (même si la différence est minime) le plus faible facteur de forme, donc c'est la plus performante du point de vue plasticité, sous réserve d'effectuer une étude expérimentale étoffée.

7.5 Perspectives

La différence de plastification des deux types de sections en béton armé et en charpente métallique ne pourrait être quantifiée et métrisée qu'avec un large programme expérimental.

Le présent thème pourrait être développé expérimentalement et compléter ce qui a été réalisé jusqu'ici en mettant l'accent sur deux aspects fondamentaux:

- Etude comparative sur le plan performance plastique en faisant varier le maximum de paramètres.
- Etude économique prenant le maximum de paramètres possibles: la main d'œuvre, l'entretien, l'avantage de grandes portées...etc.

Annexe A. Présentation graphique du catalogue d'abaques à trois entrées

A.1. Introduction

La volonté d'utiliser au mieux la matière pour des raisons économiques, ainsi que la tendance à une conception optimale, conduisent nécessairement à mettre à la disposition des ingénieurs un catalogue d'abaques à trois entrées liant graphiquement la relation du moment réduit $M_u / A_u d$ et les taux géométriques des armatures tendues ρ , et comprimées ρ' , d'un élément structurel en béton armé (poutre) soumis à la flexion simple, utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode2*. Ces abaques doivent être conçus en fonction des paramètres influents à savoir l'enrobage des aciers d'/d , la résistance caractéristique à la compression du béton, f_{ck} , la résistance caractéristique des aciers, f_{yk} , la position de l'axe neutre, x/d , ...etc.

A.2. principe de conception d'abaques à trois entrées

Les équations de base utilisées dans la conception de ce catalogue d'abaques liant graphiquement le moment réduit $M_u / A_u d$ et les taux d'armatures tendues $\rho = 100 A_s / A_u$ et comprimées

$\rho' = 100 A'_s / A_u$ sont tirés à partir d'une analyse d'une section non usuelle en béton armé soumise à la flexion simple, utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode2*. Ces équations utilisées pour la conception d'abaques sont exposées et détaillées dans le chapitre 4.

A.3. présentation d'abaques types

Il a été jugé nécessaire de représenter qu'une série d'abaques pour un f_{ck} et f_{yk} et d'/d donnés.

Les figures (A.1) à (A.12) représentent cette série d'abaques.

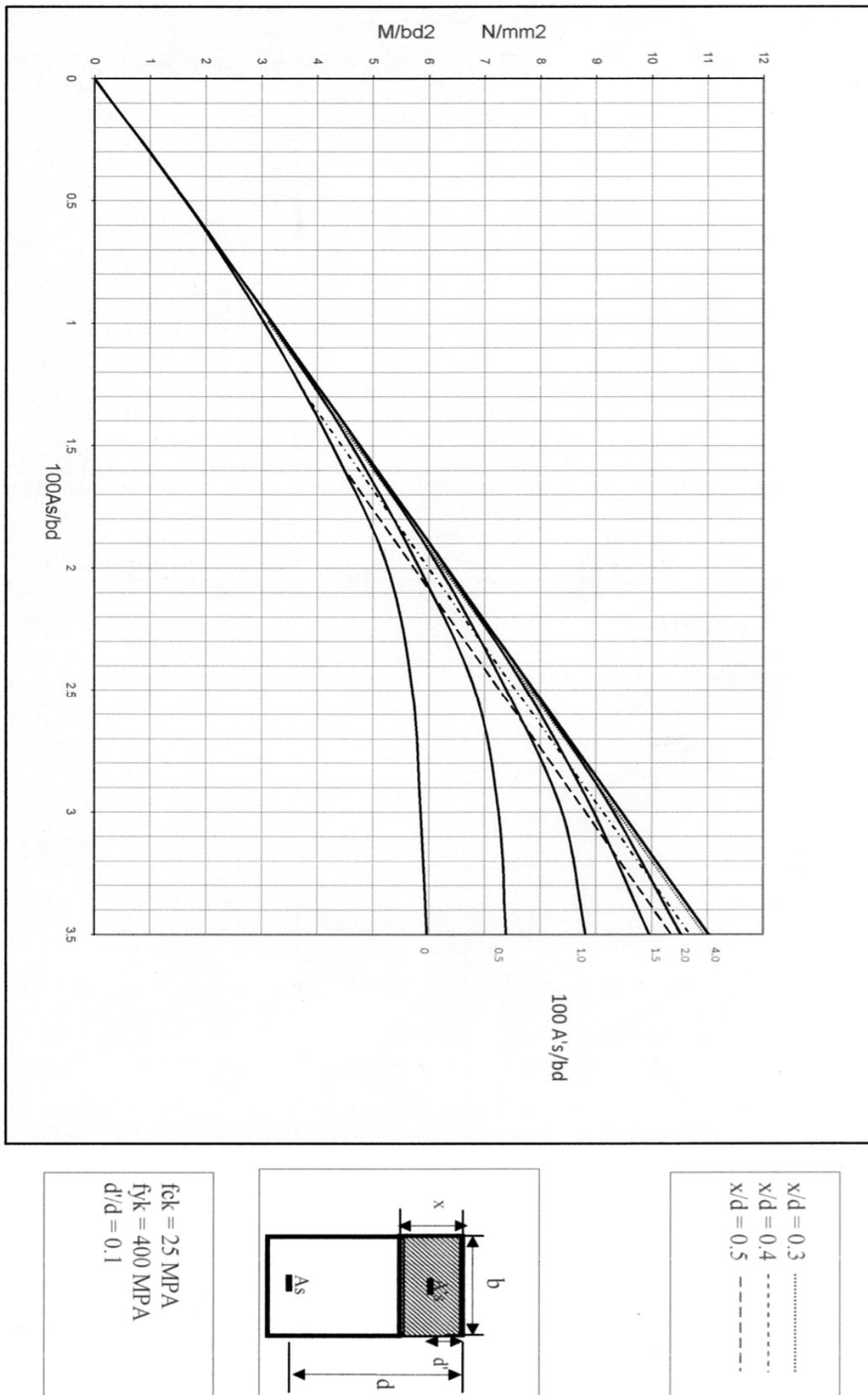


Figure (A.1). Moment réduit pour une section rectangulaire en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 25$ MPa, $f_{yk} = 400$ MPa et $d'/d = 0.1$

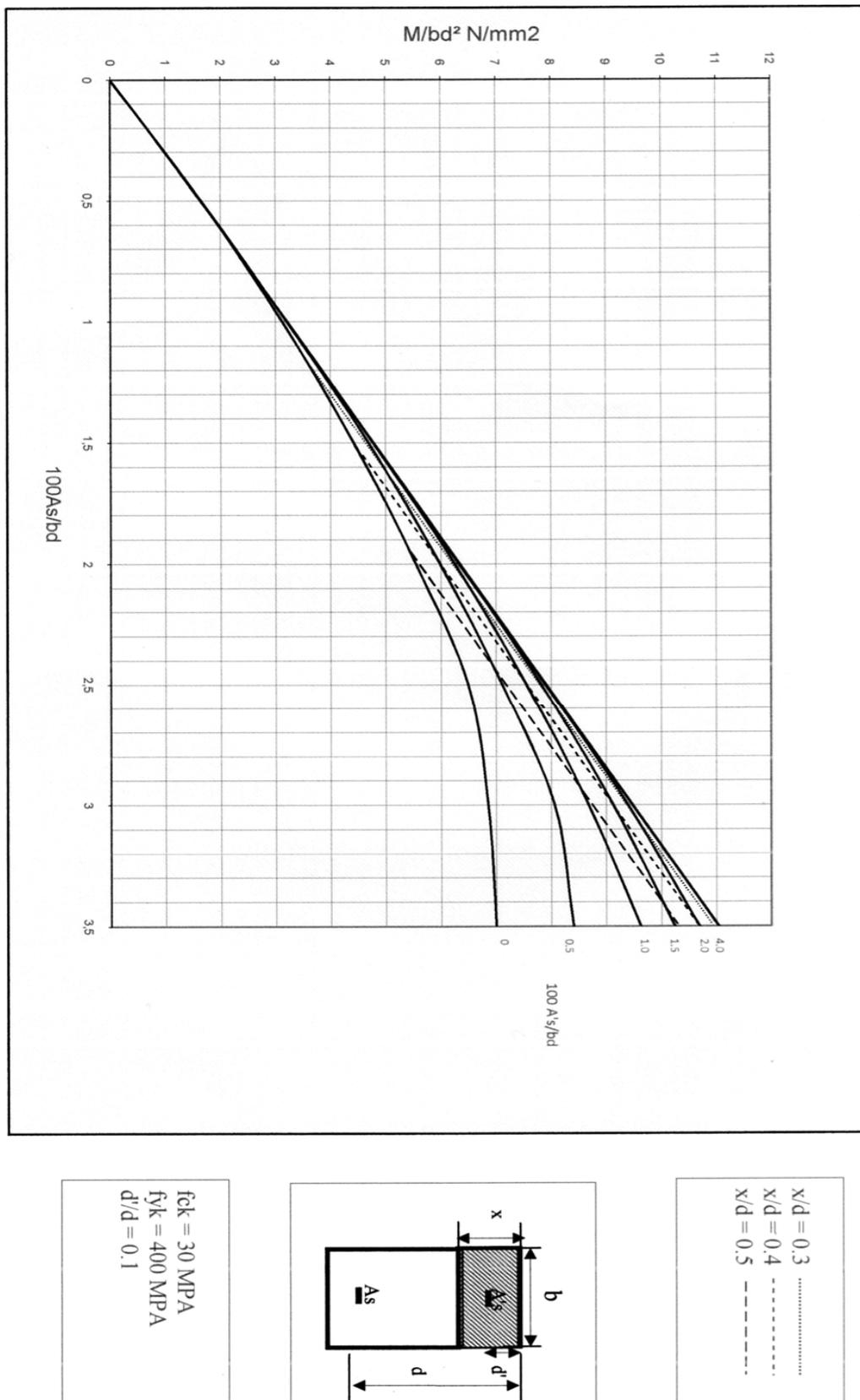


Figure (A.2). Moment réduit pour une section rectangulaire en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ et $d'/d = 0.1$

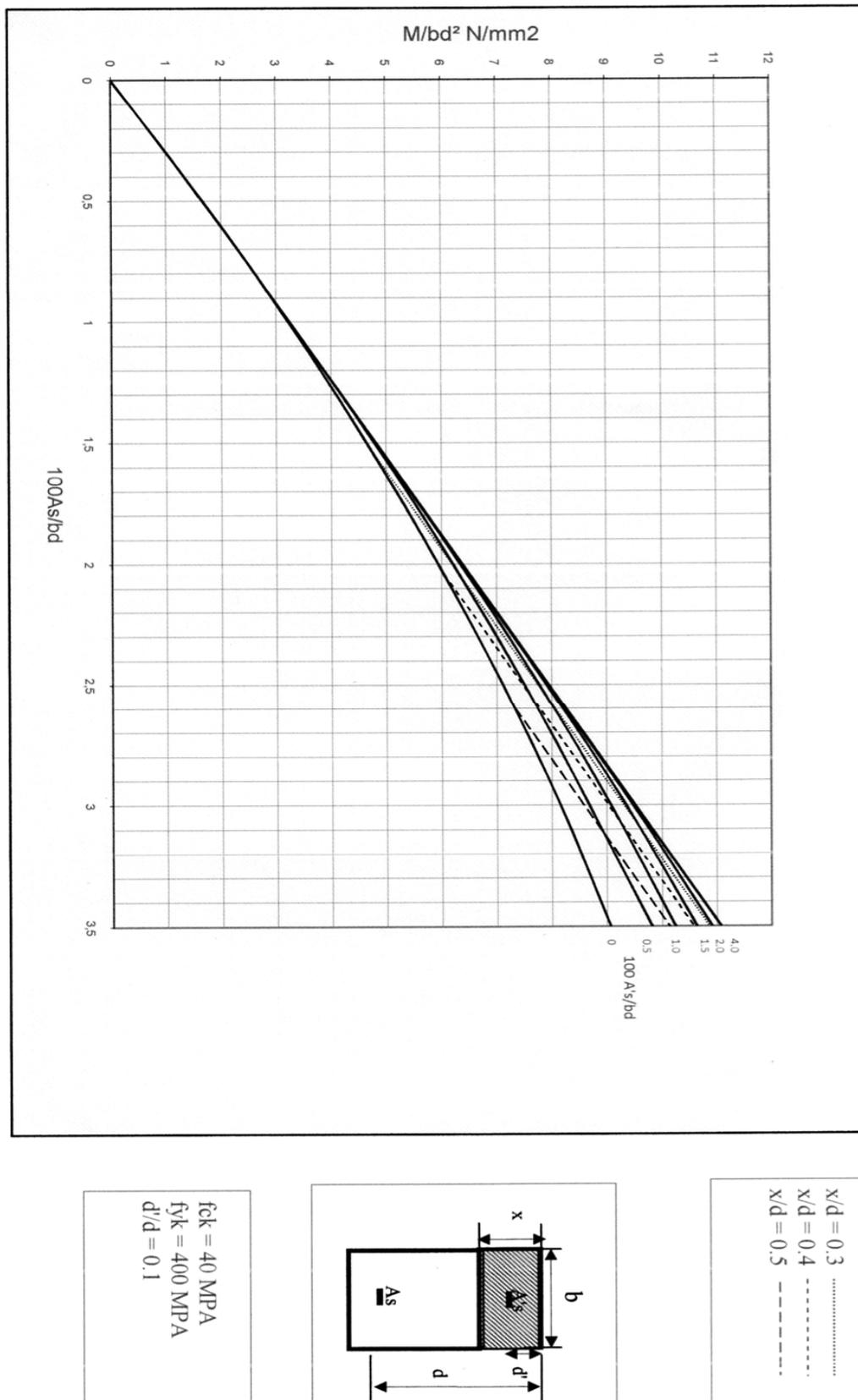
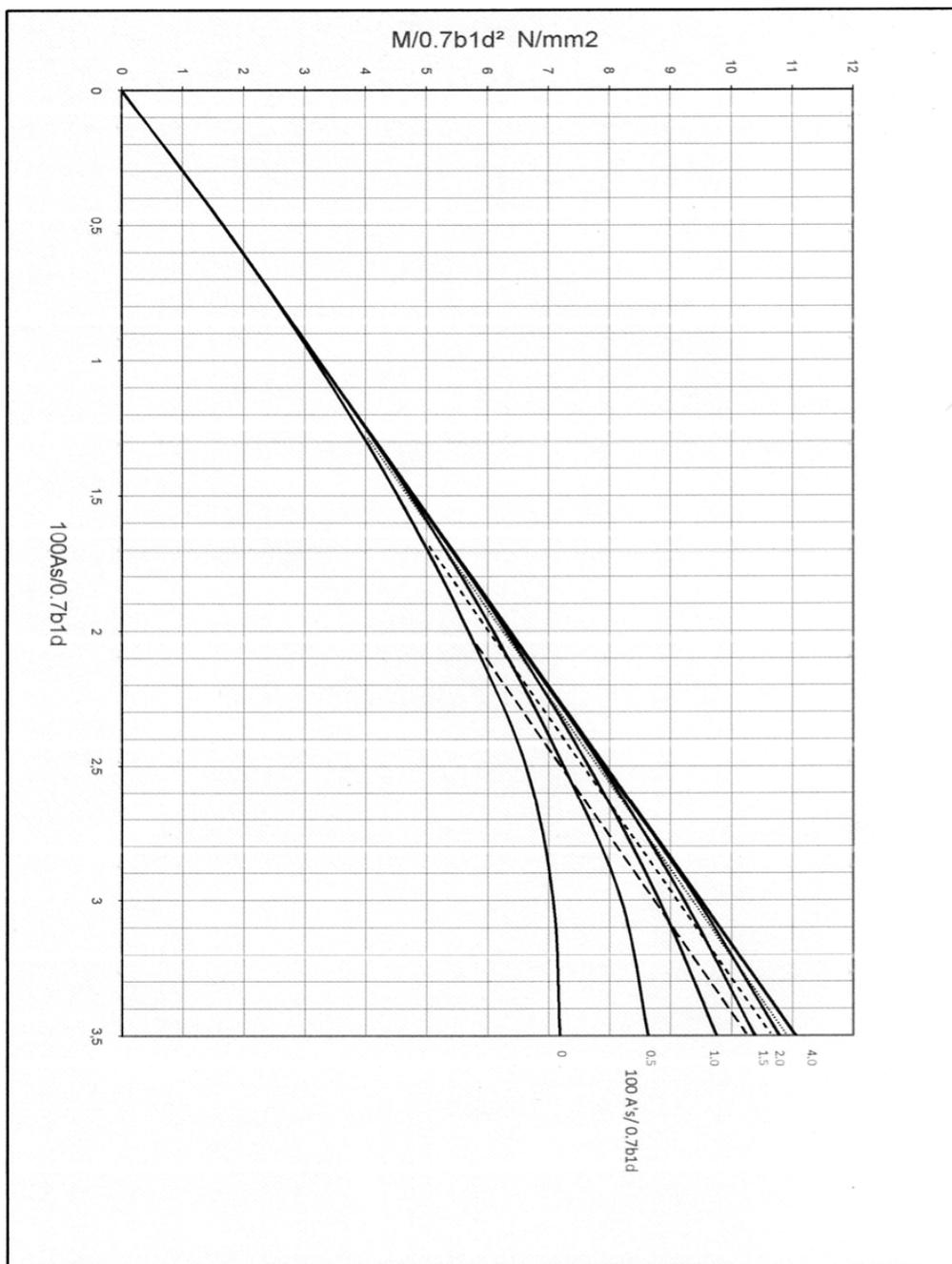
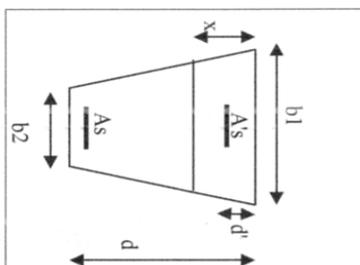


Figure (A.3). Moment réduit pour une section rectangulaire en fonction de ρ et ρ' , cas de

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}, f_{yk} = 400 \text{ MPa} \text{ et } d'/d = 0.1$$



$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$
 $d'/d = 0.1$
 $b_1 = 3b_2$



$x/d = 0.3$
 $x/d = 0.4$
 $x/d = 0.5$

Figure (A.4). Moment réduit pour une section trapézoïdale en fonction de ρ et ρ' , cas de

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ et $d'/d = 0.1$

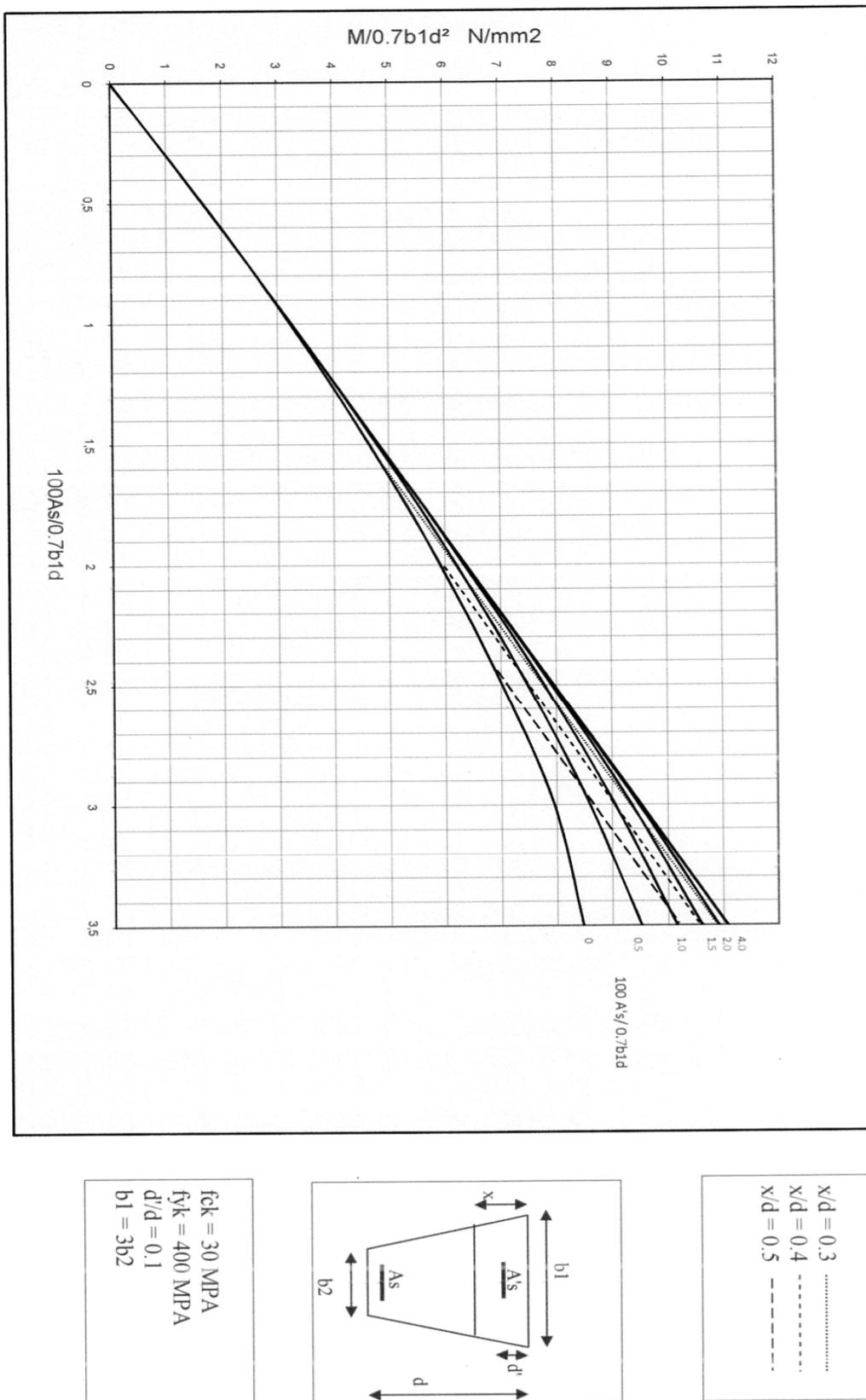


Figure (A.5). Moment réduit pour une section trapézoïdale en fonction de ρ et ρ' , cas de

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}, f_{yk} = 400 \text{ MPa} \text{ et } d'/d = 0.1$$

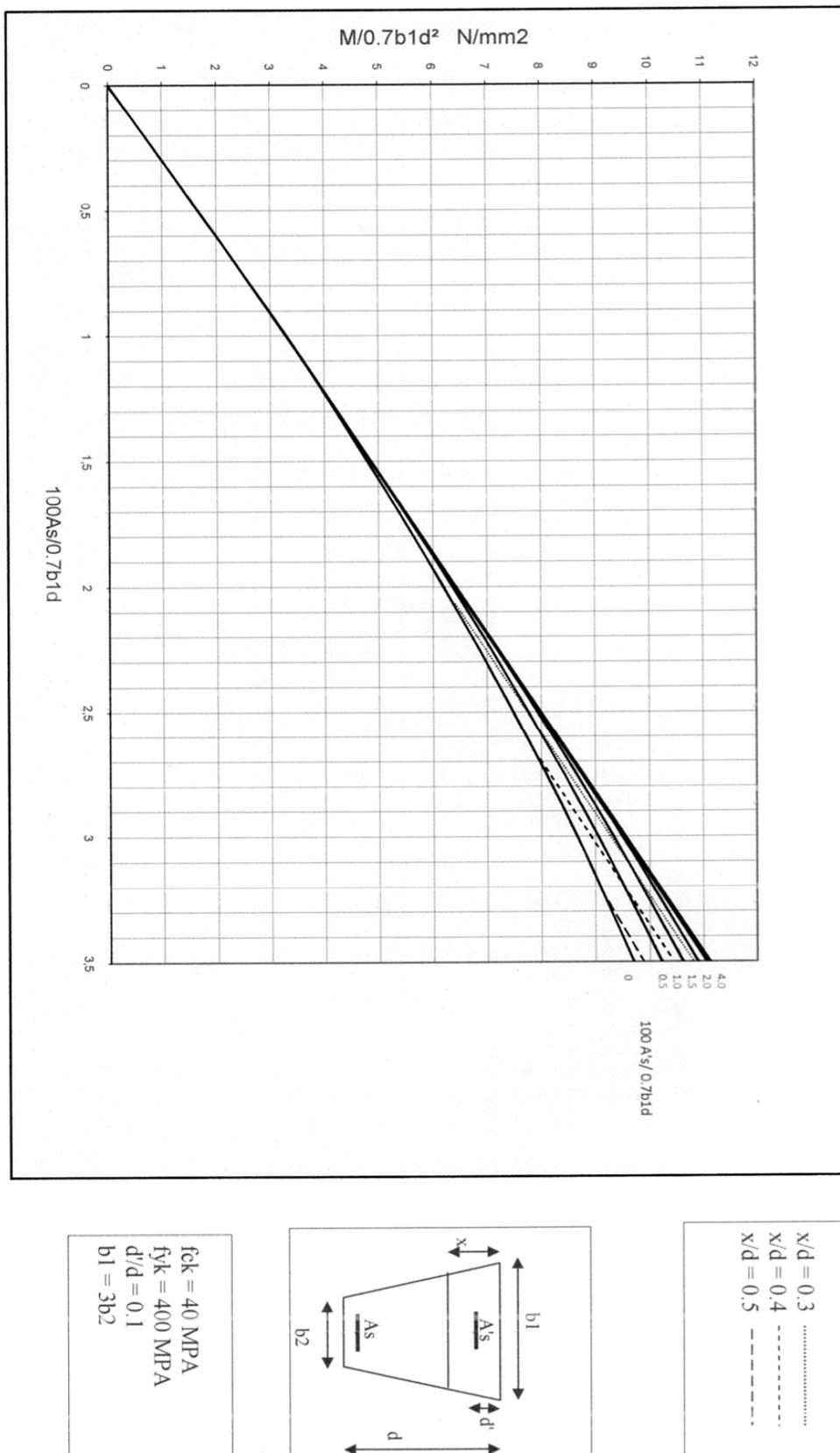


Figure (A.6). Moment réduit pour une section trapézoïdale en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 40$ MPa, $f_{yk} = 400$ MPa et $d'/d = 0.1$

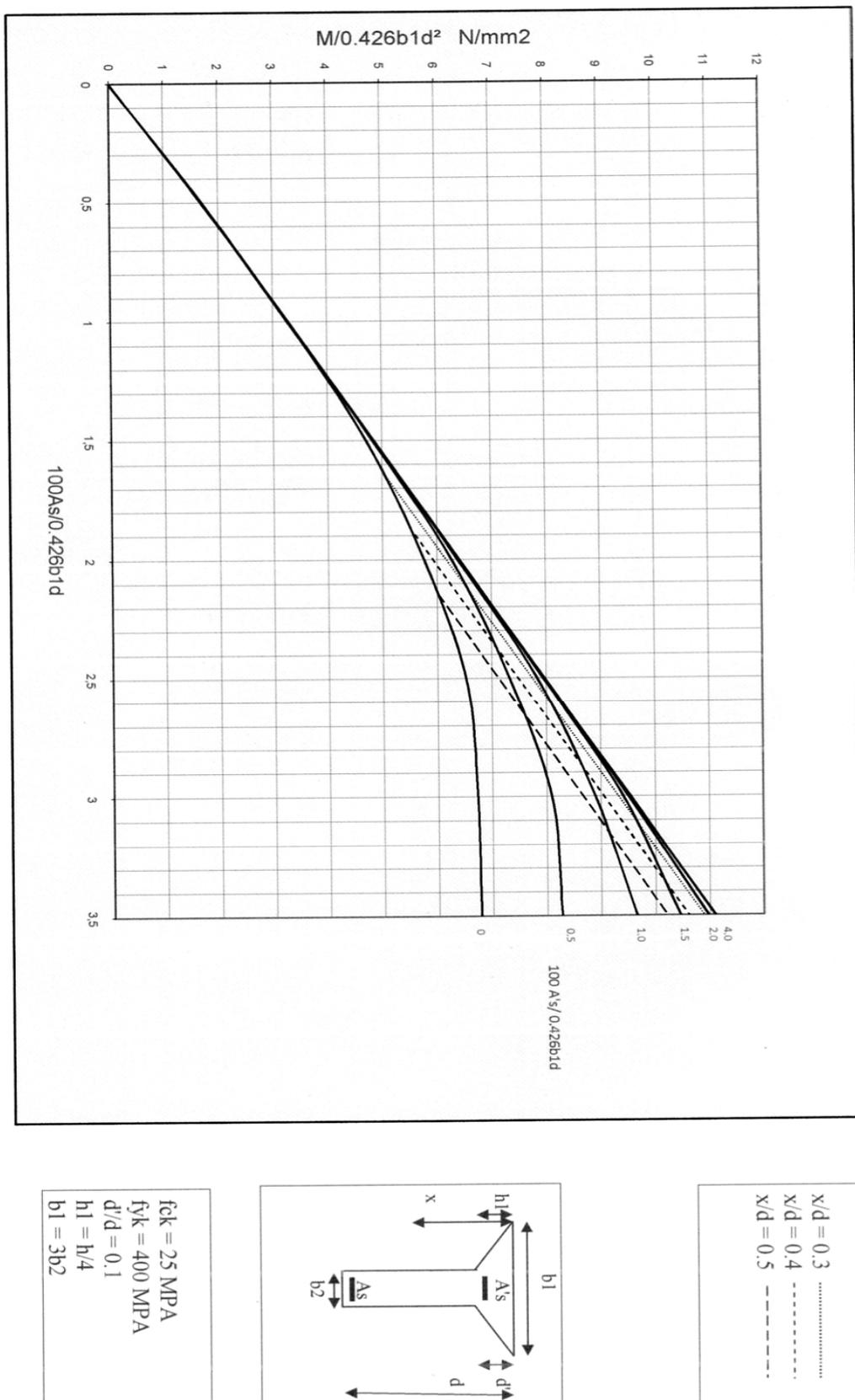


Figure (A.7). Moment réduit pour une section en Y en fonction de ρ et ρ' , cas de

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}, f_{yk} = 400 \text{ MPa} \text{ et } d_1/d = 0.1$$

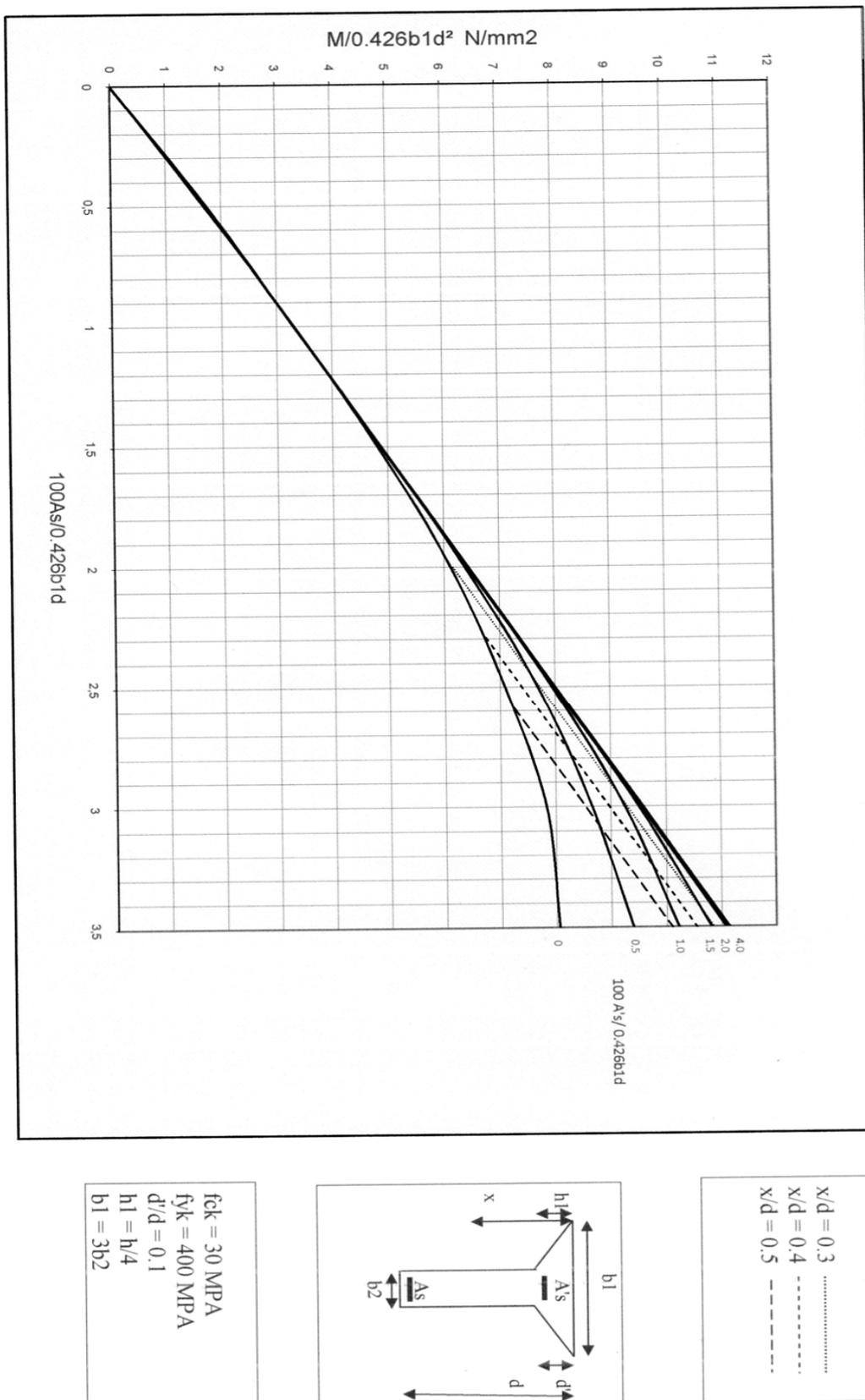


Figure (A.8). Moment réduit pour une section en Y en fonction de ρ et ρ' , cas de

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}, f_{yk} = 400 \text{ MPa} \text{ et } d'/d = 0.1$$

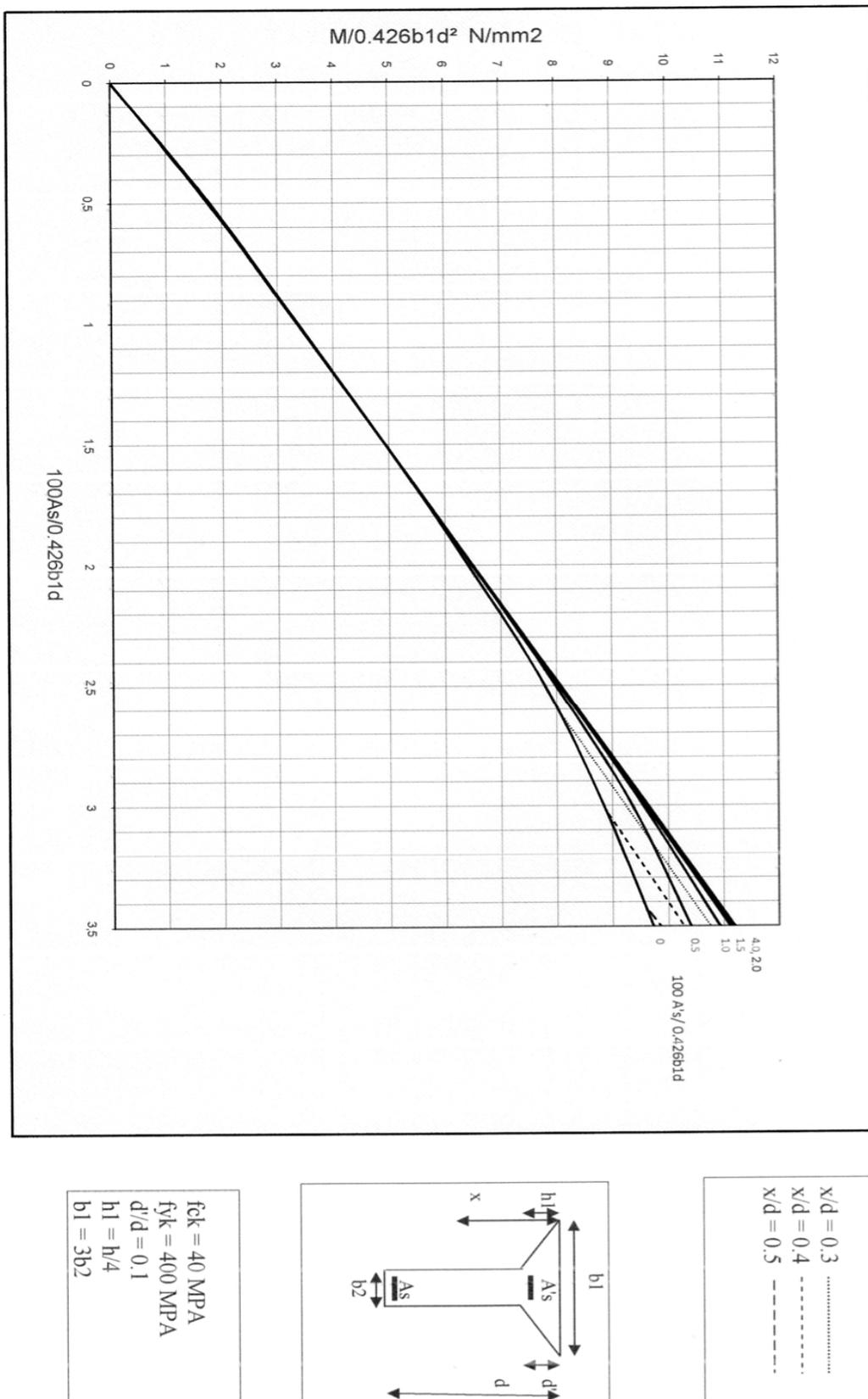
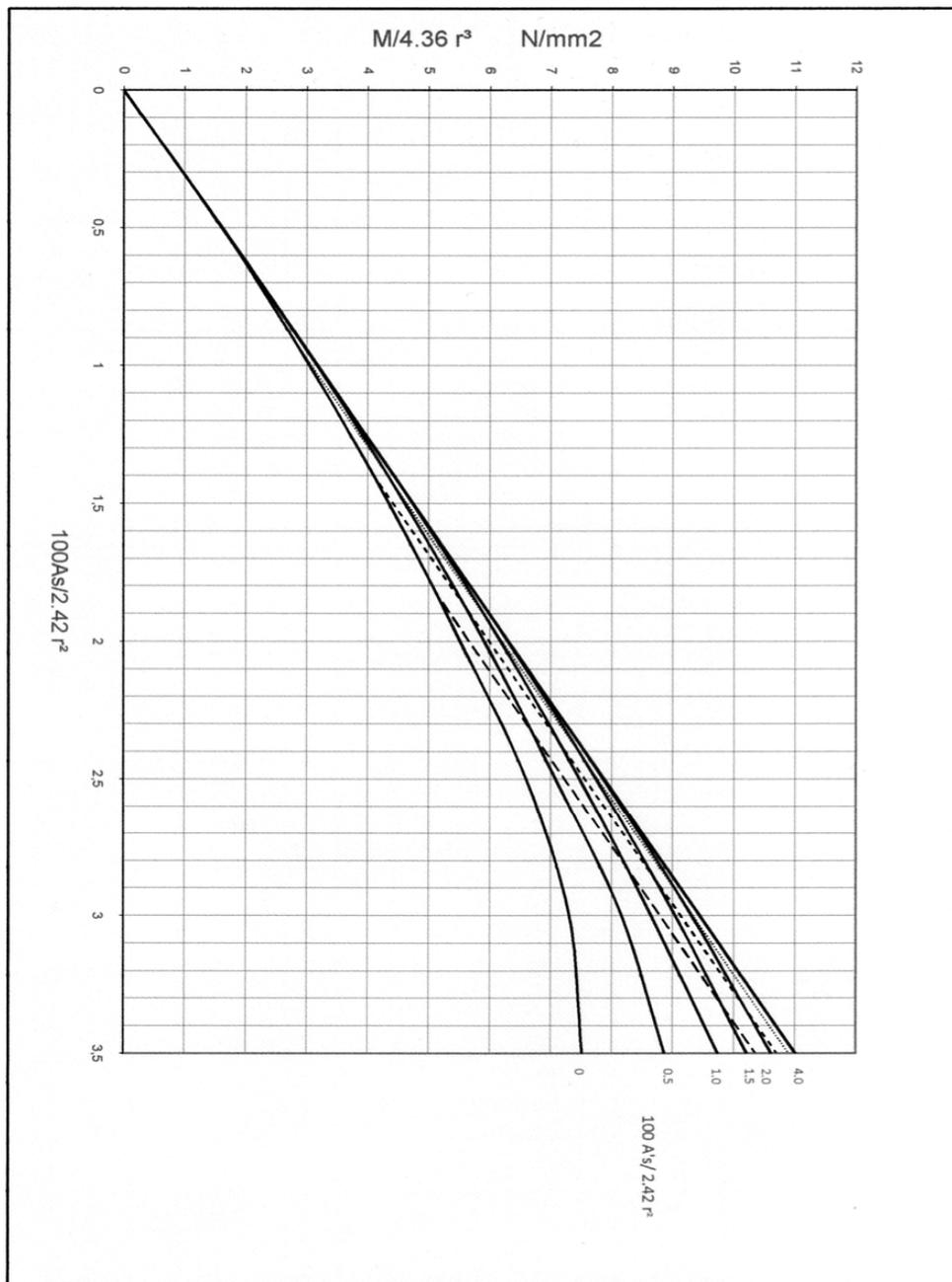
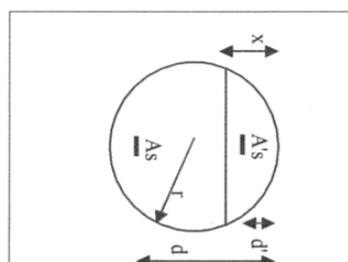


Figure (A.9). Moment réduit pour une section en Y en fonction de ρ et ρ' , cas de

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}, f_{yk} = 400 \text{ MPa} \text{ et } d'/d = 0.1$$



$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$
 $d'/d = 0.1$



$x/d = 0.3$
 $x/d = 0.4$ - · - · - ·
 $x/d = 0.5$ - - - - -

Figure (A.10). Moment réduit pour une section circulaire en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ et $d'/d = 0.1$

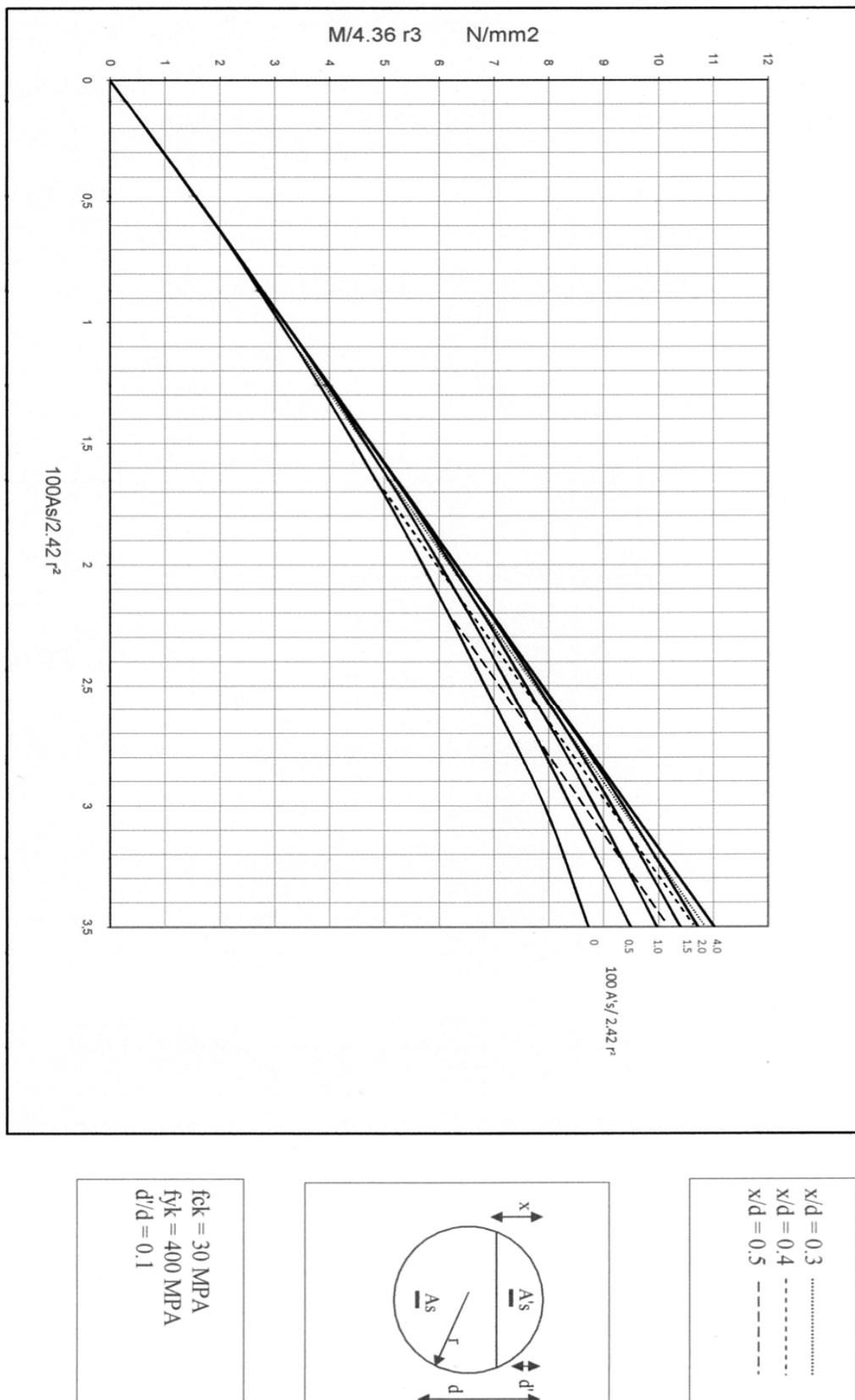
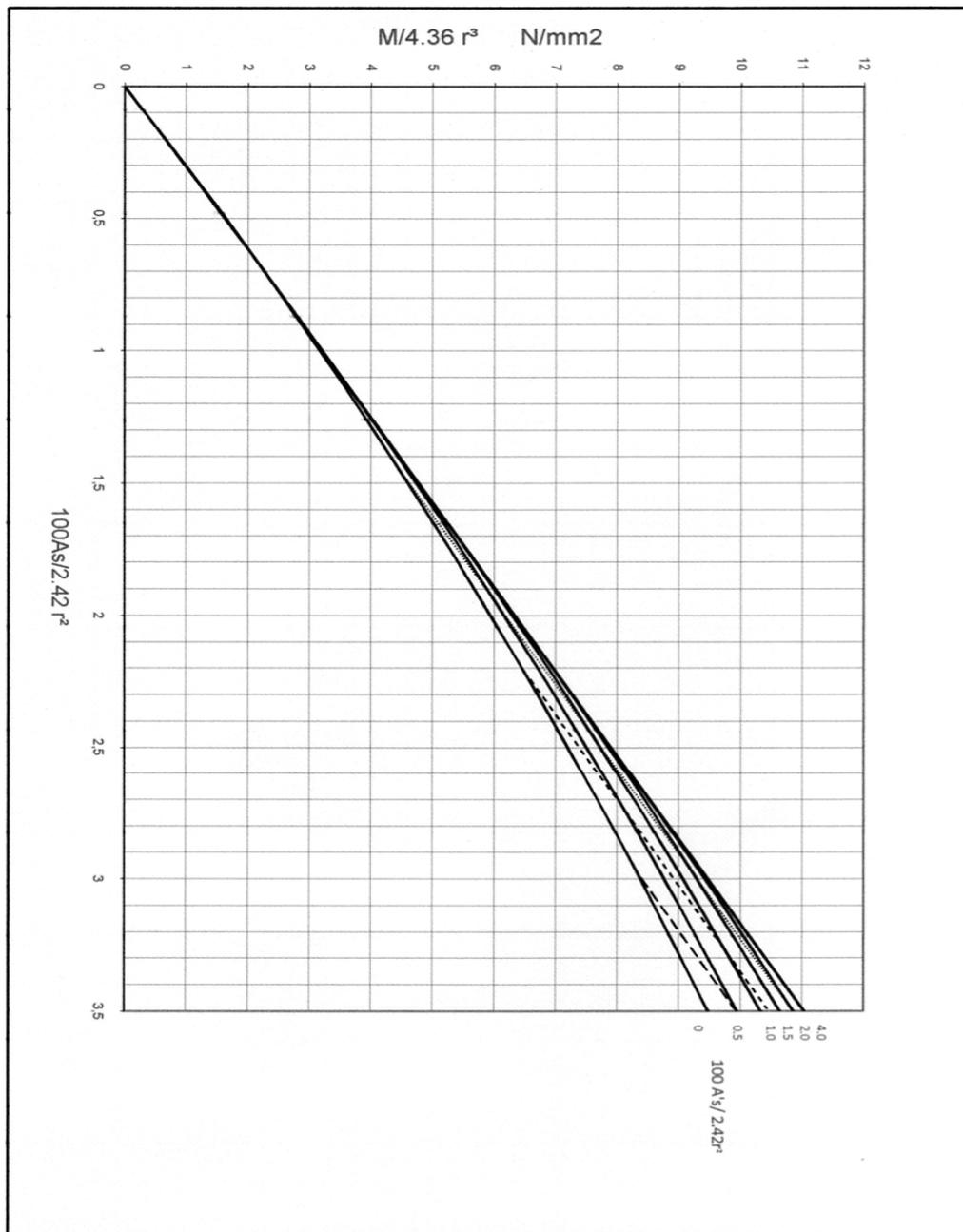
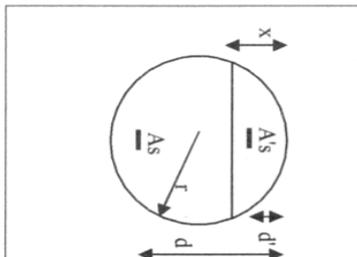


Figure (A.11). Moment réduit pour une section circulaire en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ et $d'/d = 0.1$



$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$
 $d'/d = 0.1$



$x/d = 0.3$
 $x/d = 0.4$
 $x/d = 0.5$

Figure (A.12). Moment réduit pour une section circulaire en fonction de ρ et ρ' , cas de

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ et $d'/d = 0.1$

Références bibliographiques

- [1]. **BOUSSAFEL S.** (2003). "*Analyse plastique d'éléments structuraux rectilignes en béton armé et en charpente métallique – étude comparative*". Thèse de magister. Université de Constantine. Algérie.
- [2]. **BEROUAL S.** (2008). "*Caractérisation de sections en béton armé équivalentes à la gamme de profilés (IPE) en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode 2 et 3*". Thèse de magister. Université de Skikda. Algérie.
- [3]. **CP110** (1972). "*Code of practice for the structural use of concrete*". Part 2. Design EDITIONS BSI British standards institution. Londres. Grande-Bretagne.
- [4]. **DAVIDOVICI Victor.**(1996). "*Formulaire du béton armé*". ELEMENT DE CALCUL: INTERFACE BETON ARME/CHARPENTE METALLIQUE, REGLES BAEL 91, Eurocode 2, règles Parasismiques 92. EDITIONS DU MONITEUR. Paris France.
- [5]. **EUROCODE 2.** (1992). "*Calcul des structures en béton*" et document d'application nationale. Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments. EDITIONS AFNOR. Paris. France.
- [6]. **KONG F.K, EVANS R.H.** (1980). "*Reinforced and prestressed concrete*" 2nd edition. EDITIONS VNR Van Nostrand Reinhold (UK) Co.Ltd. Londres. Grande-Bretagne.
- [7]. **MOREL Jean.** (1997). "*Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3*". TROISIEME TIRAGE. EDITIONS EYROLES. Paris. France.
- [8]. **MOREL Jean.** (1999). "*Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3*". QUATRIEME TIRAGE. EDITIONS EYROLES. Paris. France.
- [9]. **MOSLEY W.H, HULSE R, BUNGEY J.H.** (1996). "*Reinforced concrete design to Eurocode 2*". Eurocode 2. EDITIONS ROWE LTD CHIPPRNHAM, WILTS. Londres. Grande-Bretagne.
- [10]. **SAMAI M.L.** (2007). "*Analyse plastique des structures*". Notes des cours de post-graduation. Université de Constantine. Algérie.
- [11]. **SAMAI M.L.** (1994). "*Cours de béton armé*". Notes des cours de graduation. Université de Constantine. Algérie.
- [12]. **TICHY M, RAKOSNIK J.** (1975). "*Calcul plastique des ossatures en béton armé*". EDITIONS EYROLES. Paris. France.
- [13]. **ZERGUINI A.** (1993). "*Analyse à l'état limite ultime en flexion simple de Sections en béton armé en Y*". Thèse de magister. Université de Constantine. Algérie.